

## LỜI NÓI ĐẦU

Nhằm cung cấp tài liệu học tập cho sinh viên ngành Kỹ thuật công trình xây dựng, Bộ môn Kết cấu công trình Trường Đại học Xây dựng Miền Trung biên soạn cuốn giáo trình “*Kết cấu nhà cao tầng bê tông cốt thép*”.

Kết cấu bê tông cốt thép là loại kết cấu chủ yếu trong xây dựng hiện đại. Kiến thức về kết cấu bê tông cốt thép cần thiết cho cán bộ kỹ thuật xây dựng. Kết cấu chịu lực của nhà cao tầng thường bao gồm nhiều hệ kết cấu được liên kết với nhau sao cho chúng có khả năng chịu được các tác động của tải trọng như một hệ liên tục thống nhất. Bởi vậy việc tìm hiểu bản chất về sự làm việc của từng hệ chịu lực có ý nghĩa hàng đầu trong thiết kế và thi công nhà cao tầng.

Giáo trình trình bày những nguyên tắc cơ bản về lựa chọn các giải pháp kết cấu hợp lý, phân tích, áp dụng các giả thiết, lý thuyết tính toán, sơ đồ tính toán, xác định tải trọng và các yêu cầu tạo sao cho phù hợp với thực tế làm việc của từng dạng kết cấu nhà cao tầng bê tông cốt thép.

Đây là tài liệu rất cơ bản, giúp ích cho sinh viên trong quá trình học tập, làm đồ án tốt nghiệp của sinh viên ngành Kỹ thuật công trình xây dựng.

Tài liệu chắc chắn sẽ còn những thiếu sót, rất mong nhận được những ý kiến đóng góp quý báu, chân thành của bạn đọc.

Chân thành cảm ơn các thầy giáo, cô giáo trong Bộ môn Kết cấu công trình và các đồng nghiệp đã cộng tác, góp ý và giúp đỡ để hoàn thành cuốn tài liệu này.

**Tác giả**

*Huỳnh Quốc Hùng*

# MỤC LỤC

LỜI NÓI ĐẦU .....	i
MỤC LỤC .....	ii
MỤC LỤC HÌNH ẢNH .....	v
MỤC LỤC BẢNG.....	ix
Chương 1 .....	1
TỔNG QUAN NHÀ CAO TẦNG .....	1
1.1. Khái niệm về nhà cao tầng.....	1
1.2. Lịch sử phát triển .....	1
1.3. Phân loại nhà cao tầng .....	6
Chương 2 .....	8
CÁC HỆ KẾT CẤU CHỊU LỰC NHÀ CAO TẦNG .....	8
2.1. Khái niệm về các hệ kết cấu chịu lực .....	8
2.1.1. Đặc điểm chịu lực nhà cao tầng.....	8
2.1.2. Đặc điểm sử dụng vật liệu .....	8
2.1.3. Các hệ kết cấu chịu lực nhà cao tầng.....	9
2.2. Nguyên tắc lựa chọn kết cấu chịu lực nhà cao tầng .....	20
2.2.1. Giải pháp kiến trúc.....	20
2.2.2. Giải pháp kết cấu .....	22
2.2.3. Bố trí khe co dãn, khe lún, khe kháng chấn.....	27
2.3. Kết cấu nhà cao tầng.....	29
2.3.1. Kết cấu theo phương đứng.....	29
2.3.2. Kết cấu theo phương ngang (sàn và các dầm) .....	35
2.4. Sơ đồ làm việc nhà cao tầng .....	35
2.5. Tầng hầm .....	36
2.6. Cơ sở thiết kế nhà cao tầng.....	37
Chương 3 .....	38
TẢI TRỌNG TÁC ĐỘNG LÊN NHÀ CAO TẦNG .....	38
3.1. Tải trọng đứng .....	38
3.2. Dao động riêng của hệ nhiều bậc tự do .....	40
3.2.1. Xác định tần số dao động riêng .....	42
3.2.2. Xác định tần số dao động bằng các phần mềm Sap, Etabs.....	48
3.3. Tải trọng gió tĩnh và động .....	52
3.3.1. Gió tĩnh .....	54
3.3.2. Gió động .....	56
3.3.3. Tổ hợp nội lực (tải trọng) do tải trọng gió.....	61

3.3.4. Tính tần số dao động từ phần mềm Etabs.....	62
3.4. Tải trọng động đất.....	65
3.4.1. Khái niệm chung về động đất.....	65
3.4.2. Phản ứng của công trình dưới tác dụng của động đất.....	68
3.4.3. Các phương pháp xác định tải trọng động đất.....	69
3.4.4. Phương pháp xác định tải trọng động đất theo TCVN 9386-2012.....	70
3.4.5. Số dạng dao động cần xét đến trong tính toán động đất.....	92
3.4.6. Tổ hợp các hệ quả của các thành phần tác động động đất.....	92
3.5. Tổ hợp tải trọng.....	97
3.6. Các hiệu ứng bậc hai (hiệu ứng P - Δ).....	99
3.7. Ví dụ tính toán.....	99
Chương 4.....	108
<b>TÍNH TOÁN KẾT CẤU NHÀ CAO TẦNG.....</b>	<b>108</b>
4.1. Khái niệm chung.....	108
4.1.1. Giả thiết tính toán.....	108
4.1.2. Ảnh hưởng của kết cấu sàn đến sự làm việc của các hệ chịu lực thẳng đứng.....	108
4.1.3. Sơ đồ tính toán.....	110
4.1.3. Các phương pháp tính toán.....	112
4.2. Xác định nội lực hệ vách cứng theo phương pháp Khandzi.....	113
4.2.1. Phân phối tải trọng vào vách cứng thứ i.....	114
4.2.2. Phân phối mô men vào vách cứng thứ i.....	117
4.3. Xác định nội lực nhà cao tầng bằng phần mềm thông dụng.....	117
4.3.1. Dữ liệu bài toán.....	117
4.3.2. Trình tự thực hiện.....	118
Chương 5.....	139
<b>KIỂM TRA SỰ LÀM VIỆC CỦA NHÀ CAO TẦNG.....</b>	<b>139</b>
5.1. Kiểm tra ổn định tổng thể.....	139
5.2. Kiểm tra gia tốc dao động.....	142
5.3. Xác định chuyển vị của nhà cao tầng.....	143
5.4. Xác định độ nghiêng, lệch của nhà cao tầng.....	147
5.5. Xác định chuyển vị ngang của nhà cao tầng.....	148
5.6. Kiểm tra ổn định nghiêng lật của công trình.....	148
Chương 6.....	150
<b>NGUYÊN TẮC KIỂM TRA BỀN VÀ CẤU TẠO</b>	<b>KẾT CẤU CHỊU</b>
<b>LỰC.....</b>	<b>150</b>

6.1. Nguyên tắc chung .....	150
6.2. Các tiết diện tính toán và tổ hợp nội lực .....	151
6.3. Kiểm tra các tiết diện ngang .....	152
6.3.1. Tính toán cốt thép cấu kiện chịu nén lệch tâm xiên .....	152
6.3.2. Tính toán cốt đai cột (TCVN 5574:2012).....	167
6.3.3. Lập biểu đồ tương tác .....	171
6.3.4. Tính toán vách cứng .....	173
6.4. Cấu tạo cốt thép dầm .....	193
6.5. Cấu tạo cốt thép cột .....	199
6.6. Cấu tạo cốt thép nút khung .....	203
6.7. Cấu tạo cốt thép vách cứng và lõi cứng.....	209
6.7.1. Lựa chọn và bố trí các vách và lõi cứng .....	209
6.7.2. Cấu tạo vách và lõi cứng.....	210
6.8. Nối cốt thép.....	219
TÀI LIỆU THAM KHẢO .....	222



## MỤC LỤC HÌNH ẢNH

Hình 1. 1. Các tòa nhà cao tầng nổi tiếng ở Mỹ. ....	2
Hình 1. 2. Nhà cao tầng ở Chicago.....	3
Hình 1. 3. Nhà cao tầng ở New York. ....	4
Hình 1. 4. Chiều cao các tòa nhà nổi tiếng trên thế giới. ....	5
Hình 2. 1. Sơ đồ tổ hợp các hệ chịu lực nhà cao tầng. ....	10
Hình 2. 2. Sơ đồ hệ khung chịu lực. ....	10
Hình 2. 3. Sơ đồ hệ tường chịu lực.....	11
Hình 2. 4. Hình dạng các vách cứng. ....	12
Hình 2. 5. Các hệ lõi chịu lực. ....	13
Hình 2. 6. Công trình “The Miglin-Beiler Tower” ở Chicago (Hoa Kỳ).....	13
Hình 2. 7. Các hệ hộp chịu lực. ....	14
Hình 2. 8. Công trình “JinMao Tower” ở Thượng Hải. ....	15
Hình 2. 9. Hệ hỗn hợp Khung – Tường (Vách) chịu lực.....	16
Hình 2. 10. Sơ đồ giằng.....	16
Hình 2. 11. Sơ đồ khung – giằng.....	16
Hình 2. 12. Hệ khung – lõi chịu lực. ....	17
Hình 2. 13. Nhà có vách cứng dạng dàn.....	17
Hình 2. 14. Sơ đồ biến dạng của hệ kết cấu. ....	17
Hình 2. 15. Các giải pháp lõi - ống, ống trong ống.....	18
Hình 2. 16. Kết cấu khung – vách – lõi. ....	19
Hình 2. 17. Sơ đồ lựa chọn hệ kết cấu theo số tầng. ....	19
Hình 2. 18. Một số hình dạng mặt bằng nhà cao tầng.....	21
Hình 2. 19. Một số hình dạng phù hợp của nhà trên chiều cao. ....	21
Hình 2. 20. Khung nhiều nhịp. ....	23
Hình 2. 21. Các sơ đồ khung không nên chọn và biện pháp khắc phục.....	23
Hình 2. 22. Bố trí vách cứng trong khung.....	24
Hình 2. 23. Phân bố khối lượng theo chiều cao. ....	24
Hình 2. 24. Vị trí tâm khối lượng và tâm cứng trên mặt bằng nhà. ....	25
Hình 2. 25. Vị trí lõi cứng trong mặt bằng nhà. ....	26
Hình 2. 26. Sơ đồ hình thành khớp dẻo của khung. ....	27
Hình 2. 27. Khe kháng chấn. ....	28
Hình 2. 28. Mặt bằng kết cấu khung điển hình. ....	30
Hình 2. 29. Bố trí vách cứng trong mặt bằng. ....	31
Hình 2. 30. Hệ kết cấu vách chịu lực. ....	31
Hình 2. 31. Bố trí lõi cứng trên mặt bằng.....	32
Hình 2. 32. Kết cấu ống.....	32
Hình 2. 33. Một số dạng vách cứng thường gặp. ....	33
Hình 2. 34. Kết cấu khung – vách. ....	33

Hình 2. 35. Hệ kết cấu khung – lõi cứng.....	34
Hình 2. 36. Khung đỡ vách.....	34
Hình 2. 37. Hệ kết cấu ống.....	34
Hình 2. 38. Các loại sàn thường gặp.....	35
Hình 2. 39. Các sơ đồ làm việc.....	36
Hình 2. 40. Tầng hầm.....	37
Hình 3. 1. Hệ một bậc tự do.....	40
Hình 3. 2. Hệ nhiều bậc tự do.....	41
Hình 3. 3. Mô hình tính toán.....	42
Hình 3. 4. Mô hình tính toán.....	46
Hình 3. 5. Các dạng dao động của công trình.....	48
Hình 3. 6. Hộp thoại khai báo Material Properties và Mass source.....	48
Hình 3. 7. Hộp thoại Assign Diaphragm.....	49
Hình 3. 8. Hộp thoại Dynamic analysis.....	49
Hình 3. 9. Hộp thoại Modal participating Mass ratio.....	50
Hình 3. 10. Hộp thoại Center mass Rigidity.....	50
Hình 3. 11. Các dạng dao động của khung phẳng.....	51
Hình 3. 12. Các dạng dao động của khung không gian.....	52
Hình 3. 13. Điều chỉnh trục của cột biên và dầm biên.....	52
Hình 3. 14. Tuần hoàn của gió.....	53
Hình 3. 15. Biểu đồ dạng áp lực gió.....	53
Hình 3. 16. Tải trọng gió là lực tập trung tác động lên trọng tâm sàn mỗi tầng.....	55
Hình 3. 17. Hộp thoại Center mass Rigidity.....	55
Hình 3. 18. Hộp thoại User Wind Load.....	55
Hình 3. 19. Hệ tọa độ xác định hệ số tương quan v.....	58
Hình 3. 20. Đồ thị xác định hệ số động lực $\xi_i$ .....	60
Hình 3. 21. Hộp thoại Modal participating Mass ratio.....	62
Hình 3. 22. Hộp thoại Center Mass Rigidity.....	63
Hình 3. 23. Hộp thoại Building Mode.....	63
Hình 3. 24. Đặc trưng dao động tại chấn tâm và chấn tiêu.....	66
Hình 3. 25. Bản đồ phân vùng gia tốc nền lãnh thổ Việt Nam, chu kỳ lặp 500 năm, nền loại A.....	68
Hình 3. 26. Mô hình tính toán của hệ kết cấu có nhiều bậc tự do chịu tác động động đất.....	69
Hình 3. 27. Dạng của phổ phản ứng đàn hồi.....	75
Hình 3. 28. Phổ phản ứng đàn hồi cho các loại nền đất từ A đến E (độ cản 5%).....	76
Hình 3. 29. Các tiêu chí về tính đều đặn của nhà có giạt cấp.....	88
Hình 3. 30. Phân phối lực động đất lên tầng thứ i.....	90
Hình 3. 31. Hiệu ứng P - $\Delta$ của mô hình côngxôn.....	99

Hình 4. 1. a) Khung; b) Vách (lõi); c) Sơ đồ biên dạng của hệ thống qua các liên kết (giằng) đặt ở các mức sàn. ....	109
Hình 4. 2. a) Sơ đồ kết cấu chịu tải trọng ngang; b, c) Sơ đồ liên kết và tải trọng thành phần. ....	110
Hình 4. 3. a) Mặt bằng kết cấu hệ khung - vách; b) Sơ đồ tính toán theo phương trục y c) Sơ đồ tính toán theo phương trục x. ....	110
Hình 4. 4. Hệ khung - vách - lõi trong ngôi nhà có mặt bằng gây khúc cần tính toán theo sơ đồ không gian. ....	111
Hình 4. 5. Các sơ đồ tính toán. ....	111
Hình 4. 6. Xác định chuyển vị vách cứng. ....	113
Hình 4. 7. Tải trọng tác dụng theo từng phương. ....	115
Hình 4. 8. Tải trọng tác dụng theo hai phương. ....	115
Hình 4. 9. Trục chính các tường song song trục nhà. ....	116
Hình 4. 10. Mặt bằng công trình. ....	118
Hình 5. 1. Đồ thị xác định $\alpha$ . ....	141
Hình 5. 2. Xác định đặc trưng mặt bằng nhà. ....	141
Hình 5. 3. Phân bố tải trọng gió theo độ cao. ....	145
Hình 5. 4. Độ nghiêng lệch của nhà trong và ngoài mặt phẳng. ....	147
Hình 6. 1. Các dạng vùng bê tông chịu nén. ....	152
Hình 6. 2. Sơ đồ nội lực và biểu đồ ứng suất trên tiết diện thẳng góc với trục dọc cấu kiện bê tông cốt thép trong trường hợp tổng quát tính toán tiết diện theo độ bền. ....	153
Hình 6. 3. Bố trí cốt thép cột (cột dọc, cột đai) ....	170
Hình 6. 4. Sơ đồ phân bố ứng suất trong cấu kiện nén lệch tâm tính theo biến dạng. ....	172
Hình 6. 5. Mặt biểu đồ tương tác cột nén lệch tâm xiên. ....	172
Hình 6. 6. Hình dạng vách cứng. ....	174
Hình 6. 7. Cách bố trí vách cứng theo chiều cao công trình và mặt bằng. ....	174
Hình 6. 8. Phân loại vách cứng theo chiều cao. ....	175
Hình 6. 9. Bố trí vách cứng trên mặt bằng công trình. ....	176
Hình 6. 10. Ứng xử hệ khung vách. ....	176
Hình 6. 11. Mô hình cấu tạo hệ chịu lực của kết cấu nhà. ....	177
Hình 6. 12. Các thành phần nội lực trong vách. ....	178
Hình 6. 13. Phân chia vách để tính theo phương pháp ứng suất đàn hồi; ....	179
Hình 6. 14. Phân chia vách để tính theo phương pháp vùng biên chịu mô men. ....	180
Hình 6. 15. Biểu đồ tương tác. ....	185
Hình 6. 16. Dạng bố trí cốt thép và biểu đồ tương tác của vách cứng. ....	186
Hình 6. 17. Phân bố cốt thép trong vách cứng. ....	186
Hình 6. 18. Cấu tạo cốt thép vách cứng. ....	188
Hình 6. 19. Các phương án bố trí cốt thép vách cứng phẳng. ....	189
Hình 6. 20. Dạng bố trí cốt thép vách cứng. ....	193
Hình 6. 21. Cột bị phá hoại. ....	194

Hình 6. 22. Tiết diện cột – dầm bê tông cốt thép. ....	194
Hình 6. 23. Quy định vùng tới hạn trong dầm. ....	195
Hình 6. 24. Cấu tạo hình dạng cốt đai trong dầm. ....	196
Hình 6. 25. Cấu tạo dầm bê tông cốt thép. ....	196
Hình 6. 26. Quy định lượng cốt thép dọc bố trí trong dầm. ....	197
Hình 6. 27. Cấu tạo cốt thép trong dầm. ....	198
Hình 6. 28. Cấu tạo cốt thép đai trong dầm. ....	199
Hình 6. 29. Quy định cách thức bố trí cốt thép trong cột. ....	201
Hình 6. 30. Cấu tạo cốt đai trong cột chịu tải động đất. ....	202
Hình 6. 31. Một số dạng cấu tạo cốt đai trong cột. ....	202
Hình 6. 32. Bố trí cốt đai tại nút khung theo yêu cầu kháng chấn. ....	203
Hình 6. 33. Quy định chiều dài đoạn neo cốt thép. ....	204
Hình 6. 34. Cấu tạo nút khung thông thường không tính động đất: 1. cốt đai bổ sung; 2,3,4,5,6,7 cốt dọc trong dầm, cột được uốn cong tại các nút. ....	206
Hình 6. 35. Tầm quan trọng của nút khung trong khung chịu tải trọng ngang; .....	207
Hình 6. 36. Sự làm việc và cơ chế phá hoại của nút khung; .....	207
Hình 6. 37. Sự phá hoại của nút khung. ....	208
Hình 6. 38. Gia cường cho nút khung. ....	208
Hình 6. 39. Phân tích sự làm việc nút khung. ....	209
Hình 6. 40. Bố trí cốt thép trong vách. ....	211
Hình 6. 41. Cấu tạo cốt thép gia cường lanh tô cửa. ....	212
Hình 6. 42. Bố trí cốt thép trong vách. ....	212
Hình 6. 45. Bố trí cốt thép trong vách. ....	213
Hình 6. 46. Bố trí cốt thép trong vách. ....	213
Hình 6. 47. Bố trí cốt thép trong vách. ....	214
Hình 6. 48. Bố trí cốt thép trong vách. ....	215
Hình 6. 49. Bố trí cốt thép trong vách. ....	216
Hình 6. 50. Bố trí cốt thép trong vách. ....	216
Hình 6. 51. Bố trí cốt thép trong vách. ....	217
Hình 6. 52. Bố trí cốt thép trong vách. ....	217
Hình 6. 53. Bố trí cốt thép trong vách. ....	218
Hình 6. 54. Bố trí cốt thép trong vách (tham khảo). ....	219
Hình 6. 55. Loại mối nối tiêu chuẩn. ....	220
Hình 6. 56. Nối cốt thép bằng coupler. ....	221
Hình 6. 57. Nối thép bằng U-bolt. ....	221

## MỤC LỤC BẢNG

Bảng 1. 1. Một số công trình nhà cao tầng ở Việt Nam.....	6
Bảng 2. 1. Chiều cao lớn nhất thích hợp cho nhà BTCT liền khối ( $m$ ).....	8
Bảng 2. 2. Chiều cao tối đa $H$ ( $m$ ) và tỷ số giới hạn giữa chiều cao và chiều rộng $H/B$ . .....	20
Bảng 2. 3. Khoảng cách giữa các vách cứng phải thỏa mãn điều kiện: .....	26
Bảng 2. 4. Khoảng cách lớn nhất của khe co giãn khi không tính toán .....	28
Bảng 2. 5. Bề rộng tối thiểu của khe kháng chấn ( $mm$ ).....	29
Bảng 3. 1. Giá trị giới hạn của tần số dao động riêng $f_L$ .....	56
Bảng 3. 2. Hệ số áp lực động $\zeta_j$ .....	57
Bảng 3. 3. Bảng hệ số $k_{zj}$ kể đến sự thay đổi áp lực gió theo độ cao và dạng địa hình. 57	
Bảng 3. 4. Hệ số tương quan không gian áp lực động của tải trọng gió $v_1$ .....	58
Bảng 3. 5. Các tham số $\rho$ và $\chi$ .....	59
Bảng 3. 6. Hệ số $\beta$ điều chỉnh tải trọng gió với thời gian sử dụng giả định của công trình khác nhau. ....	61
Bảng 3. 7. Giữa thang Mercalli cải tiến và thang Richter có mối liên hệ như sau.....	67
Bảng 3. 8. Các loại nền đất.....	71
Bảng 3. 9. Mức độ và hệ số tầm quan trọng.....	72
Bảng 3. 10. Giá trị của các tham số mô tả các phổ phản ứng đàn hồi.....	76
Bảng 3. 11. Giá trị các tham số mô tả phổ phản ứng đàn hồi theo phương thẳng đứng .....	77
Bảng 3. 12. Các giá trị $\psi_{2,i}$ đối với nhà .....	91
Bảng 3. 13. Giá trị của $\varphi$ để tính toán $\psi_{E,i}$ .....	91
Bảng 3. 14. Các chu kỳ dao động cơ bản .....	100
Bảng 3. 15. Khối lượng và chuyển vị tầng theo dạng dao động cơ bản.....	101
Bảng 3. 16. Phân phối tải ngang theo phương Y lên từng tầng. ....	104
Bảng 3. 17. Chu kỳ dao động .....	105
Bảng 3. 18. Tải trọng ngang theo phương X lên từng tầng.....	105
Bảng 3. 19. Tải trọng ngang theo phương Y lên từng tầng.....	106
Bảng 3. 20. So sánh lực cắt đáy.....	107
Bảng 4. 1. Kích thước cột.....	118
Bảng 6. 1. Quy định về cốt dọc cột .....	199
Bảng 6. 2. Quy định về cốt đai .....	200

# Chương 1

## TỔNG QUAN NHÀ CAO TẦNG

### 1.1. Khái niệm về nhà cao tầng

Định nghĩa về nhà cao tầng thay đổi từng nước tùy thuộc vào sự phát triển khoa học kỹ thuật, kinh tế, xã hội và ứng dụng công nghệ của nước đó.

Theo Ủy Ban nhà cao tầng Quốc tế: "Một công trình được xem là nhà cao tầng nếu chiều cao của nó quyết định các điều kiện thiết kế, thi công hoặc sử dụng khác với nhà thông thường".

Có thể định nghĩa theo cách khác: "Nhà cao tầng là một nhà mà chiều cao của nó ảnh hưởng tới ý đồ và cách thức thiết kế".

Quy định nhà cao tầng của một số quốc gia:

Quốc gia	SNG	Trung Quốc	Mỹ	Pháp	Anh	Nhật	Đức	Việt Nam
Nhà ở	10 tầng trở lên	10 tầng trở lên	10 tầng trở lên	>50 m	> 24,3 m	11 tầng và chiều cao từ 31 m	Cao 22 m tính từ mặt nền	Công trình cao trên 40 m
Công trình khác	7 tầng	>24 m	Nhà trên 22 -25 m	>28 m				

### 1.2. Lịch sử phát triển

Từ đầu thế kỉ XX, cùng với sự phát triển của khoa học kỹ thuật (như công nghệ vật liệu, công nghệ chế tạo máy ...) đã đưa thế giới vào một cuộc chạy đua xây dựng các công trình chọc trời. Do vậy nhà cao tầng xuất hiện và trở thành biểu tượng cho sự phồn thịnh và phát triển mà điển hình là sự phát triển ở Mỹ:

- Năm 1913 cao ốc Woolworth Building được xây dựng (57 tầng, 241m);

- Năm 1930 xây dựng cao ốc Chrysler chiều cao 319m; sau vài tháng tòa nhà Empire State Building được xây dựng cao 381m (102 tầng), tính cả ăngten – cao 448 m.

- Sau đó tháp đôi World Trade Center ra đời cao 415 và 417 m (Bị đánh bom 11/09/2001).

- Năm 1973 xây dựng Sears Tower ở Chicagol, cao 442 m.

Ở Châu Á, xu hướng phát triển này cũng bắt đầu từ những năm 70 mà điển hình là:

- Bank of China Tower – Hong Kong cao 269m (70 tầng);

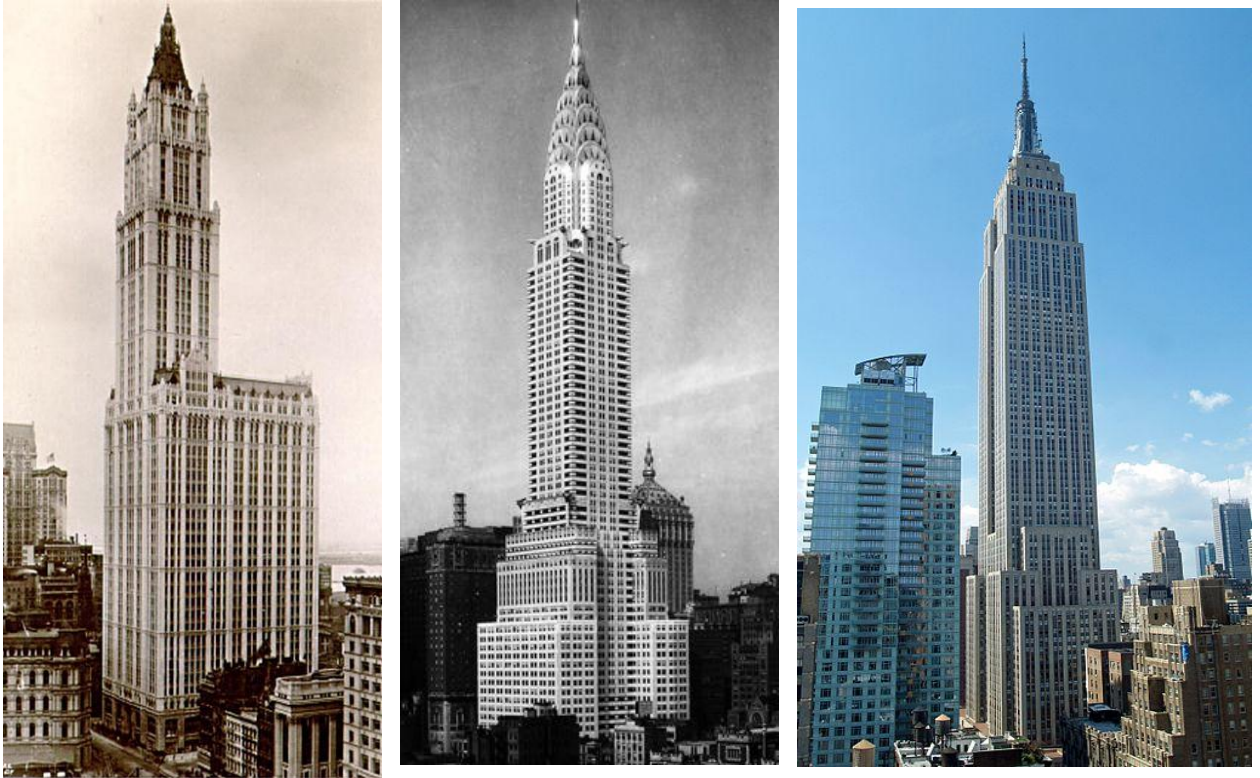
- Jin Mao Tower ShangHai cao 421m (86 tầng);

- Petronas Tower Malaysia cao 450m (95 tầng).

**Nhà cao tầng ở Mỹ:**

Trường phái nhà cao tầng Chicago: Là trường phái nhà cao tầng xuất hiện trước đặc điểm phát triển nhà cao tầng theo kiến trúc High-Tech và Super High-Tech. Mang nặng về mặt kỹ thuật, có hình thức khối tương đối vuông vắn, cục mịch và không đa dạng cũng như không mang tính nghệ thuật. Kiểu nhà cao tầng phổ biến nhất tại thành phố Chicago nói riêng và toàn nước Mỹ nói chung là những tòa nhà chọc trời được thiết kế thiên hướng theo công năng và kết cấu hiện đại mang tính công nghệ cao nhưng không mang tính phong phú và đa dạng về nghệ thuật kiến trúc nhà cao tầng. Kể từ khi được giới thiệu và sử dụng rộng rãi, kiến trúc này đã làm chuyển đổi các tòa nhà theo phong cách Châu Âu cổ điển sang trường phái thiết kế theo công nghệ phổ biến kết cấu.

Cao ốc Woolworth (241m)    Cao ốc Chrysler (319m)    State Empire Building (344m)



Hình 1. 1. Các tòa nhà cao tầng nổi tiếng ở Mỹ.

Trường phái nhà cao tầng New York: Là trường phái sau trường phái nhà cao tầng Chicago, có đặc điểm phong phú và đa dạng về hình thức kiến trúc của tổ hợp. Trường phái này có xử lý hình khối kiến trúc của tổ hợp một cách nghệ thuật. Bao gồm: Tổ hợp mặt bằng; tổ hợp mặt đứng mà hiệu quả là phân kết của mặt đứng. Trường phái này thể hiện bởi các kiểu nhà cao tầng phổ biến nhất tại thành phố New York là những tòa nhà chọc trời. Kể từ khi được giới thiệu và sử dụng rộng rãi ở đây, kiến trúc này đã làm chuyển đổi các tòa nhà của New York từ kiểu truyền thống Châu Âu thấp và các khối nhà theo phong cách cao tầng thô mộc Chicago sang những khu thương mại vươn thẳng đứng lên cao và có xử lý nghệ thuật ở phần mái. Đến 8/2008, New York có 5.538 tòa nhà cao tầng (nhiều nhất ở Hoa Kỳ và đứng hạng nhì thế giới sau Hong Kong). Hiện nay thành phố có 50 nhà chọc trời xây dựng xong, cao trên 200 mét. Bị bao quanh bởi mật nước, mật độ dân số và giá trị bất động sản cao trong những



khu thương mại khiến cho New York trở thành nơi tập trung nhiều nhất các tòa nhà, tòa tháp chung cư và văn phòng trên thế giới.

New York có những tòa nhà cao tầng với kiến trúc nổi bật mang nhiều phong cách khác nhau. Woolworth Building tại 40 phố Wall (1913), là tòa nhà chọc trời mang kiến trúc Gothic phục hưng thời kỳ đầu. Nghị quyết phân vùng năm 1916 bắt buộc các tòa nhà mới phải được xây theo kiểu hình chồng lên nhau (phần dưới có diện tích rộng hơn phần trên) và giới hạn các tháp bằng một phần trăm nền đất bên dưới để cho ánh nắng mặt trời chiếu xuống đường phố bên dưới. Kiểu thiết kế art deco của tòa nhà Chrysler năm 1930 với đỉnh thon nhỏ và hình chóp bằng thép đã phản ánh những yêu cầu bắt buộc đó. Tòa nhà này được nhiều sử gia và kiến trúc sư xem như là tòa nhà đẹp nhất New York với cách trang trí rõ nét, thí dụ các góc của tầng 61 có hình biểu tượng chim ó gắn trên nắp phía trước đầu xe Chrysler kiểu năm 1928 và cả các mẫu đèn hình chữ v được ghép chặt bởi một tháp chóp bằng thép ở trên đỉnh tòa nhà. Một ví dụ về ảnh hưởng lớn của kiến trúc phong cách quốc tế tại Hoa Kỳ là tòa nhà Seagram (1957), đặc biệt vì diện mạo của nó sử dụng các xà bằng thép hình chữ H được bọc đồng dễ nhìn thấy để làm nổi bật cấu trúc của tòa nhà. Tòa nhà Condé nast (2000) là một thí dụ điển hình cho cấu trúc thiết kế bền vững (Sustainable Design) trong các tòa nhà chọc trời của Hoa Kỳ.



Hình 1. 2. Nhà cao tầng ở Chicago.

Đặc điểm của các khu dân cư lớn của New York thường là các dãy nhà phố (rowhouse, townhouse) đá nâu tao nhã và các tòa nhà cao tầng tối tân được xây dựng trong một thời kỳ mở rộng nhanh từ năm 1870 đến năm 1930. Đá và gạch trở thành các vật liệu xây dựng chọn lựa của thành phố sau khi việc xây nhà gỗ bị hạn chế bởi vụ cháy lớn vào năm 1835. Không giống như Paris trong nhiều thế kỷ đã được xây dựng từ chính nền đá vôi của mình, New York luôn lấy đá xây dựng từ một hệ thống các mỏ đá xa xôi và các tòa nhà xây bằng đá của thành phố thì đa dạng về kết cấu và



màu sắc. Một điểm nổi bật khác của nhiều tòa nhà cao tầng trong thành phố là có sự hiện diện của những tháp nước bằng gỗ đặt trên nóc. Vào thập niên 1800, thành phố bắt buộc các tòa nhà cao trên sáu tầng gắn các tháp nước như vậy để không cần phải nén nước quá cao ở các cao độ thấp mà có thể làm bể các ống dẫn nước của thành phố. Những tòa nhà cao tầng chung cư có vườn hoa trở nên quen thuộc suốt thập niên 1920 tại những khu ngoại ô trong đó có Jackson Heights nằm trong quận Queens.

Dạng trường phái nhà cao tầng này lan tỏa trên nước Mỹ với nhiều công trình có thẩm mỹ đẹp và nổi bật. Dưới đây là một vài công trình minh họa.



Hình 1. 3. Nhà cao tầng ở New York.

#### ***Nhà cao tầng ở Châu Âu:***

Châu Âu đi sau Mỹ trong quá trình phát triển nhà cao tầng. Từ những năm 1950 Frankfurt - Đức trở thành thành phố nhà cao tầng đầu tiên của Châu Âu. Năm 1960 tháp Henninge trong khu phố Sachsenhausen là căn nhà Frankfurt đầu tiên vượt qua tháp tây của nhà thờ lớn Frankfurt về chiều cao (120 mét). Các nhà cao nhất của những năm 1970 (Plaza Baro Center/khách sạn Marriott, DG-Bank (ngân hàng hợp tác xã Đức), Dresdner Bank) là những tòa nhà cao nhất nước Đức với chiều cao tròn 150m, tháp hội chợ (Messeturm) 1990 đạt chiều cao 257 m và đã là tòa nhà cao nhất châu Âu cho đến 7 năm sau đó bị vượt qua bởi tòa nhà cao 259 m (cả ăngten cao 300 m) là trụ sở chính của Commerzbank.

#### ***Nhà cao tầng ở Mỹ La tin, Trung Đông, Châu Á:***

Từ cuối thập niên 1930, nhà cao tầng cũng dần dần xuất hiện ở Nam Mỹ và ở Châu Á như: Thượng Hải, Hồng Kông và Singapore.

Trước sự khan hiếm về đất đai xây dựng cũng như tỉ lệ hoàn vốn và lợi nhuận trên diện tích sàn cao, nhà chọc trời trở thành một xu hướng phát triển chung của loài người. Mặt khác, nhà cao tầng cũng được xem như biểu tượng của sức mạnh kinh tế.

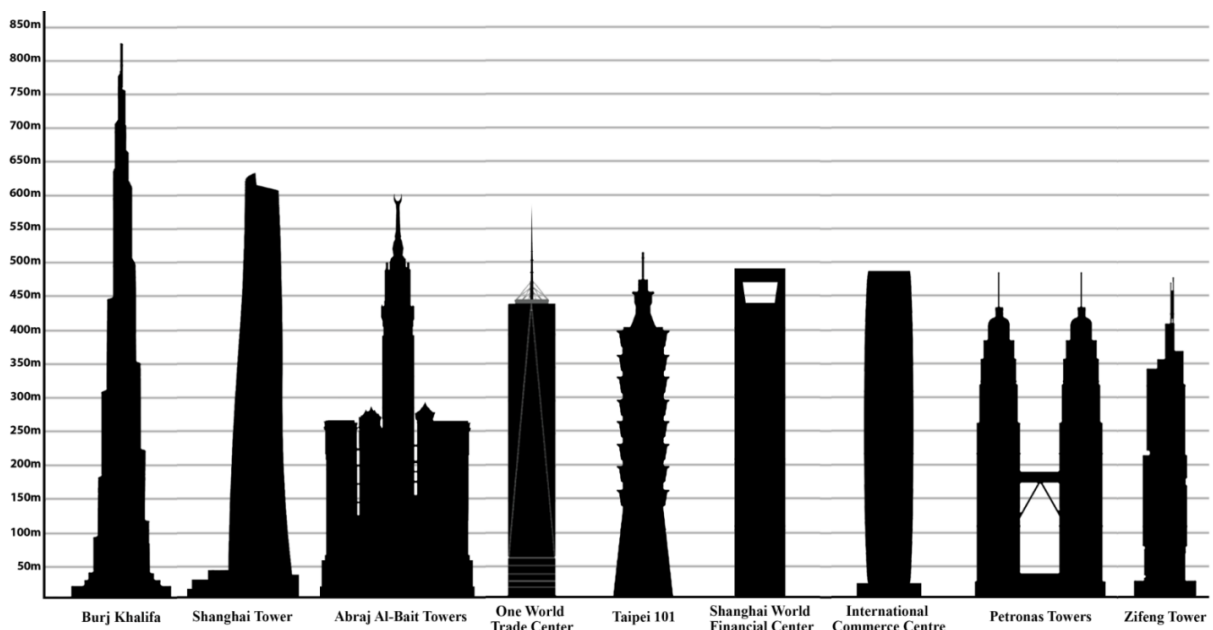
Kể từ cuối thập niên 1980, Hồng Kông và Trung Quốc đóng góp một số công trình nhà cao tầng nổi tiếng, bao gồm nhà băng Trung Quốc và trung tâm tài chính quốc tế. Trên thế giới bộ ba Chicago, Hồng Kông và New York được xem là ba ông lớn về nhà cao tầng trên thế giới.

Trong số 10 tòa nhà cao nhất thế giới hiện nay, Châu Á chiếm tới 8 và giữ ngôi vị quán quân của Châu Á vẫn là tháp Taipei 101 với chiều cao 509 m. Hiện nay, Châu Á đua nhau xây nhà cao nhất thế giới.

Bước vào thế kỷ 21, ngay cả những nước giàu có về dầu lửa ở Trung Đông cũng chưa thể so với các thành phố Châu Á trong cuộc đua xây dựng các tòa nhà chọc trời. Tuy nhiên, cuối năm 2008, Taipei 101 đã phải nhường ngôi vị cao nhất thế giới cho tòa tháp Burj ở Dubai, Tiểu vương quốc Ảrập thống nhất. Tháp Burj do hãng kiến trúc Mỹ thiết kế cao tới 800 m với 160 tầng dùng làm khách sạn, siêu thị, văn phòng cho thuê và căn hộ sang trọng.

Taipei 101 cao nhất của Châu Á cũng sẽ bị một tòa nhà khác ở Châu Á hoàn thành vào năm 2010 hoặc 2011 vượt mặt. Đó là tháp Thiên niên kỷ ở thành phố cảng Busan (Hàn Quốc) với chiều cao 560 m.

Ngày nay, thành phố nào may mắn mới giữ được kỷ lục trong hơn nửa thập kỷ. Tháp đôi Petronas (Kuala Lumpur) hoàn thành năm 1998 đã bị tháp Taipei 101 vượt qua năm 2004. Tuy nhiên, Tháp Taipei 101 chỉ giữ được kỷ lục trong 4 năm bởi tháp Burj (Dubai) đã hoàn thành và đưa vào sử dụng.



Hình 1. 4. Chiều cao các tòa nhà nổi tiếng trên thế giới.

Việc đua nhau xây các tòa nhà chọc trời còn chứng tỏ tiềm lực kinh tế của các quốc gia và vùng lãnh thổ. Thành phố công nghiệp Thượng Hải (Trung Quốc) từ

những năm 1990 đã được ví như Manhattan của Châu Á với hàng loạt tòa nhà cao chót vót. Nổi tiếng nhất ở Thượng Hải là tháp Jin Mao với 88 tầng, 421 m là tòa nhà cao nhất Trung Quốc. Tuy nhiên, Thượng Hải đã có thêm một tòa nhà cao chọc trời nữa là Trung tâm Tài chính thế giới với chiều cao 492 m vào năm 2008.

#### ***Nhà cao tầng ở Việt Nam:***

Trong khoảng hai mươi năm trở lại đây, đất nước ta đã xây dựng rất nhiều công trình nhà cao tầng. Các công trình nhà cao tầng đã đem lại cho các đô thị Việt Nam một cảnh quan mới, một không gian kiến trúc hiện đại, tạo ra biểu tượng cho nền văn minh và tiến bộ xã hội. Việt Nam trong những năm gần đây số lượng nhà có số tầng từ 20 trở lên tăng rất nhanh: SaiGon Plaza 33 tầng, Hanoi Tower 25 tầng, Vetcombank Tower 68 tầng (đang xây dựng), Khách sạn Melia 22 tầng, khu đô thị Trung Hòa 34 tầng, chung cư Sông Đà ở Km10 Nguyễn Trãi 34 tầng; Keangnam Hanoi Landmark Tower 345m (70 tầng), Tháp Dầu khí Việt Nam 79 tầng (dự kiến xây dựng), Trung tâm tài chính Bitexco 262,5m (68 tầng), Hanoi City Complex 195m (65 tầng)...

Sự phát triển của nhà cao tầng tạo điều kiện cho sự phát triển các hệ kết cấu chịu lực đặc biệt là các hệ kết cấu chịu tải trọng ngang.

Bảng 1. 1. Một số công trình nhà cao tầng ở Việt Nam

<b>Công trình</b>	<b>Số tầng</b>	<b>Cao, m</b>
Keangnam Hanoi Landmark Tower	72	336
Lotte Center Hà Nội	65	267
Bitexco Financial Tower (TPHCM)	68	262,5
Keangnam Hanoi Landmark Tower A (Hà Nội)	48	212
Keangnam Hanoi Landmark Tower B (Hà Nội)	48	212
Vietcombank Tower (TPHCM)	40	206
Saigon One Tower (TPHCM)	42	195,3
Diamond Flower Tower (Hà Nội)	40	177
Da Nang City Hall	34	166,9

### **1.3. Phân loại nhà cao tầng**

Phân loại theo mục đích sử dụng: nhà ở; nhà làm việc và các dịch vụ khác; khách sạn.

Phân loại theo hình dạng:

Nhà tháp: mặt bằng hình tròn, tam giác, vuông, đa giác đều cạnh, trong đó giao thông theo phương đứng tập trung vào một khu vực duy nhất.

Nhà dạng thanh: mặt bằng chữ nhật, trong đó có nhiều đơn vị giao thông theo phương thẳng đứng.

Phân loại theo chiều cao nhà (Ủy ban nhà cao tầng Quốc tế):

Nhà cao tầng loại I: 09 - 16 tầng (cao nhất 50m);

Nhà cao tầng loại II: 17 - 25 tầng (cao 50m-75m);

Nhà cao tầng loại III: 26 - 40 tầng (cao 75m-100m);

Nhà cao tầng loại IV: 40 tầng trở lên (trên 100m, siêu cao tầng).

Phân loại theo vật liệu cơ bản dùng để thi công kết cấu chịu lực: nhà cao tầng bằng bê tông cốt thép; nhà cao tầng bằng thép; nhà cao tầng có kết cấu tổ hợp bằng Bê tông cốt thép và thép.

Phân loại theo dạng kết cấu chịu lực: Kết cấu thuần khung; kết cấu tấm (vách); kết cấu hệ lõi “Kết cấu hệ ống”; kết cấu hỗn hợp.

Các nước trên thế giới tùy theo sự phát triển nhà cao tầng của mình mà có cách phân loại khác nhau. Hiện nay ở nước ta đang có xu hướng theo sự phân loại của ủy ban Nhà cao tầng Quốc tế.

Về mặt kết cấu, một công trình được định nghĩa là cao tầng khi độ bền vững và chuyển vị của nó do tải trọng ngang (gió, động đất) quyết định. Mặc dù chưa có sự thống nhất chung nào về định nghĩa nhà cao tầng nhưng có một ranh giới được đa số các Kỹ sư kết cấu chấp nhận, đó là từ nhà thấp tầng sang nhà cao tầng có sự chuyển tiếp từ phân tích tĩnh học sang phân tích động học khi nhà chịu tác động của tải gió, động đất... tức là vấn đề dao động và ổn định nói chung.

Các công trình nhà cao tầng ngày càng cao hơn, nhẹ hơn và mạnh hơn so với các nhà cao tầng trong quá khứ. Các nghiên cứu trên thế giới cũng khẳng định xu hướng này trong tương lai, thông qua các kết quả so sánh cho thấy các công trình có độ mảnh cao đồng thời cũng mang lại hiệu quả kinh tế cao hơn.

## Chương 2

### CÁC HỆ KẾT CẤU CHỊU LỰC NHÀ CAO TẦNG

#### 2.1. Khái niệm về các hệ kết cấu chịu lực

##### 2.1.1. Đặc điểm chịu lực nhà cao tầng

Do số lượng tầng nhiều nên tải trọng bản thân và tải trọng sử dụng thường rất lớn, thường bố trí trên mặt bằng nhỏ, nên cấu tạo móng rất phức tạp. Vì vậy đa số công trình đều lựa chọn giải pháp móng sâu (móng cọc đóng, cọc khoan nhồi..);

Nhà cao tầng thường rất nhạy cảm đến độ lún lệch của móng. Nó ảnh hưởng đến khả năng chịu lực của công trình do độ cao công trình rất lớn;

Chịu tác dụng của tải trọng ngang lớn như: gió, động đất ...;

Sự phân bố độ cứng của công trình theo độ cao nhằm hạn chế chuyển vị ngang cũng như việc giảm khối lượng tham gia các thành phần dao động của công trình có ảnh hưởng rất lớn đến khả năng chịu lực của công trình;

Nhà cao tầng thường có điều kiện thi công phức tạp, quy trình thi công rất nghiêm ngặt và yêu cầu độ chính xác cao;

Khả năng đảm bảo về thông gió, cấp thoát nước, phòng chống cháy nổ, giao thông... là rất phức tạp.

Đối với những ngôi nhà có chiều cao từ 40m trở lên, kết cấu chịu lực phải được tính toán cả với thành phần động của tải trọng gió và kiểm tra theo tải trọng động đất từ cấp 7 trở lên (theo thang MSK-64) được xem là nhà cao tầng.

Bảng 2. 1. Chiều cao lớn nhất thích hợp cho nhà BTCT liền khối (m)

Hệ kết cấu	Không có động đất	Cấp động đất thiết kế (MSK-64)			
		6	7	8	9
Khung	60	60	55	45	25
Khung – Vách - Lõi	130	130	120	100	50
Vách – Tường cứng	140	140	120	100	60
Lõi - ống, ống trong ống	180	180	150	120	70

*Ghi chú:* Độ cao nhà được tính từ mặt đất ngoài nhà đến điểm mái công trình, không kể độ cao của các bộ phận nhô lên khỏi mái như bể nước, buồng thang máy;

##### 2.1.2. Đặc điểm sử dụng vật liệu

Nhà cao tầng yêu cầu khắc khe về vật liệu chịu lực và bao che.

- Trong nhà cao tầng các cấu kiện đều chịu các tải trọng thẳng đứng và tải trọng ngang lớn. Để đủ khả năng chịu lực đồng thời đảm bảo tiết diện các kết cấu thanh như cột, dầm, các kết cấu bản như sàn, tường có kích thước hợp lý, phù hợp với giải pháp

kiến trúc mặt bằng và không gian sử dụng, vật liệu dùng trong kết cấu nhà cao tầng cần có cấp độ bền chịu kéo, nén, cắt cao. Thường dùng bê tông B25 đến B60 (tương đương mác 300 đến 800) và cốt thép có giới hạn chảy từ 300 MPa trở lên.

- Bê tông là vật liệu đàn - dẻo, nên có khả năng phân phối lại nội lực trong các kết cấu, sử dụng rất hiệu quả khi chịu tải trọng lặp lại (động đất, gió bão). Bê tông có tính liên khối cao giúp cho các bộ phận kết cấu liên kết lại thành một hệ chịu lực theo các phương tác động của tải trọng. Tuy vậy, bê tông có trọng lượng bản thân lớn nên thường được sử dụng có hiệu quả cho các ngôi nhà dưới 30 tầng. Khi nhà cao trên 30 tầng nhất thiết phải dùng bê tông có cấp cường độ cao, bê tông ứng lực trước hay bê tông cốt cứng (hàm lượng cốt thép cứng  $\mu \leq 15\%$ ) hoặc dùng kết cấu thép hoặc kết cấu thép - bê tông liên hợp.

- Trong nhà cao tầng thường sử dụng các lưới cốt rộng từ  $6 \times 6 \text{ m}^2$  trở lên nhưng chiều cao tầng điển hình thường không lớn, nên giải pháp kết cấu sàn phải lựa chọn sao cho các dầm đỡ sàn có chiều cao tối thiểu. Bởi vậy bê tông ứng lực trước thường được sử dụng cho kết cấu sàn đổ toàn khối hay lắp ghép nhất là hệ sàn phẳng không dầm. Ngoài kết cấu chịu lực, kết cấu bao che trong nhà cao tầng cũng chiếm tỷ lệ đáng kể trong tổng khối lượng công trình. Bởi vậy cần sử dụng các vật liệu nhẹ, có khối lượng riêng nhỏ, tạo điều kiện giảm đáng kể không những chỉ đối với tải trọng thẳng đứng mà còn cả đối với tải trọng ngang do lực quán tính gây ra.

### **2.1.3. Các hệ kết cấu chịu lực nhà cao tầng**

Các cấu kiện chịu lực chính tạo thành các hệ chịu lực nhà cao tầng bao gồm:

Cấu kiện dạng thanh: cột, dầm, thanh chống, thanh giằng;

Cấu kiện dạng tấm: Tường (vách), sàn.

Trong nhà cao tầng, khi có sự hiện diện của các khung thì tùy theo các làm việc của các cột trong khung mà hệ kết cấu chịu lực được phân thành các loại sơ đồ: sơ đồ khung; sơ đồ giằng; và sơ đồ khung- giằng.

Trong nhà cao tầng, sàn các tầng, ngoài khả năng chịu uốn do tải trọng thẳng đứng, còn phải có độ cứng lớn để không bị biến dạng trong mặt phẳng khi truyền tải trọng ngang vào cột, vách, lõi nên còn gọi là những sàn cứng.

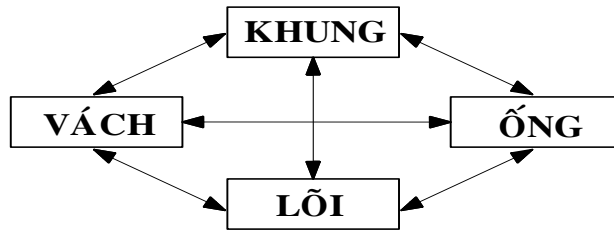
Cấu kiện không gian là các vách nhiều cạnh hở hoặc khép kín, tạo thành các hộp bố trí bên trong nhà, được gọi là lõi cứng. Ngoài lõi cứng bên trong, còn có các dầm cột bố trí theo chu vi nhà với khoảng cách nhỏ tạo thành một hệ khung biến dạng tường vây. Tiết diện các cột ngoài biên có thể đặc hoặc rỗng. Khi là những cột rỗng hình hộp vuông hoặc hình tròn sẽ tạo nên hệ kết cấu được gọi là ống trong ống. Dạng kết cấu này thường sử dụng trong nhà có chiều cao lớn.

Phụ thuộc vào các giải pháp kiến trúc, từ 3 thành phần kết cấu chính (cấu kiện dạng thanh, tấm, không gian) có thể liên kết tạo thành 2 nhóm kết cấu chịu lực:

Nhóm 1: Gồm 1 cấu kiện chịu lực độc lập – khung, tường, vách, lõi hộp (ống);

Nhóm 2: Hệ chịu lực được tổ hợp từ 2 hoặc 3 cấu kiện cơ bản trở lên:

- Kết cấu KHUNG + VÁCH;
- Kết cấu KHUNG + LỖI;
- Kết cấu KHUNG + VÁCH + LỖI v.v...

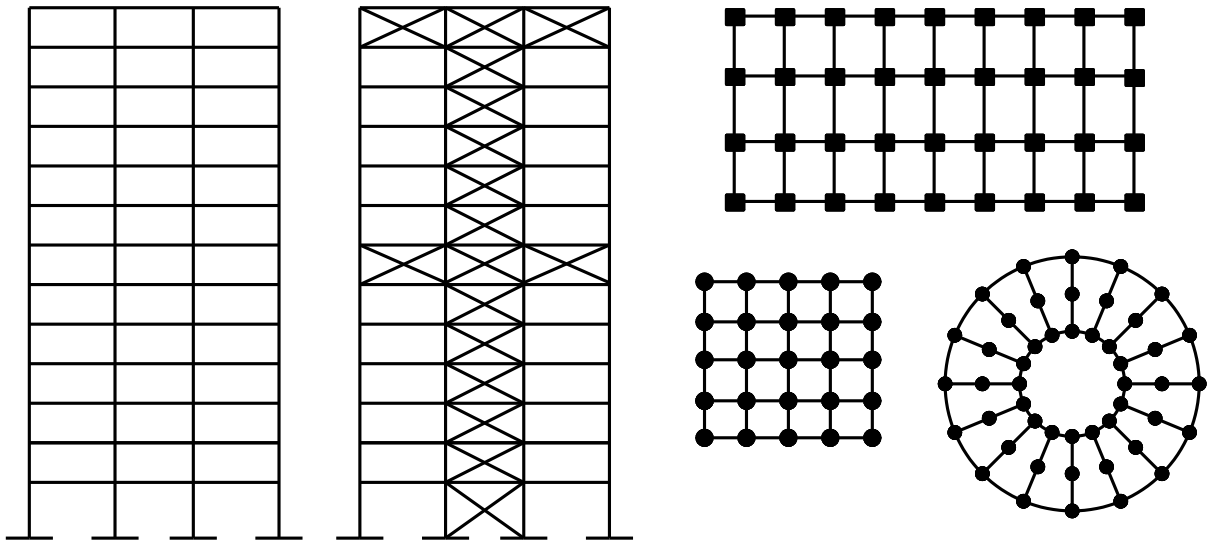


Hình 2. 1. Sơ đồ tổ hợp các hệ chịu lực nhà cao tầng.

Sự phân chia trên chỉ là quy ước tương ứng với từng giả thiết và mô hình tính toán công trình cụ thể, và phụ thuộc vào chiều cao (H), tỷ lệ giữa chiều rộng (B) và chiều dài (L) mặt bằng nhà v.v... Khi H tăng lên thì vai trò khung cột dầm giảm dần đối với tác động của tải trọng ngang. Dầm, cột khung chủ yếu chịu các loại tải trọng thẳng đứng truyền từ sàn tầng vào. Bởi vậy trong thực tế, ngay cả các hệ vách, lõi, ống vẫn luôn kết hợp với hệ thống khung cột được bố trí theo các ô lưới nhất định, phù hợp với giải pháp mặt bằng kiến trúc.

### 2.1.3.1. Hệ khung chịu lực

- Các khung ngang và khung dọc liên kết thành 1 khung phẳng hoặc khung không gian, tải lên khung bao gồm tải trọng theo phương đứng và phương ngang. Để đảm bảo độ cứng tổng thể cho công trình nút khung phải là nút cứng.



Hình 2. 2. Sơ đồ hệ khung chịu lực.

- Dưới tác dụng của tải trọng, các thanh cột và dầm vừa chịu uốn, cắt vừa chịu kéo, nén. Chuyển vị của khung gồm 2 thành phần chuyển vị ngang do uốn khung như chuyển vị ngang của thanh côngxon thẳng đứng, tỷ lệ này khoảng 20%. Chuyển vị ngang do biến dạng của các thanh thành phần, chiếm khoảng 80% (trong đó do dầm biến dạng khoảng 65%; do cột biến dạng khoảng 15%).

- Khung có độ cứng ngang bé, khả năng chịu tải không lớn, thông thường khi lưới cột bố trí đều đặn, trên mặt bằng khoảng 6-9 m, chỉ nên áp dụng cho nhà dưới 30 tầng.

- Về tổng thể, biến dạng ngang của khung cứng thuộc loại biến dạng cắt.

- Khung thuần túy nên sử dụng cho nhà có chiều cao dưới 40 m. Trong kiến trúc nhà cao tầng luôn có những bộ phận như hộp thang máy, thang bộ, tường ngăn hoặc bao che liên tục trên chiều cao nhà có thể sử dụng như lõi, vách cứng nên hệ kết cấu khung chịu lực thuần túy trên thực tế không tồn tại.

- Để tăng độ cứng ngang của khung, có thể bố trí thêm các thanh xiên tại một số nhịp trên suốt chiều cao của nó, phân kết cấu dạng dàn được tạo thành sẽ làm việc như một vách cứng thẳng đứng. Nếu thiết kế thêm các dàn ngang (tầng cứng-OUTRIGGER) ở tầng trên cùng hoặc ở 1 số tầng trung gian liên kết khung còn lại với dàn đứng thì hiệu quả tăng độ cứng sẽ tăng lên và làm giảm thiểu chuyển vị ngang. Dưới tác động của tải trọng ngang, kết cấu dàn ngang sẽ đóng vai trò phân phối lực dọc giữa các cột khung, cản trở chuyển vị xoay của cả hệ và giảm mômen uốn ở dưới khung.

- Hệ kết cấu khung sử dụng hiệu quả cho công trình có không gian lớn, bố trí nội thất linh hoạt, phù hợp với nhiều loại công trình. Tuy nhiên hệ khung có khả năng chịu cắt theo phương ngang kém. Ngoài ra hệ thống dầm thường có chiều cao lớn nên ảnh hưởng đến không gian sử dụng và làm tăng độ cao của công trình.

- Chiều cao nhà thích hợp cho kết cấu BTCT là không quá 30 tầng. Nếu trong vùng có động đất từ cấp 8 trở lên thì chiều cao khung phải giảm xuống. Chiều cao tối đa của ngôi nhà còn phụ thuộc vào số bước cột, độ lớn các bước, tỷ lệ chiều cao và chiều rộng nhà.

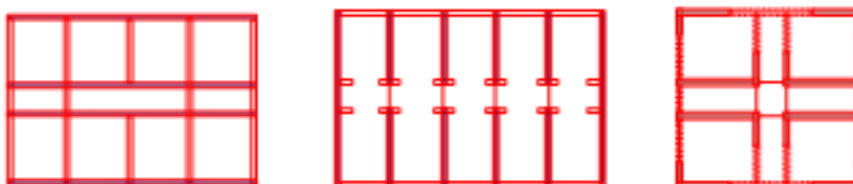
### 2.1.3.2. Hệ tường chịu lực

Là một hệ tấm tường phẳng vừa làm nhiệm vụ chịu tải trọng đứng, vừa là hệ thống chịu tải trọng ngang và là tường ngăn giữa các phòng. Căn cứ vào cách bố trí các tấm tường chịu tải trọng thẳng đứng chia làm 3 sơ đồ:

Tường dọc chịu lực.

Tường ngang chịu lực.

Tường dọc và ngang cùng chịu lực.



Hình 2. 3. Sơ đồ hệ tường chịu lực.

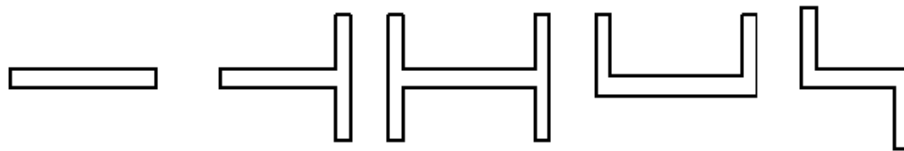
Trong các nhà mà tường chịu lực chỉ đặt theo một phương, sự ổn định của công trình theo phương vuông góc được đảm bảo nhờ các vách cứng. Như vậy, vách cứng được hiểu theo nghĩa là các tấm tường thiết kế để chịu tải trọng ngang. Trong thực tế,



đối với nhà cao tầng, tải trọng ngang bao giờ cũng chiếm ưu thế nên các tấm tường chịu lực được thiết kế để vừa chịu tải trọng ngang vừa chịu tải trọng đứng. Các tấm tường được làm bằng BTCT có khả năng chịu cắt và chịu uốn tốt nên được gọi là vách cứng.

Để đảm bảo độ cứng không gian cho công trình nên bố trí vách cứng theo cả hai phương dọc và ngang nhà. Số lượng vách theo mỗi phương xác định theo khả năng chịu tải trọng theo phương đó. Ngoài ra, vách cứng cũng nên bố trí sao cho công trình không bị xoắn khi chịu tải trọng ngang.

Tải trọng ngang được truyền đến các tấm tường chịu tải thông qua hệ các bản sàn được xem là tuyệt đối cứng trong mặt phẳng của chúng. Do đó các vách cứng làm việc như những dầm công xon có chiều cao tiết diện lớn. Khả năng chịu tải của các vách cứng phụ thuộc nhiều vào hình dáng và kích thước tiết diện ngang của nó. Các vách cứng thường bị giảm yếu do có các lỗ cửa, số lượng, vị trí, kích thước lỗ cửa ảnh hưởng quyết định đến khả năng làm việc của chúng.



Hình 2. 4. Hình dạng các vách cứng.

#### ***Các đặc điểm cơ bản của hệ tường chịu lực:***

Các vách cứng đỡ tại chỗ có tính liên khối tốt, độ cứng theo phương ngang lớn.

Khả năng chịu động đất tốt: kết quả nghiên cứu thiệt hại do các trận động đất lớn gây ra, cho thấy rằng: các công trình có vách cứng bị hư hỏng tương đối nhẹ, trong khi các công trình có kết cấu khung bị hư hỏng nặng hoặc sụp đổ.

Hệ vách cứng có trọng lượng lớn, độ cứng kết cấu lớn nên tải trọng động đất tác động lên công trình có giá trị lớn. Đây là đặc điểm bất lợi cho công trình thiết kế chịu động đất.

Hệ kết cấu này thích hợp cho các công trình mà có không gian bị ngăn chia bên trong như nhà ở, khách sạn, bệnh viện.. và cho các công trình có chiều cao dưới 40 tầng.

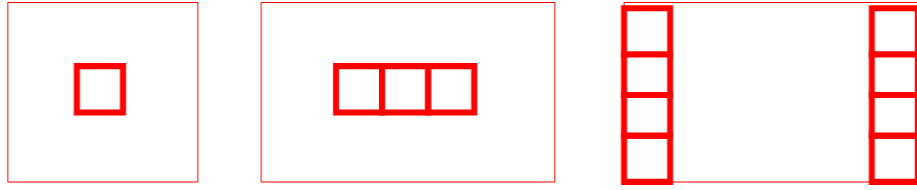
Hiện nay VLXD đa dạng nên cấu tạo tấm tường cũng đa dạng. Ngoài việc xây bằng gạch đá, hệ lưới thanh tạo thành các cột đặt gần nhau liên kết qua các dầm ngang, xiên cũng được xem là loại kết cấu này.

#### ***2.1.3.3. Hệ lõi chịu lực***

Lõi có dạng vỏ hộp rỗng tiết diện kín hoặc hở, chịu tải trọng đứng và ngang tác dụng lên công trình và truyền xuống đất nền. Lõi có thể xem là sự kết hợp của nhiều tấm tường theo các phương khác nhau. Trong lõi có thể bố trí hệ thống kỹ thuật, thang bộ, thang máy... Sau đây là một số cách bố trí thông dụng:

- Nhà lõi tròn, vuông, chữ nhật, tam giác.. (kín hoặc hở).

- Nhà có một lõi hoặc hai lõi.
- Lõi nằm trong nhà hoặc theo chu vi nhà hoặc có một phần nằm ngoài.

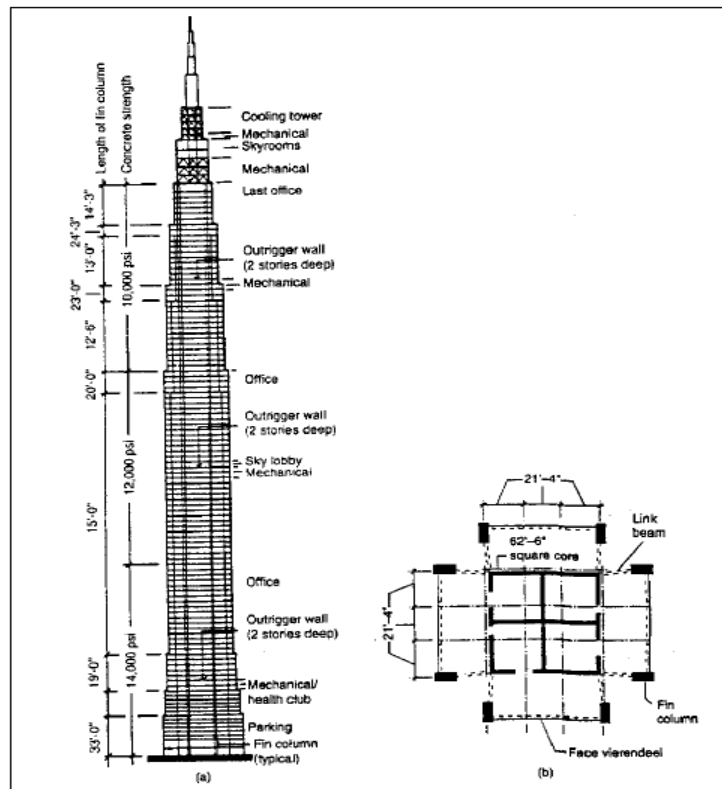


Hình 2. 5. Các hệ lõi chịu lực.

Trường hợp nhà có nhiều lõi cứng thì chúng được đặt xa nhau và các sàn được tựa lên hệ thống dầm lớn liên kết với các lõi. Các lõi cứng được bố trí trên mặt bằng nhà sao cho tâm cứng của công trình trùng với trọng tâm của nó để tránh bị xoắn khi dao động.

Lõi cứng làm việc như một consol lớn ngàm vào mặt móng công trình, lõi có tiết diện kín, hở hoàn toàn hoặc nửa hở, tuy nhiên thực tế lõi cứng thường có tiết diện hở hoặc nửa hở.

Đây là hệ kết cấu được sử dụng khá phổ biến, có thể sử dụng cho những công trình có số tầng lên đến 60-70 tầng.



Hình 2. 6. Công trình “The Miglin-Beiler Tower” ở Chicago (Hoa Kỳ).

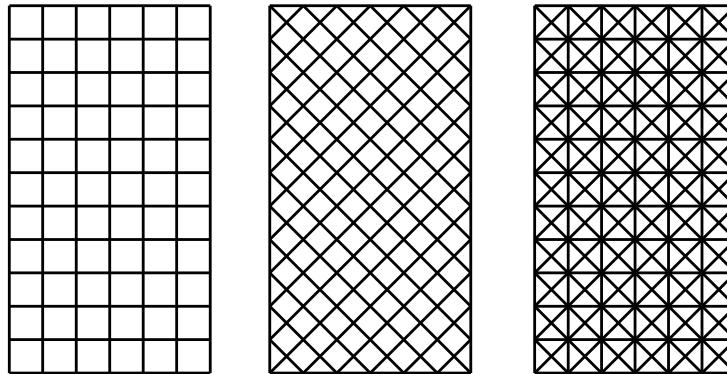
Hình dưới mô tả công trình “The Miglin-Beiler Tower” ở Chicago (Hoa Kỳ) có phần kết cấu thân không kể tháp thép ở trên cao 443,2m sử dụng hệ kết cấu lõi chịu lực, trong đó ở giữa công trình đặt một lõi bê tông cốt thép chịu lực chính có bề dày

giảm dần từ 0,91m đến 0,46m, ngoài ra xung quanh được bố trí thêm một số cột thép rỗng nhồi bê tông và một số dầm thép ở biên để tăng độ cứng tổng thể.

#### 2.1.3.4. Hệ hộp chịu lực

Ở hệ này, các bản sàn được gởi lên các kết cấu chịu tải nằm trong mặt phẳng tường ngoài mà không cần các gối trung gian khác bên trong.

Hệ hộp với giải pháp lưới không gian có các thanh chéo thường dùng cho các nhà có chiều cao lớn.



Hình 2. 7. Các hệ hộp chịu lực.

Xuất phát từ sự phát triển của vật liệu bê tông cốt thép, nhiều công trình có chiều cao lớn đã được xây dựng. Sau một thời gian thực tế đã chứng minh rằng với những công trình quá cao (trên 30 tầng) thì việc sử dụng hệ kết cấu khung là không kinh tế do kích thước của dầm và cột quá lớn ảnh hưởng nhiều đến không gian sử dụng, kết cấu móng. Nếu sử dụng các hệ vách, lõi ở bên trong công trình thì thường công trình không đủ độ cứng, độ ổn định tổng thể cần thiết. Từ đó hệ kết cấu hộp xuất hiện nhằm đáp ứng yêu cầu đặt ra cho công trình siêu cao tầng.

Hệ kết cấu gồm các cột đặt dày đặc trên toàn bộ chu vi công trình được liên kết với nhau nhờ hệ thống dầm ngang gọi là kết cấu hộp (còn gọi là kết cấu ống).

Hệ hộp chịu tất cả tải trọng đứng và tải trọng ngang. Các bản sàn được gởi lên các kết cấu chịu tải nằm trong mặt phẳng tường ngoài mà không cần các kết cấu trung gian khác bên trong. Khi các cột đặt thưa nhau thì kết cấu làm việc theo sơ đồ khung, khi các cột đặt kề nhau và hệ dầm có độ cứng lớn thì dưới tác dụng của tải trọng ngang kết cấu làm việc như một consol. Trong thực tế, khoảng cách giữa các cột biên đặt theo một mức độ cho phép cho nên kết cấu ống, thực chất nằm trung gian giữa sơ đồ biến dạng consol và sơ đồ khung.

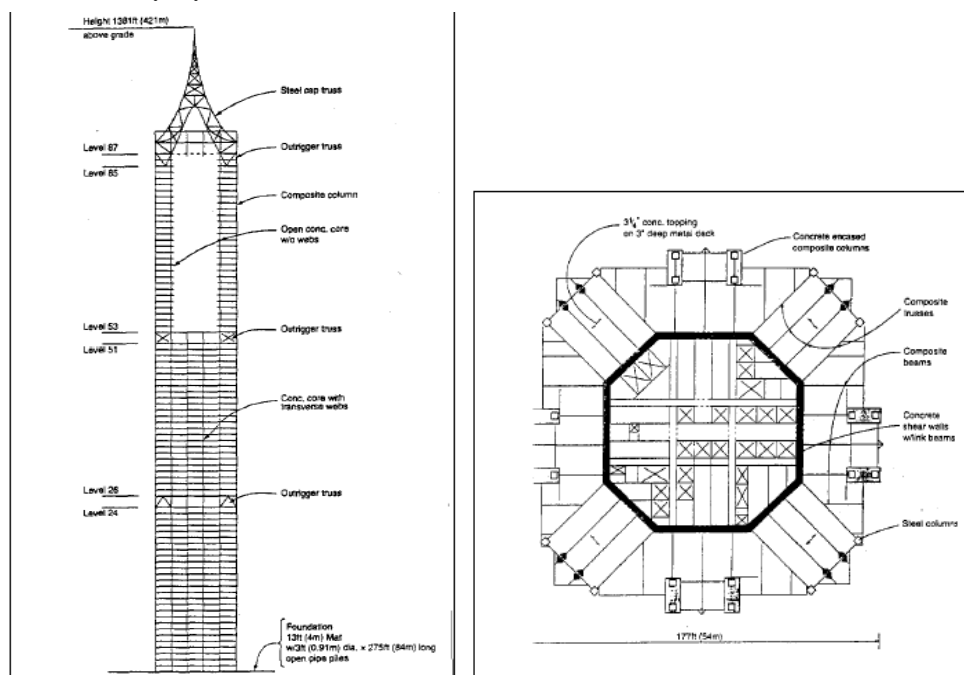
Các giải pháp kết cấu cho vỏ hộp:

- Dùng các lưới ô vuông tạo thành từ các cột đặt cách nhau ở khoảng cách bé với các dầm ngang có chiều cao lớn. Hệ kết cấu này rất phù hợp với bản chất toàn khối của kết cấu bê tông cốt thép. Tùy thuộc vào chiều cao và kích thước mặt bằng công trình mà khoảng cách giữa các cột có thể từ 1,5m đến 4,5m, chiều cao của dầm từ 0,6 đến 1,2m. Dùng cho nhà cao từ 40-60 tầng.

- Dùng lưới không gian với các thanh chéo: tạo thành lưới ô vuông từ cột và dầm, tạo thành ô lưới quả trám có hoặc không có thanh ngang. Dùng cho nhà có chiều cao cực lớn trên 80 tầng. Tác dụng của thanh chéo: làm tăng độ cứng ngang và chống xoắn của công trình, khắc phục tính biến dạng của dầm ngang. Các thanh chéo không chỉ tạo ra một hệ giàn phẳng mà còn hoạt động tương hỗ với các giàn trong mặt phẳng vuông góc tạo thành hình chữ X giữa các cột góc trên mặt đứng.

- Nhìn chung hệ hộp là hệ kết cấu được sử dụng chính với những công trình cao chọc trời dạng tháp (Tower).

Hình dưới mô tả công trình “JinMao Tower” ở Thượng Hải cao 421m (87 tầng) sử dụng hệ kết cấu hộp giàn không gian, trong đó giữa nhà bố trí một lõi bê tông cốt thép bề dày giảm dần từ 0,84m đến 0,46m, và một hệ giàn thép bao bên ngoài công trình liên kết các hệ cột ở biên.



Hình 2. 8. Công trình “JinMao Tower” ở Thượng Hải.

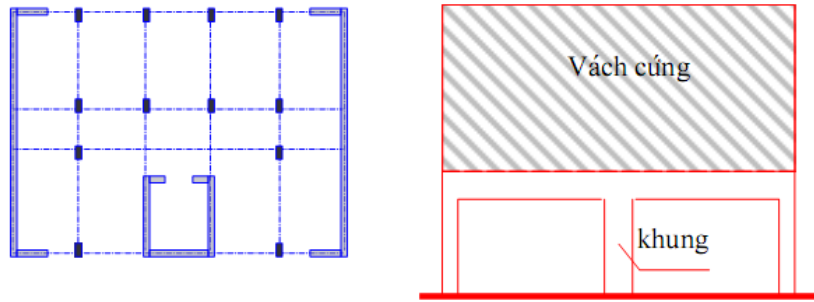
### 2.1.3.5. Hệ hỗn hợp: KHUNG-TƯỜNG (Vách) chịu lực

Về mặt cấu tạo, kết cấu hệ hỗn hợp được cấu tạo từ sự kết hợp giữa 2 hay nhiều hệ kể trên: KHUNG-VÁCH; KHUNG-LỖI; KHUNG-HỘP; KHUNG-VÁCH-LỖI

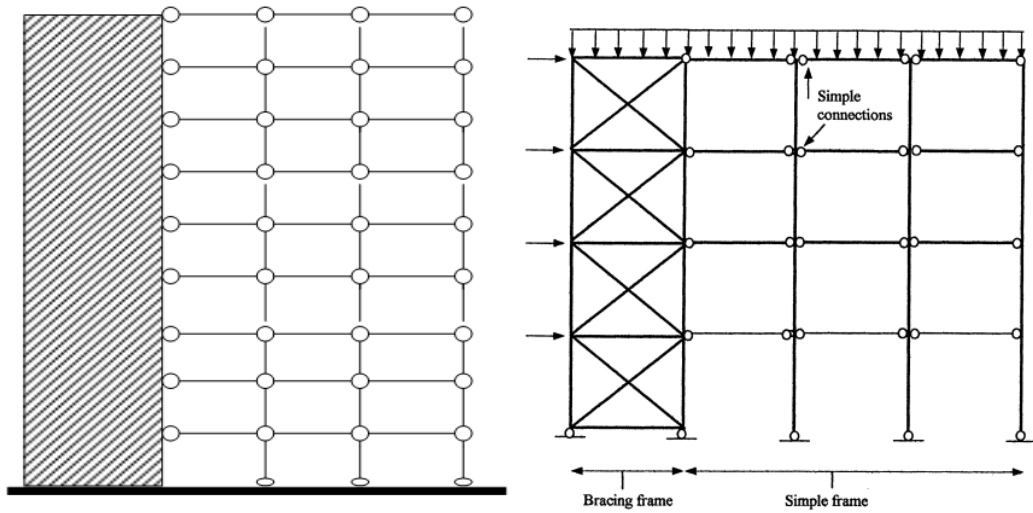
Ở hệ KHUNG-VÁCH có 2 sơ đồ sau: SƠ ĐỒ GIẢNG và SƠ ĐỒ KHUNG-GIẢNG.

**Sơ đồ giảng:** Các liên kết cột-dầm là khớp. Ở sơ đồ này, khung chỉ chịu 1 phần tải trọng thẳng đứng tương ứng với diện tích truyền tải đến nó, còn toàn bộ tải trọng ngang do hệ tường chịu lực chịu. Sự làm việc của nhà tương tự như hệ tường chịu lực chịu tải trọng ngang.

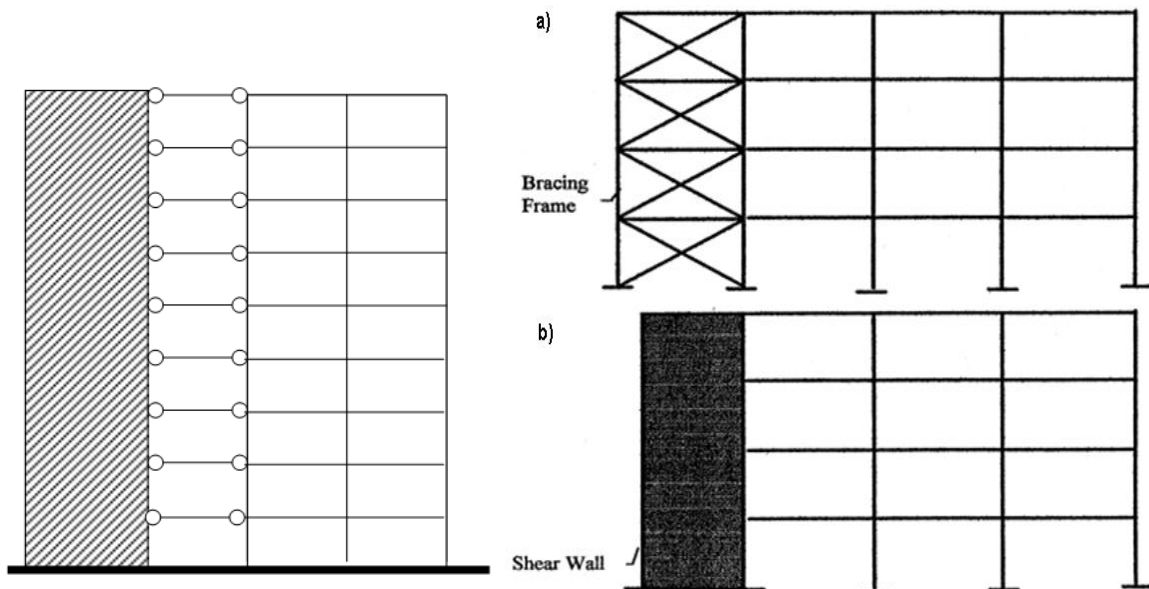
**Sơ đồ khung-giảng:** Khi các cột liên kết cứng với dầm. Ở sơ đồ này, khung cùng tham gia chịu tải trọng (đứng và ngang) với tường. Tính chất làm việc của sơ đồ này tương tự như hệ khung cứng có các giằng đứng.



Hình 2. 9. Hệ hỗn hợp Khung – Tường (Vách) chịu lực.



Hình 2. 10. Sơ đồ giằng.

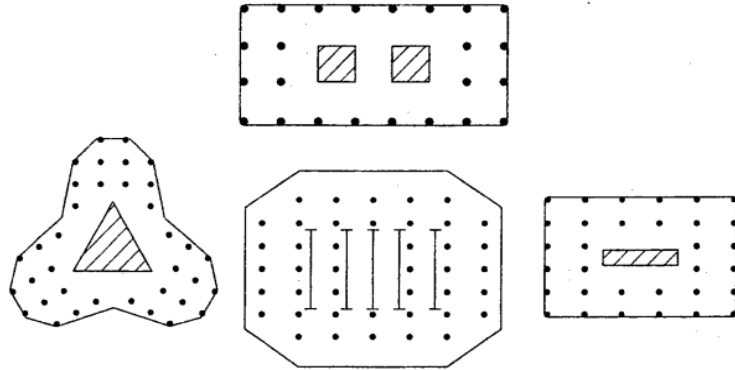


Hình 2. 11. Sơ đồ khung – giằng.

### 2.1.3.6. Hệ KHUNG-LỖI chịu lực

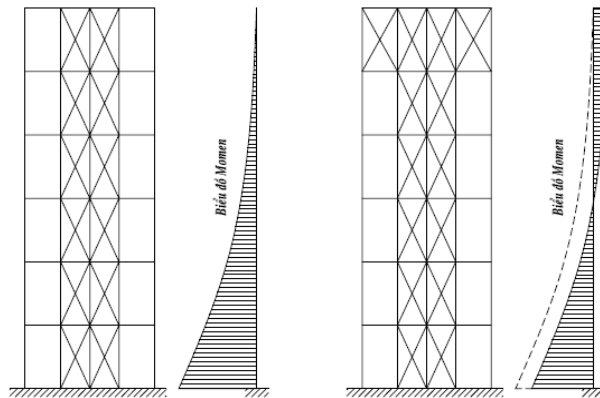
Phụ thuộc vào liên kết cột-dầm hệ này cũng được chia thành 2 sơ đồ. Trong hệ kết hợp này, tải trọng ngang hầu như chỉ truyền vào hệ lõi cứng còn hệ khung chỉ chủ yếu chịu phần tải trọng đứng trong phạm vi của nó, do vậy khi bố trí hệ kết cấu cần chú ý:

- Bố trí tâm cứng của hệ lõi càng gần với tâm đặt tải trọng càng tốt để hạn chế gây mômen xoắn;
- Bố trí chu vi của hệ lõi càng lớn càng tốt để tăng khả năng ổn định tổng thể;
- Đưa các hệ khung ra chu vi để tận dụng khả năng chịu uốn tốt của khung và hình thành nên hệ khối không gian để tăng độ cứng tổng thể cả chịu uốn và chịu xoắn của công trình.

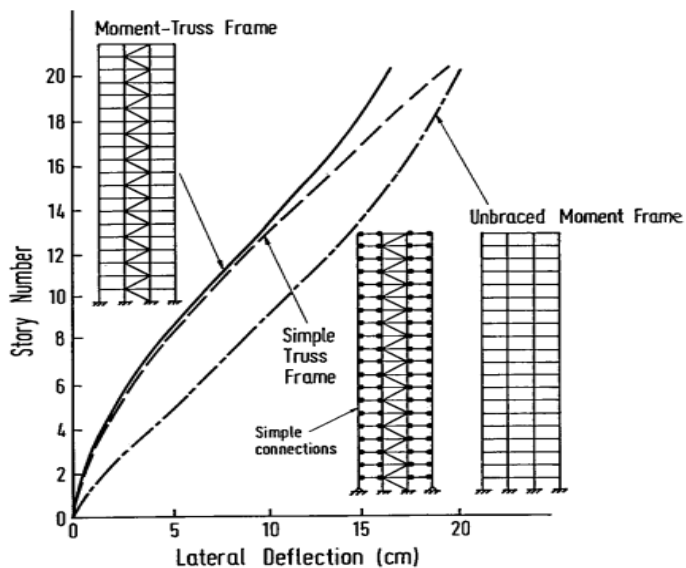


Hình 2. 12. Hệ khung – lõi chịu lực.

### 2.1.3.7. Hệ KHUNG-HỘP chịu lực



Hình 2. 13. Nhà có vách cứng dạng dàn.



Hình 2. 14. Sơ đồ biến dạng của hệ kết cấu.

Hệ này có thể được thiết kế theo 2 sơ đồ như các hệ hỗn hợp trên. Ở sơ đồ giằng với khung khớp, tải trọng ngang sẽ gây ra các chuyển vị dọc khác nhau giữa các cột bên trong và thành hộp bên ngoài. Độ chênh chuyển vị dọc sẽ làm cho các vách ngăn bị nứt và gây rối loạn các liên kết. Để tránh hiện tượng này cần thiết kế thêm các dàn ngang ở 1 số cao trình nhà. Các dàn cứng ngang này cũng làm tăng hiệu quả của hệ hỗn hợp trong sơ đồ khung giằng khi khung cứng cùng tham gia chịu tải trọng ngang cùng với vỏ hộp.

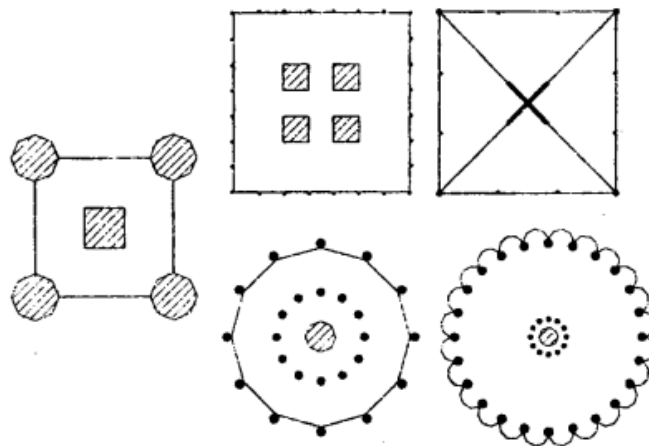
### 2.1.3.8. Hệ HỘP-TƯỜNG chịu lực

Ở hệ này các tấm tường chịu tải được bố trí bên trong hộp và cũng tham gia chịu tải (đứng và ngang) cùng với vỏ hộp. Hệ có các sơ đồ sau:

- Hộp-tường ngang chịu tải;
- Hộp-tường dọc chịu tải;
- Hộp-tường dọc và tường ngang chịu tải (hệ hộp nhiều ngăn).

### 2.1.3.9. Hệ HỘP-LỖI chịu lực (ống trong ống)

Hộp là những lõi có kích thước lớn thường được bố trí cả bên trong và gần biên ngôi nhà. Khác với hệ khung-lõi, hệ hộp chịu lực toàn bộ tải trọng đứng và ngang do sàn truyền vào, không có hoặc rất ít cột trung gian đỡ sàn.



Hình 2. 15. Các giải pháp lõi - ống, ống trong ống.

Hộp trong nhà cũng giống như lõi, được hợp thành từ các tường đặc hoặc có lỗ;

Hộp ngoài biên có diện tích mặt phẳng lớn, được tạo thành từ các cột có khoảng cách nhỏ liên kết với nhau bởi các thanh ngang có chiều cao lớn theo hai phương ngang hoặc chéo tạo nên những mặt nhà dạng khung - lưới, có hình dáng phù hợp với các giải pháp kiến trúc mặt đứng. Tiết diện cột ngoài biên có thể đặc hoặc rỗng tạo nên những dây ống nhỏ nên còn gọi là kết cấu hộp trong hộp hay ống trong ống, thường được sử dụng trong các ngôi nhà rất cao.

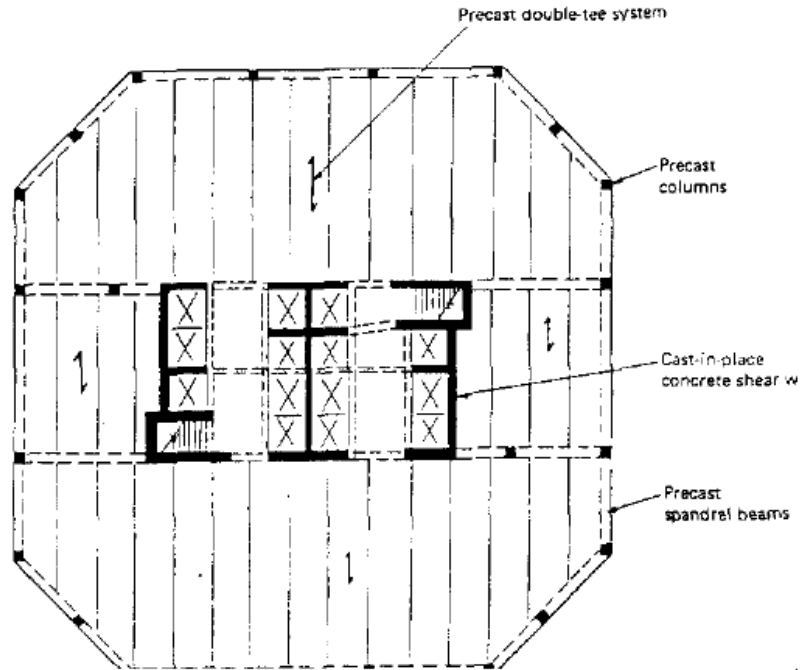
Ở hệ hỗn hợp này cả hộp và lõi đều tham gia chịu tải trọng đứng và ngang. Các bản sàn liên kết 2 bộ phận chịu lực này lại và chúng sẽ làm việc như 1 hệ duy nhất khi tải trọng ngang xuất hiện.

Phần hộp ngoài chịu phần lớn tải trọng ngang ở phía trên, trong khi đó phần lõi cứng lại chịu phần lớn tải trọng ngang ở phía dưới nhà.

### 2.1.3.10. Hệ TƯỜNG-LÕI chịu lực

Ở hệ này phần lõi chịu lực được bố trí ở bên trong nhà, còn các tấm tường được bố trí phía ngoài, vừa làm nhiệm vụ phân chia không gian vừa làm nhiệm vụ chịu tải.

### 2.1.3.11. Hệ KHUNG - VÁCH - LÕI



Hình 2. 16. Kết cấu khung – vách – lõi.

**Lựa chọn hệ chịu lực theo số tầng:**



Hình 2. 17. Sơ đồ lựa chọn hệ kết cấu theo số tầng.



Đây là một hệ kết hợp khá phổ biến và hiệu quả cao trong kết cấu nhà cao tầng.

Khi bố trí hệ kết cấu khung - vách - lõi cần chú ý:

- Bố trí các hệ lõi đối xứng ở tâm nhà để tăng khả năng chịu uốn.

- Bố trí các vách phẳng kết hợp với hệ khung phẳng ở biên để vừa chịu uốn vừa chịu cắt đồng thời tăng khả năng chống xoắn.

Trong thiết kế và xây dựng nhà cao tầng, việc lựa chọn hệ kết cấu chịu lực hợp lý phụ thuộc vào nhiều yếu tố như chiều cao, các điều kiện địa chất thủy văn, bản đồ phân vùng động đất khu vực hoặc toàn lãnh thổ đất nước và các giải pháp kiến trúc công trình.

### **Lựa chọn hệ chịu lực theo cấp động đất:**

Để đảm bảo độ cứng, hạn chế chuyển vị ngang, tránh mất ổn định tổng thể cần hạn chế chiều cao và độ mảnh (tỷ lệ chiều cao H trên chiều rộng B của công trình) lấy theo bảng 2.2.

Bảng 2. 2. Chiều cao tối đa H (m) và tỷ số giới hạn giữa chiều cao và chiều rộng H/B.

Hệ kết cấu		Không có động đất	Có động đất cấp		
			6 và 7	8	9
Nhà khung	Max H	60m	60-55m	45m	25m
	H/B	5	5	4	2
Nhà vách và khung ống	Max H	130m	130-120m	100m	50m
	H/B	5	5	4	3
Nhà vách	Max H	140m	140-120m	120m	60m
	H/B	6	6	5	4
Nhà ống và ống trong ống	Max H	180m	180-150m	120m	70m
	H/B	6	6	5	4

## **2.2. Nguyên tắc lựa chọn kết cấu chịu lực nhà cao tầng**

### **2.2.1. Giải pháp kiến trúc**

Kiến trúc sự sáng tạo và biến đổi hình dạng công trình, xác định qua các kích thước hình dạng mặt bằng, hình dạng trên chiều cao đồng thời đã tác động trực tiếp đến việc lựa chọn hệ kết cấu chịu tải của nó: bao gồm cả vị trí thiết kế, loại cấu kiện chịu tải và vật liệu sử dụng. Khả năng chịu lực của nhà cao tầng dưới tác động của tải trọng ngang về cơ bản được quyết định bởi giải pháp kiến trúc.

#### **Khả năng kháng chấn của nhà phụ thuộc vào rất nhiều yếu tố:**

##### **1. Tính đơn giản của kết cấu**

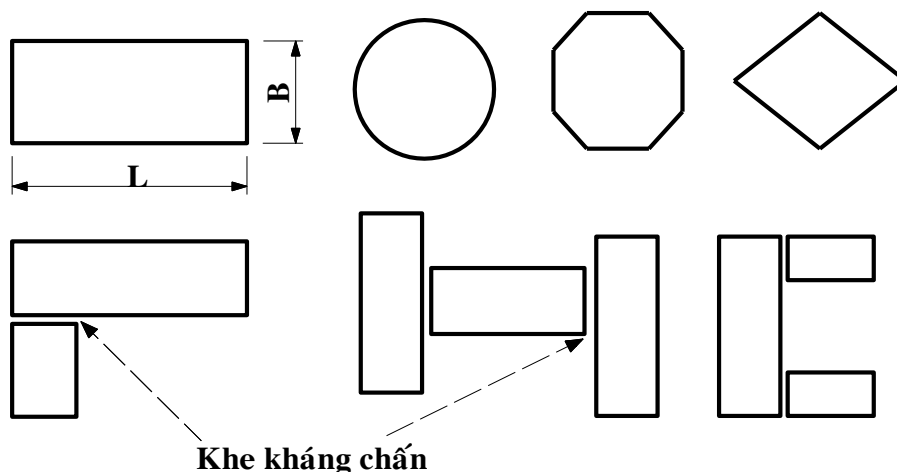
Do sự hiểu biết của ta về sự làm việc của các kết cấu đơn giản tốt hơn kết cấu phức tạp, các chi tiết cấu tạo và thi công dễ hơn các kết cấu phức tạp, vì thế không nên chọn các kết cấu phức tạp.

##### **2. Kích thước hình khối và mặt bằng nhà**

Kích thước mặt bằng nhà nên chọn dạng hình vuông, chữ nhật, hình tròn hoặc đa giác. Đối với nhà có mặt bằng phức tạp như hình H, I, L, Z, U, E ..., nên chia thành các đơn nguyên nhỏ có dạng đơn giản, thông qua việc bố trí các khe co giãn, khe lún, khe kháng chấn.

Đối với nhà có mặt bằng hình chữ nhật, cần khống chế tỉ lệ giữa chiều dài nhà L và chiều rộng nhà B. Công trình được xếp vào loại đều đặn có tỉ số  $L/B \leq 4$  khi có xét đến tính kháng chấn cho công trình. Khi nhà có  $L/B > 4$ , tính kháng chấn của chúng sẽ bị giảm, khả năng chống xoắn của nhà giảm.

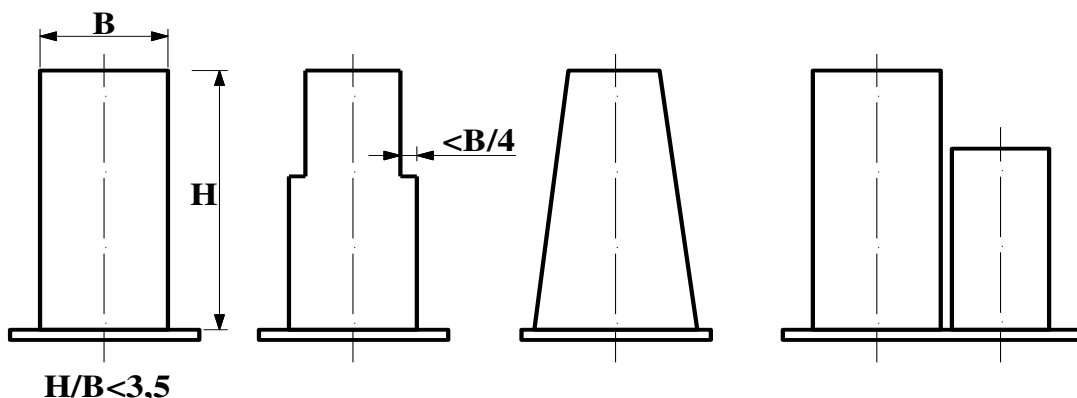
Chiều dài tối đa của nhà trong các vùng địa chấn khác nhau, tùy thuộc vào giải pháp kết cấu sử dụng, tùy theo các tiêu chuẩn thiết kế.



Hình 2. 18. Một số hình dạng mặt bằng nhà cao tầng.

Hình khối nhà:

Hình dạng theo phương đứng khi thiết kế nhà cao tầng cần đảm bảo tính đối xứng qua hai trục hoặc nhiều trục trên mặt bằng. Mặt bằng các tầng nhà không thay đổi theo chiều cao nhà hoặc có thay đổi tốt nhất nên giảm dần theo chiều cao, tránh thay đổi đột ngột hoặc mở rộng theo chiều cao nhà. Nếu thay đổi đột ngột về số tầng nên chia thành các đơn nguyên nhỏ có dạng đơn giản thông qua việc bố trí các khe co giãn, khe lún, khe kháng chấn.



Hình 2. 19. Một số hình dạng phù hợp của nhà trên chiều cao.

Tỷ lệ giữa chiều cao H và chiều rộng nhà B cần hạn chế (theo bảng 2.2):

Nguyên nhân chủ yếu hạn chế tỷ lệ H/B là

- Để cho nhà cao tầng đủ độ cứng: hạn chế chuyển vị ngang của nhà;
- Tránh sự mất ổn định tổng thể của công trình dưới tác dụng của tải trọng đứng;
- Ngăn chặn lật của công trình dưới tác dụng của tải ngang (gió, động đất);
- Giảm giá trị tần số dao động, gia tốc dao động.

### 3. Tính đối xứng (hình học, độ cứng, trọng lực)

Công trình được xem là đối xứng qua một, hai hoặc nhiều trục trên mặt bằng hoặc trên chiều cao nếu các thông số hình học của nó giống hệt nhau ở mỗi phía của trục đang xét.

Tính đối xứng của nhà có thể phân làm 2 loại:

- Đối xứng trong mặt bằng qua một hoặc nhiều trục ngang
- Đối xứng trên chiều cao qua một trục đứng, ngang hoặc cả hai.

Khi nhà đối xứng qua hai trục thì tâm cứng trùng với trọng tâm nhà, nếu tâm cứng không trùng với trọng tâm nhà thì mômen xoắn xuất hiện làm cho nhà bị xoắn, mômen xoắn cũng có thể phát sinh nếu tâm khối lượng không trùng với trọng tâm nhà . . . lúc này các trị nội lực do mômen xoắn gây ra và có thể đó chính là nguyên nhân chính dẫn đến sự phá hoại công trình trong thời gian động đất. Tuy nhiên, mô men xoắn phát sinh chủ yếu do mặt bằng nhà không đối xứng.

### **2.2.2. Giải pháp kết cấu**

#### **2.2.2.1. Tính đồng nhất và liên tục của việc phân bố độ cứng và cường độ của các cấu kiện chịu lực**

- Khi thiết kế kháng chấn cần phải tạo ra một sự đồng nhất và liên tục trong việc phân bố độ cứng và cường độ của các cấu kiện chịu tải.

- Độ cứng của các cấu kiện chịu tải ngang (cột, vách, lõi...) không đổi suốt chiều cao phải đồng trục, tránh lệch trục.

- Tất cả các cột và vách chịu lực đều liên tục và đường truyền tải của nó không bị gãy hoặc đứt khúc từ móng đến mái.

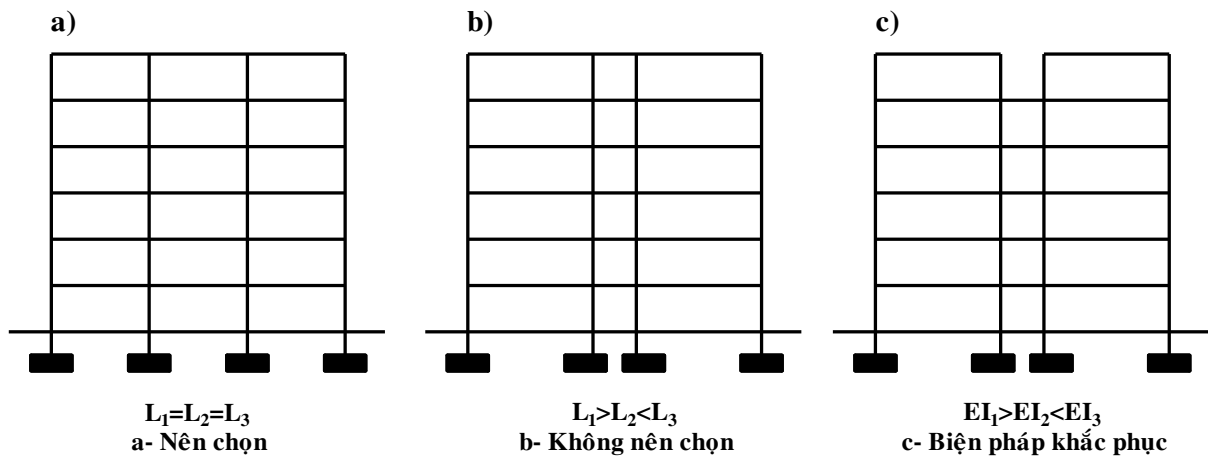
- Tất cả các dầm không có dạng khúc khuỷu (do thay đổi tiết diện dầm), nên bố trí lưới cột sao cho các nhịp dầm gần bằng nhau.

- Các cột và dầm phải đồng trục, bề rộng các cột và dầm phải gần bằng nhau, để dễ dàng cho việc cấu tạo các chi tiết cốt thép và thuận lợi cho việc truyền mô men, lực cắt qua chỗ liên kết giữa chúng. Hạn chế dùng dầm bệ vì thường bị phá hoại cạnh chỗ liên kết với cột.

- Không có cấu kiện chủ yếu nào bị thay đổi tiết diện đột ngột.

- Kết cấu càng liên tục và càng liền khối càng tốt, bậc siêu tĩnh càng cao càng tốt.

- Kết cấu càng liên tục và càng liền khối càng tốt, bậc siêu tĩnh càng cao càng tốt.

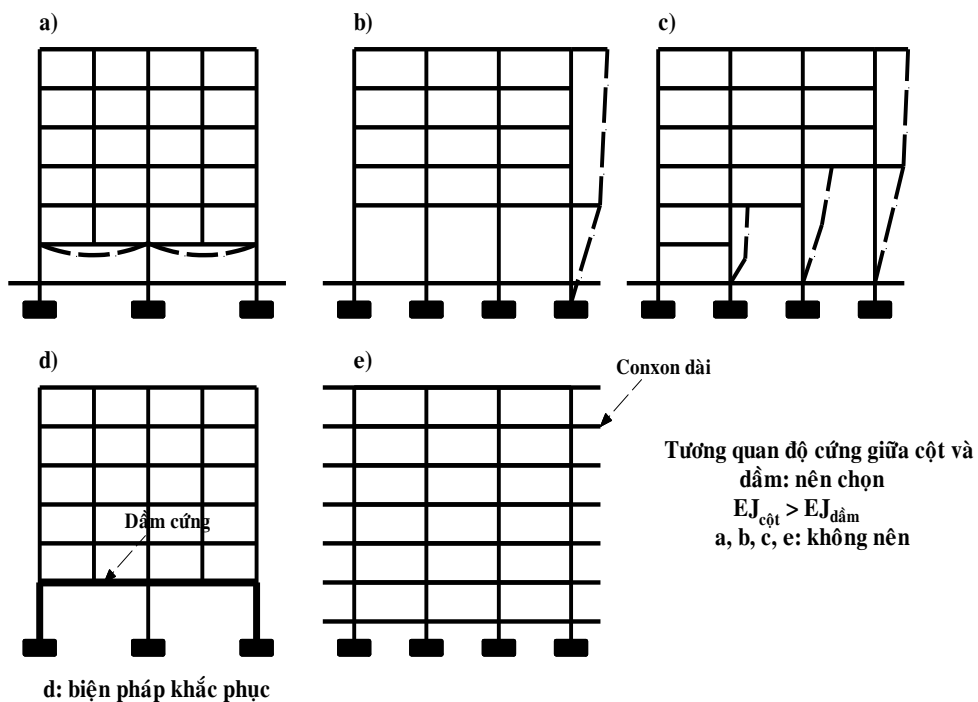


Hình 2. 20. Khung nhiều nhịp.

- Đối với kết cấu khung BTCT, độ cứng các dầm tại các nhịp khác nhau cần được thiết kế sao cho độ cứng của nó trên các nhịp đều nhau, tránh nhịp này quá cứng so với nhịp khác, điều này gây ra tập trung ứng suất tại các dầm có nhịp ngắn làm cho nó có thể bị phá hoại sớm.

Sơ đồ khung: nên tuân theo các nguyên tắc

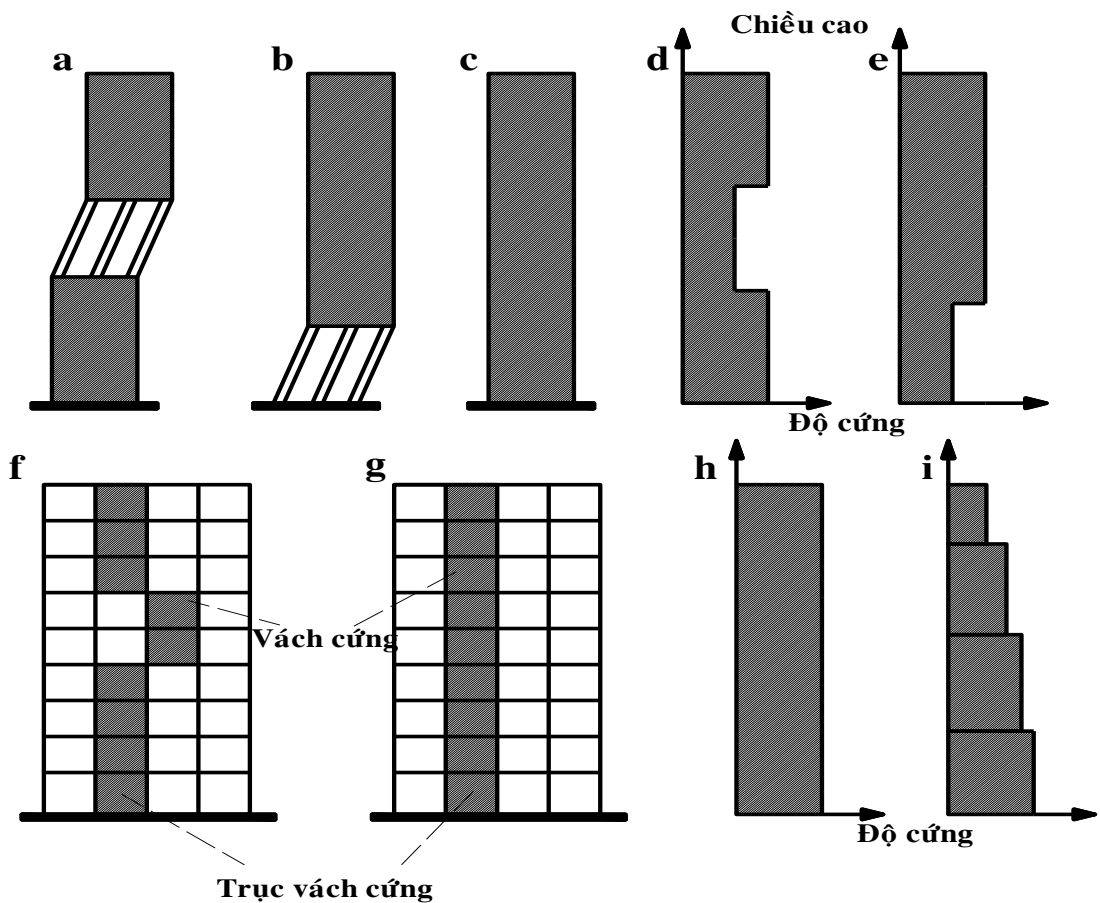
- Nên chọn khung đối xứng:
- Không nên chọn khung hằng cột, thông tầng



Hình 2. 21. Các sơ đồ khung không nên chọn và biện pháp khắc phục.

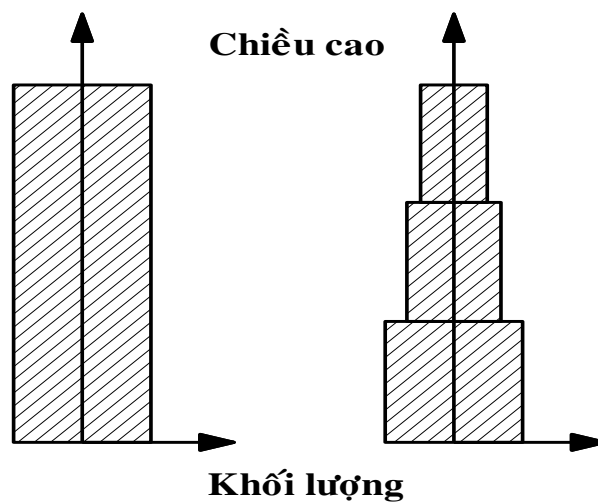
Phân bố khối lượng và độ cứng của cấu kiện chịu tải trong mặt bằng và theo chiều cao công trình:

Phải bố trí sao cho khối lượng các tầng không đổi, nếu có thay đổi thì giảm dần theo chiều cao nhà và tâm khối lượng các tầng nên đồng trục, tránh lệch trục.



- a, b, f – vách cứng bố trí không liên tục, lệch trục: không hợp lý  
 c, g – Vách cứng bố trí liên tục, đồng trục: hợp lý  
 d, e – Độ cứng phân bố theo chiều cao nhà: không hợp lý  
 h, i – Độ cứng phân bố theo chiều cao nhà: hợp lý

Hình 2. 22. Bố trí vách cứng trong khung.



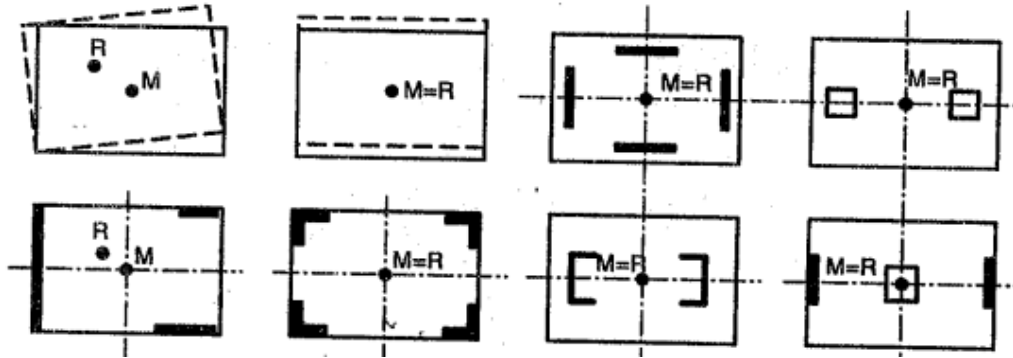
Hình 2. 23. Phân bố khối lượng theo chiều cao.

#### 2.2.2.2. Bố trí vách cứng

Trong nhà khung - vách cần tuân theo các yêu cầu sau:

- Trong mặt bằng nhà hình chữ nhật nên bố trí từ ba vách trở lên theo cả hai phương.

- Nên thiết kế các vách giống nhau (về độ cứng cũng như kích thước hình học) và bố trí sao cho tâm cứng của hệ trùng với tâm trọng lực (trọng tâm hình học mặt bằng) nhà. Nếu độ lệch tâm này càng lớn công trình có thể bị phá hoại do tác động xoắn.



Hình 2. 24. Vị trí tâm khối lượng và tâm cứng trên mặt bằng nhà.

- Các vách nên có chiều cao chạy suốt từ móng đến mái và có độ cứng không đổi trên toàn bộ chiều cao hoặc giảm dần từ dưới lên trên.

- Không nên chọn vách có khả năng chịu tải lớn với số lượng ít, nên chọn nhiều vách có khả năng chịu tải tương đương phân bố đều trên mặt bằng.

- Không nên chọn khoảng cách giữa các vách và từ vách đến biên quá lớn.

- Chiều dày vách đổ toàn khối chọn không nhỏ hơn 200 mm và không nhỏ hơn  $1/20$  chiều cao tầng.

- Vách cứng trong nhà có thể bố trí từng nhóm hình L, T, I...

- Các lỗ cửa trên các vách cần bố trí đều đặn và thẳng hàng từ trên xuống dưới, không bố trí lệch nhau.

- Việc bố trí số lượng và vị trí của các vách cứng, lõi cứng trong nhà cao tầng rất quan trọng vì nó ảnh hưởng đến vị trí tâm cứng, tâm uốn trên mặt bằng. Bố trí các vách cứng, lõi cứng trên mặt bằng nên bố trí đối xứng cả hai trục để tâm khối lượng (M) trùng với tâm cứng (R):  $(M=R)$ . Nếu tâm (M) không trùng tâm (R) của nhà thì nhà sẽ bị xoắn. Độ lệch tâm của hai tâm này quyết định tới trị số của mô men xoắn.

- Theo quan điểm kháng chấn (bố trí vách, lõi cứng) đôi khi mâu thuẫn với quan điểm thiết kế chức năng sử dụng công trình, trường hợp này tất cả các yếu tố liên quan phải được xem xét và phân tích đồng thời để chọn giải pháp tối ưu, sao cho độ lệch tâm là bé nhất.

### 2.2.2.3. Phân bố độ cứng và cường độ theo phương ngang

Độ cứng và cường độ kết cấu nên bố trí đều đặn và, đối xứng trên mặt bằng công trình.

Để giảm độ xoắn khi dao động, tâm cứng của công trình cần được bố trí gần trọng tâm của nó.

Hệ thống chịu lực ngang chính của công trình cần được bố trí theo hai phương và khoảng cách giữa các vách cứng phải nằm trong giới hạn nhất định để có thể xem kết cấu sàn không bị biến dạng trong mặt phẳng của nó khi chịu tải trọng ngang.

Bảng 2. 3. Khoảng cách giữa các vách cứng phải thỏa mãn điều kiện:

Thiết kế không kháng chấn	$L_v \leq 5B$ và $L_v \leq 60 m$
Thiết kế kháng chấn cấp $\leq 7$	$L_v \leq 4B$ và $L_v \leq 50 m$
Thiết kế kháng chấn cấp 8	$L_v \leq 3B$ và $L_v \leq 40 m$
Thiết kế kháng chấn cấp 9	$L_v \leq 2B$ và $L_v \leq 30 m$

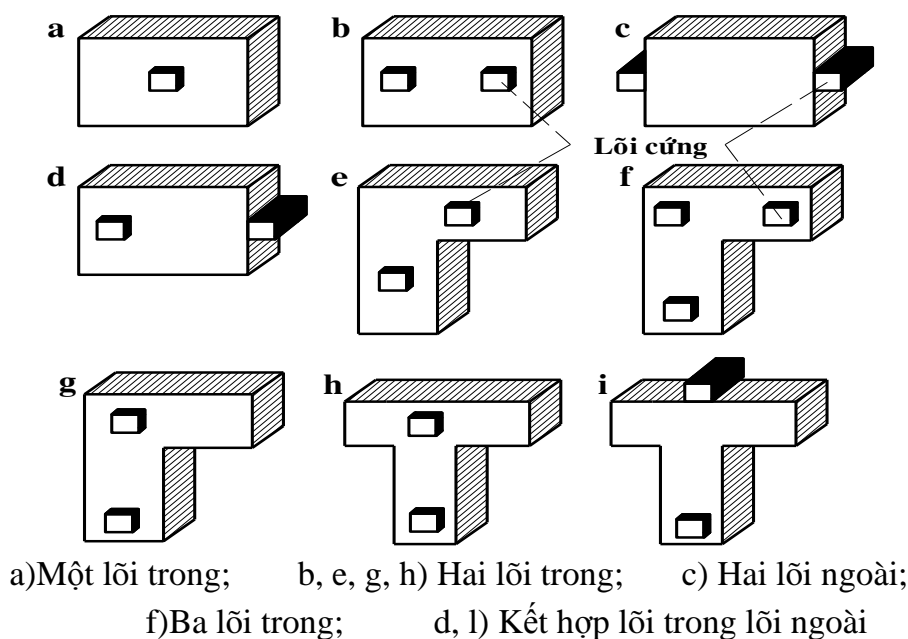
#### 2.2.2.4. Bố trí lõi cứng

Đối với nhà có lõi cứng, vị trí của lõi cứng trên mặt bằng sẽ có ảnh hưởng quyết định tới trị số mômen xoắn. Nên bố trí lõi cứng gần trọng tâm nhà, nếu không thể bố trí các lõi cứng một cách đối xứng thì cần bổ sung thêm vào hệ kết cấu một vài vách cứng chịu tải khác.

Nhà có chiều cao trên 100m thường dùng hệ lõi, ống, ống trong ống. Vai trò khung cột, nếu có chỉ giảm nhịp sàn, hầu như không tham gia vào tải ngang. Khi hệ cột được bố trí dày đặc dọc theo chu vi công trình và có độ cứng lớn đáng kể so với độ cứng của lõi tạo thành một kết cấu khung không gian cùng tham gia chịu lực cùng lõi.

Việc thiết kế ống cần thỏa mãn các yêu cầu sau:

- Tỷ số giữa chiều cao và chiều rộng của ống cần lớn hơn 3.
- Khoảng cách giữa các trụ - ống ngoài chu vi không nên lớn hơn chiều cao tầng và nên nhỏ hơn 3 m. Mặt cắt trụ - ống ngoài cần dùng dạng chữ nhật hoặc chữ T.
- Khoảng cách giữa ống trong và ống ngoài khi không tính động đất không lớn hơn 12m, ngược lại không lớn hơn 10m.



Hình 2. 25. Vị trí lõi cứng trong mặt bằng nhà.

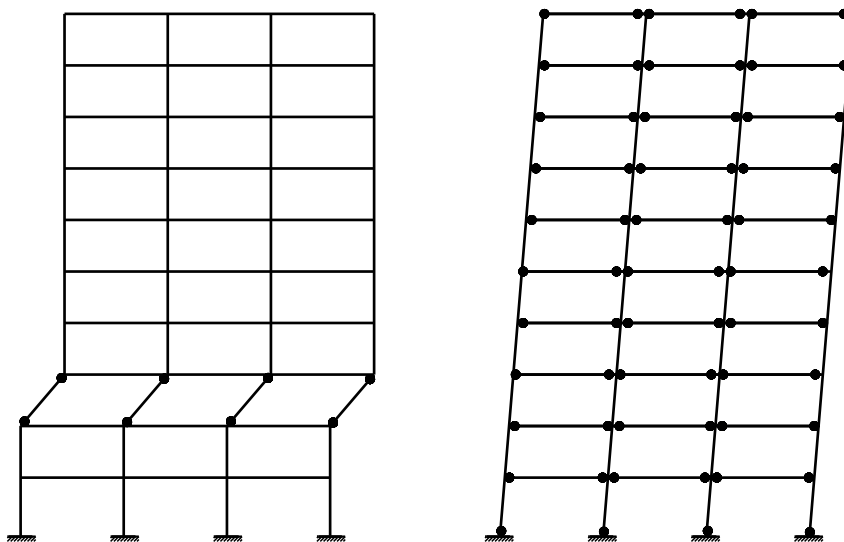
### 2.2.2.5. Phân bố độ cứng và cường độ theo phương đứng

Độ cứng và cường độ của kết cấu nhà cao tầng cần được thiết kế đều hoặc giảm dần lên phía trên, tránh thay đổi đột ngột.

Độ cứng của tầng trên không nhỏ hơn 70% độ cứng của kết cấu tầng dưới kề nó.

Nếu ba tầng giảm độ cứng liên tục thì tổng mức giảm không vượt quá 50%.

### 2.2.2.6. Nguyên tắc cơ bản của việc thiết kế kháng chấn



Hình 2. 26. Sơ đồ hình thành khớp dẻo của khung.

Nguyên tắc cơ bản của việc thiết kế kháng chấn là đảm bảo cho các cột không bị phá hoại trước dầm “cột khỏe hơn dầm”. Dưới tác động của tải địa chấn, biến dạng dẻo phải xuất hiện trước hết ở dầm, sau đó mới tới các cột: có thể một số dầm bị hư hỏng trong khi đó cột định còn đủ khả năng chịu tải, công trình không bị sụp đổ. Nếu thiết kế “dầm khỏe cột yếu”, khớp dẻo xuất hiện ở cột trước, cột bị biến dạng và mất ổn định đầu tiên thì lực nén sẽ nhanh chóng làm cột bị phá hoại dẫn đến nguy cơ công trình có khả năng bị sụp đổ cao.

Khi thiết kế nhà cao tầng cần chú ý việc chọn độ cứng giữa cột và dầm sao cho tránh trường hợp cột bị phá hoại trước dầm.

### 2.2.3. Bố trí khe co dãn, khe lún, khe kháng chấn

Khi thiết kế nên điều chỉnh hình dạng mặt bằng, dùng các biện pháp cấu tạo, tính toán và thi công hợp lý để tránh đặt khe lún, khe nhiệt, khe kháng chấn.

#### **Khe co dãn:**

Buộc phải bố trí đối với các trường hợp sau:

Mặt bằng công trình có hình dạng phức tạp.

Công trình với các khu vực có số tầng chênh lệch quá lớn.

Độ cứng hoặc tải trọng các bộ phận kết cấu chênh lệch nhau khá nhiều mà không có biện pháp xử lý hiệu quả.



Bảng 2. 4. Khoảng cách lớn nhất của khe co giãn khi không tính toán

Loại kết cấu	Phương pháp thi công	Khoảng cách lớn nhất
Khung	Đổ tại chỗ	50
Khung – vách	Lắp ghép	70
Vách cứng	Đổ tại chỗ	45

### **Khe lún:**

Thường bố trí nơi các khối nhà có sự chênh lệch số tầng lớn, do địa chất thay đổi phức tạp. Khe lún phải xuyên qua móng do đó cần có biện pháp xử lý rất phức tạp đối với công trình có nhiều tầng hầm vì thế nên hạn chế bố trí nhiều khe lún, chỉ bố trí khe lún khi thật cần thiết.

Có thể không cần bố trí khe lún nếu:

Công trình sử dụng móng cọc chống vào lớp đá hoặc bằng các biện pháp khác chứng minh được độ lún lệch công trình không đáng kể.

Việc tính lún có độ tin cậy cao, thể hiện độ chênh lệch lún giữa các bộ phận nằm trong giới hạn cho phép.

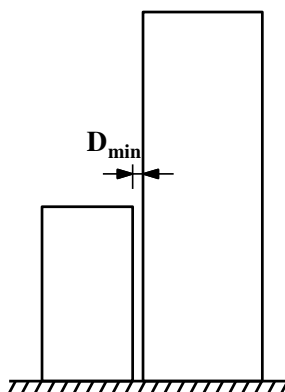
Có thể dùng biện pháp thi công thích hợp như thi công phần cao tầng trước phần thấp tầng sau, có tính toán mức độ chênh lệch lún hai khối kề nhau, để khi thi công xong thì độ lún hai khối đó xấp xỉ nhau, hoặc chừa một mạch bê tông giữa hai khối để đổ sau, khi độ lún của hai khối đã ổn định.

### **Khe kháng chấn:**

Phải đặt theo suốt chiều cao công trình và có thể không xuyên qua móng, trừ trường hợp kết hợp với khe lún.

Khi mặt bằng nhà phức tạp dạng hình chữ L, T, U, H, Y... thường hay bị hư hỏng hoặc sụp đổ khi gặp động đất mạnh, khi đó phải bố trí khe kháng chấn, để chia mặt bằng nhà thành các khối nhà có mặt bằng đơn giản.

Bề rộng khe kháng chấn cần phải có bề rộng đủ lớn để khi dao động các phần của công trình đã được tách ra, sao cho các phần nhà nằm cạnh nhau không va đập vào nhau khi động đất xảy ra.



Hình 2. 27. Khe kháng chấn.

Khi thiết kế khe kháng chấn cần xác định chuyển vị ngang lớn nhất có thể xảy ra ở hai phần nhà kế cận nhau, xét trường hợp bất lợi nhất khi cả hai khối nhà cùng nghiêng đồng thời vào nhau, bề rộng khe kháng chấn được xác định như sau:

$$D_{min}=U_1+U_2+20 \text{ mm}$$

Với  $U_1$  và  $U_2$  - chuyển vị lớn nhất theo phương ngang của hai khối kề nhau.

Bảng 2. 5. Bề rộng tối thiểu của khe kháng chấn (mm)

Loại kết cấu	Cấp kháng chấn			
	Không kháng chấn (Kháng chấn cấp 6)	Kháng chấn cấp $\leq 7$	Kháng chấn cấp 8	Kháng chấn cấp 9
Khung	$4H + 10$	$5H - 5$	$7H - 35$	$10H - 80$
Khung – Vách	$3,5H + 9$	$4,2H - 4$	$6H - 30$	$8,5H - 68$
Vách	$2,8H + 7$	$3,5H - 3$	$5H - 25$	$7H - 55$

H (m) là độ cao của mái của đơn nguyên thấp hơn trong các đơn nguyên kề nhau.

## 2.3. Kết cấu nhà cao tầng

### 2.3.1. Kết cấu theo phương đứng

1) Hệ kết cấu cơ bản nhà cao tầng

Các cấu kiện chịu lực cơ bản gồm:

- Cấu kiện dạng thanh: cột, dầm

- Cấu kiện phẳng: tường đặc, tấm sàn

- Cấu kiện không gian: lõi cứng, lưới hộp; dưới tác động của tải trọng, hệ không gian này làm việc như một kết cấu độc lập.

#### Phân nhóm kết cấu – 2 nhóm:

- Nhóm 1: chỉ gồm một loại cấu kiện chịu lực độc lập như khung, vách, lõi, hộp

- Nhóm 2: được tổ hợp từ hai hoặc ba loại cấu kiện cơ bản trở lên:

- Kết cấu khung + vách
- Kết cấu khung + lõi
- Kết cấu khung + hộp
- Kết cấu khung + vách + lõi...

Việc chọn hệ kết cấu dạng này hay dạng khác phụ thuộc vào điều kiện cụ thể của công trình, công năng sử dụng, chiều cao nhà và độ lớn của tải trọng ngang (gió, động đất).

2) Hệ kết cấu thuần khung

Kết cấu thuần khung bao gồm hệ thống cột và dầm liên kết cứng tại các nút, nhiều khung phẳng tạo thành khung không gian vừa chịu tải trọng đứng và tải trọng ngang.

Kết cấu thuần khung có khả năng tạo ra các không gian lớn, linh hoạt có thể đáp ứng đầy đủ các yêu cầu sử dụng công trình.

Kết cấu thuần khung có sơ đồ làm việc rõ ràng, nhưng độ cứng theo phương ngang tương đối nhỏ, khả năng chịu cắt theo phương ngang kém, năng lực chống lại tác động của tải ngang kém khi chiều cao công trình lớn;

Chiều cao tối đa của nhà khi sử dụng kết cấu thuần khung phụ thuộc vào tải trọng ngang (gió: 15 tầng hay động đất: 10 tầng), còn phụ thuộc vào số nhịp, độ lớn các nhịp và tỷ lệ giữa chiều cao và chiều rộng nhà.

Khi tính toán, chọn mô hình tính toán khung-sàn kết hợp: với giả thiết bản sàn tuyệt đối cứng trong mặt phẳng của nó.

Các nội lực trong cột bao gồm: lực dọc, lực cắt, mô men uốn theo hai phương, mô men xoắn.

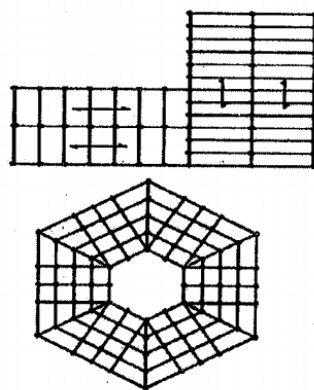
### 3) Hệ kết cấu vách cứng chịu lực

Kết cấu vách chịu lực là một hệ thống vách vừa chịu tải đứng vừa chịu tải ngang, đồng thời làm cả nhiệm vụ vách ngăn các phòng.

Vách cứng (BTCT) trong nhà cao tầng phải bố trí suốt từ móng đến mái, phải đồng trục: vách cứng có khả năng chịu lực cắt và chịu uốn tốt

Hệ kết cấu này là tổ hợp các vách phẳng bố trí theo hai phương. Hạn chế việc bố trí các vách cứng tập trung ở trọng tâm nhà do khả năng chống xoắn kém, tốt nhất nên bố trí các vách cứng dọc theo chu vi nhà vì nhà có khả năng chống xoắn tốt hơn và chịu tải cả hai phương.

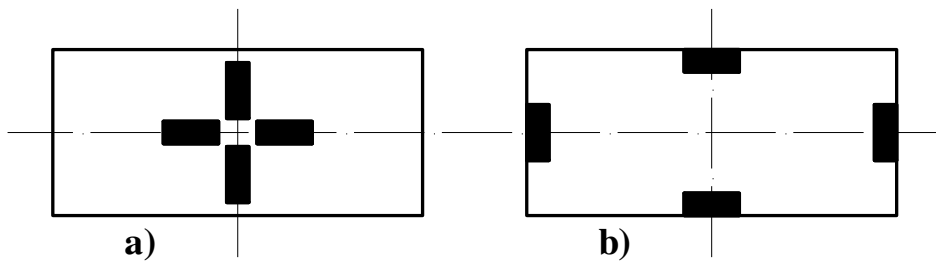
Vách cứng liên tục không khoét lỗ gọi là vách đặc. Phần lớn vách bị khoét lỗ dành cho các cửa đi và cửa sổ.



Hình 2. 28. Mặt bằng kết cấu khung điền hình.

Kết cấu vách cứng có những đặc điểm cơ bản sau:

Kết cấu vách cứng đồ tại chỗ có tính liên khối tốt, độ cứng theo phương ngang lớn, kết hợp với bản sàn tạo thành kết cấu hộp nhiều ngăn có khả năng chịu tải lớn, đặc biệt là khả năng chịu tải ngang (tải động đất).



a) Nhà không có khả năng chống xoắn; b) Nhà có khả năng chống xoắn tốt hơn

Hình 2. 29. Bố trí vách cứng trong mặt bằng.

Loại kết cấu này có khoảng không gian nhỏ nên chỉ phù hợp với các công trình nhà ở.

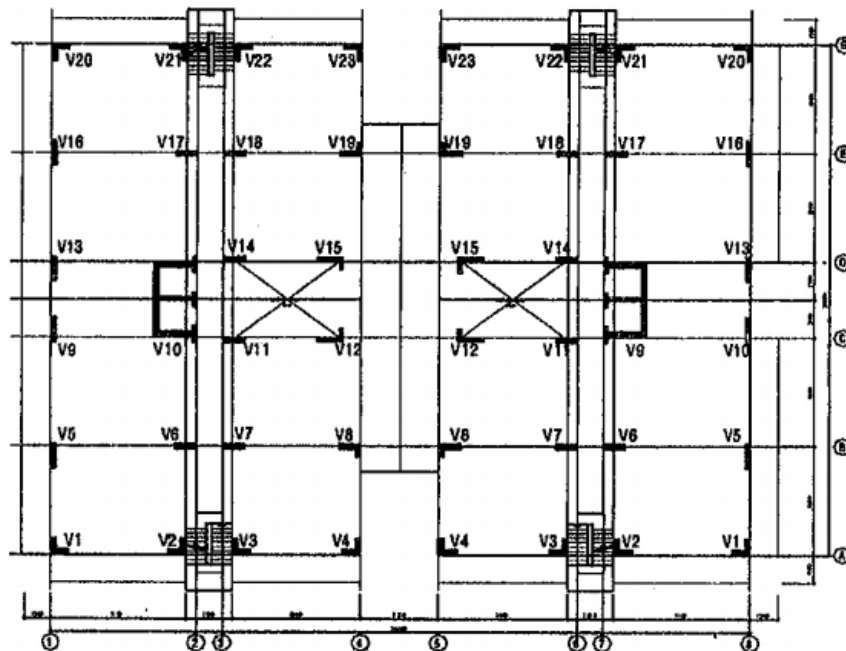
Kết cấu này có trọng lượng bản thân lớn, độ cứng lớn làm tăng tải trọng động đất

Kết cấu vách cứng được xem như là một tấm phẳng chỉ chịu lực trong mặt phẳng bản thân, không chịu lực ngoài mặt phẳng đó. Do đó cần phải bố trí vách cứng theo cả hai phương.

Cách bố trí vách cứng sao cho công trình có khả năng chống xoắn cao khi chịu tải ngang.

Vách cứng được xem như một con son ngàm với móng và chịu uốn trong mặt phẳng của nó.

Nội lực trong vách bao gồm: lực dọc, mômen uốn và lực cắt trong mặt phẳng vách.



Hình 2. 30. Hệ kết cấu vách chịu lực.

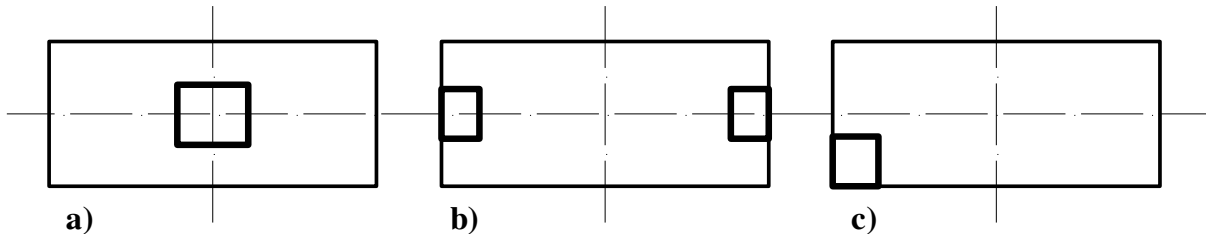
#### 4) Kết cấu lõi

Đối với một số công trình cần có không gian rộng với việc bố trí mặt bằng đa dạng, để đáp ứng yêu cầu này cần tạo hệ chịu lực bằng các vách cứng theo các phương liên kết lại với nhau gọi là lõi cứng. Lõi cứng vừa chịu tải đứng vừa chịu tải ngang. Có

thể có một hoặc nhiều lõi cứng: nếu chỉ có 1 lõi cứng thường được bố trí ở trung tâm, nếu có nhiều lõi cứng thì đặt xa nhau và nên bố trí đối xứng trên mặt bằng, không nên bố trí lệch một bên. Các lõi cứng phải bố trí sao cho tâm độ cứng của chúng trùng với trọng tâm nhà để tránh công trình bị xoắn khi dao động.

Lõi cứng có tiết diện kín, hở và nửa hở (có khoét lỗ cửa).

Lõi cứng làm việc như một thanh cônson ngầm với móng, nội lực bao gồm:  $N$ ,  $M$  theo hai phương,  $Q$  theo hai phương và cả mômen xoắn  $M_t$ .



a,b, Lõi cứng bố trí đối xứng; c, Lõi cứng bố trí lệch một bên (không nên)

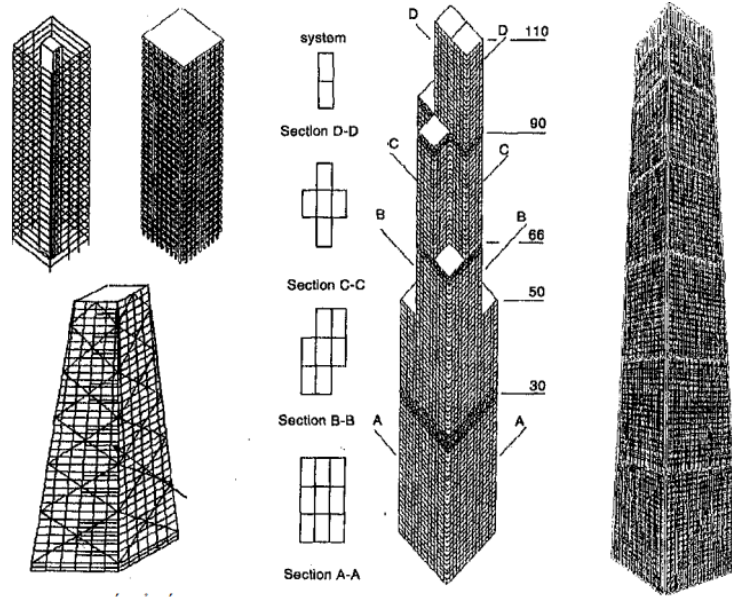
Hình 2. 31. Bố trí lõi cứng trên mặt bằng.

### 5) Kết cấu ống

Hệ kết cấu này gồm các cột đặt dày đặc trên toàn bộ chu vi công trình được liên kết với nhau bằng hệ dầm giao nhau.

Nếu các cột đặt xa nhau thì kết cấu làm việc theo sơ đồ khung.

Hạn chế: các cột đặt dày đặc nên gây cản trở đến mỹ quan công trình.



Hình 2. 32. Kết cấu ống.

### 6) Hệ kết cấu khung – vách cứng

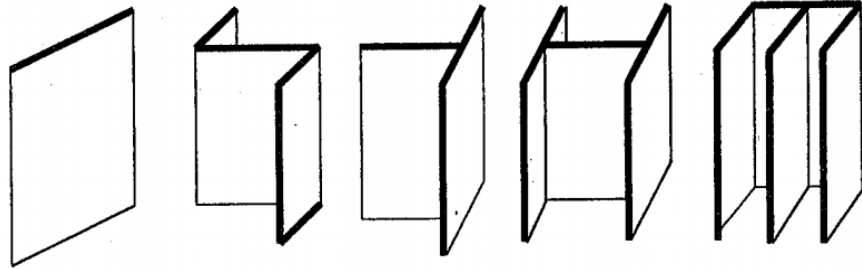
Vách cứng có thể bố trí theo một phương hoặc hai phương, hoặc liên kết nhau thành một nhóm (kín hoặc hở).

Đặc điểm của kết cấu này là khả năng chịu tải trọng ngang rất tốt, vách thường sử dụng trong nhà cao tầng chủ yếu để chịu tải ngang (trên 85%)

Kết cấu vách đạt hiệu quả trong nhà từ 20 đến 40 tầng

Khả năng chịu tải của vách phụ thuộc phần lớn vào hình dạng tiết diện ngang của nó.

Nhà cao tầng nên tránh dùng kết cấu thuần khung, thường nên kết hợp vách và khung.



Hình 2.33. Một số dạng vách cứng thường gặp.

Trong thực tế rất khó bố trí vách cứng đáp ứng cả 2 yêu cầu: kiến trúc và khả năng chịu lực. Vì vậy, cần tuân thủ các nguyên tắc:

Với nhà cao <40m nếu phương án kiến trúc được coi là tối ưu thì bố trí các hệ vách cứng phải tùy thuộc vào phương án kiến trúc.

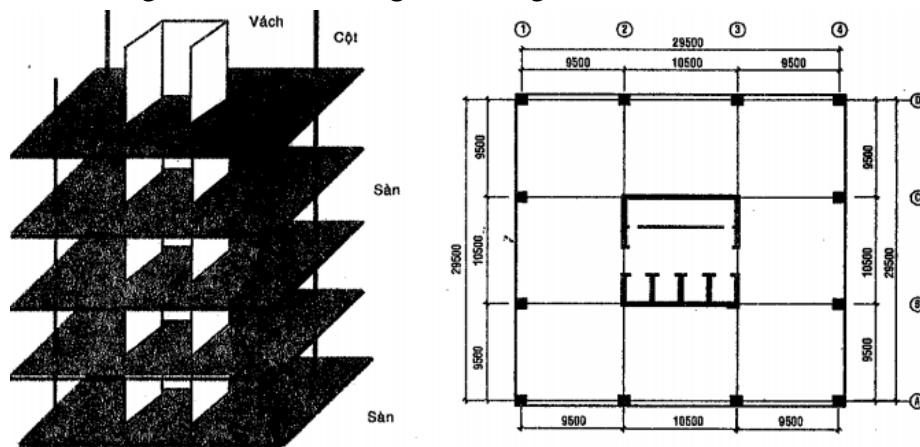
Với nhà cao >40m, bố trí hệ vách cứng tuân theo những yêu cầu sau:

- Cần phối hợp chặt chẽ với phương án kiến trúc, cần tăng chiều dày vách cứng hơn là bố trí quá nhiều vách cứng, việc tăng số lượng vách cứng chỉ hợp lý đối với nhà có mặt bằng kéo dài.

- Đảm bảo tính bất biến hình của ngôi nhà, tức là có một hệ thống vách cứng với ít nhất 3 vách không được cắt nhau trên một đường thẳng.

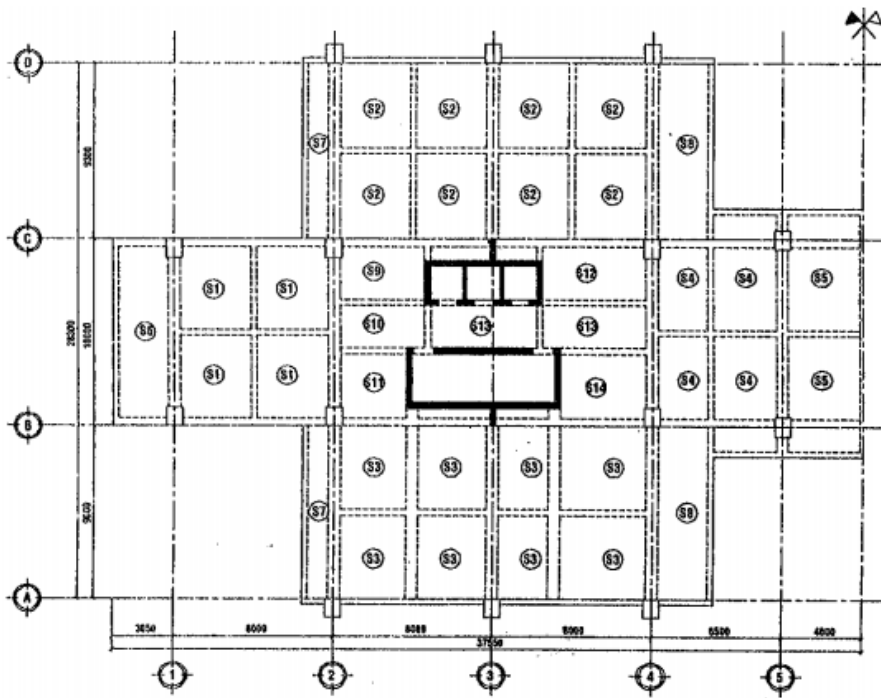
- Mặt bằng nhà nên bố trí đối xứng qua 2 trục và 2 trục này cũng chính là các trục đối xứng của hệ vách.

Trong thực tế, điều kiện này thường rất khó thỏa mãn, nên cần bố trí hệ vách cứng sao cho khoảng cách từ tâm cứng đến trọng tâm hình học của nhà là bé nhất.



Hình 2.34. Kết cấu khung - vách.

## 7) Hệ kết cấu khung - lõi cứng

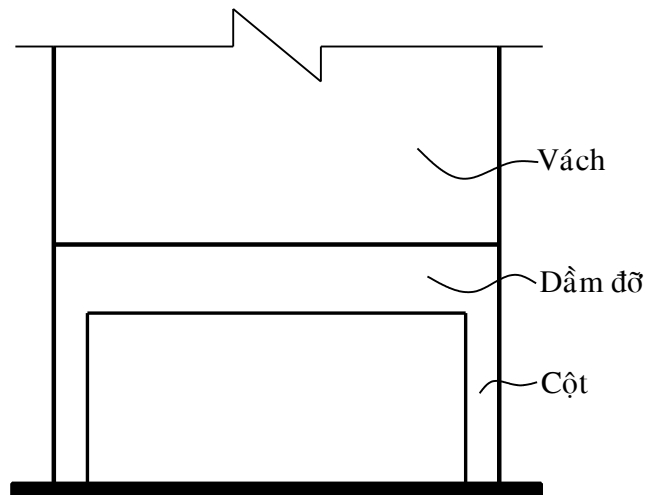


Hình 2. 35. Hệ kết cấu khung – lõi cứng.

8) Hệ kết cấu khung không gian lớn tầng dưới đỡ vách cứng

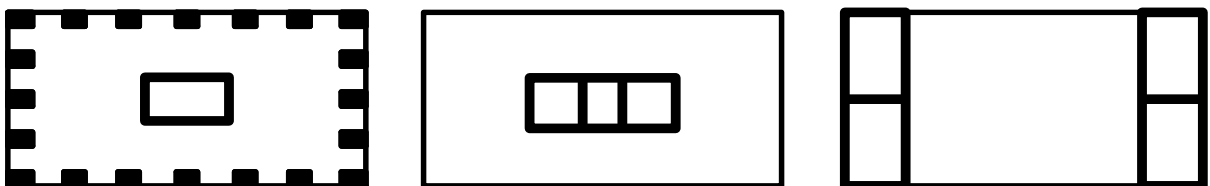
Chân tường ngang, dọc của kết cấu không làm tới đáy ở tầng 1 hoặc một số tầng dưới cùng.

Dùng dầm khung lớn đỡ vách cứng phía trên. Loại kết cấu này tạo không gian lớn và có khả năng chống tải ngang lớn.



Hình 2. 36. Khung đỡ vách.

9) Hệ kết cấu khung – lõi (ống)



Hình 2. 37. Hệ kết cấu ống.

Kết cấu dạng ống là dạng các vách cứng tạo thành ống, loại này gồm:

Loại khung - ống: phía trong dạng ống, xung quanh bên ngoài là khung thông thường hoặc khung không dầm.

Loại ống lồng: gồm nhiều ống kết hợp với nhau được bố trí phía trong hoặc phía ngoài của công trình.

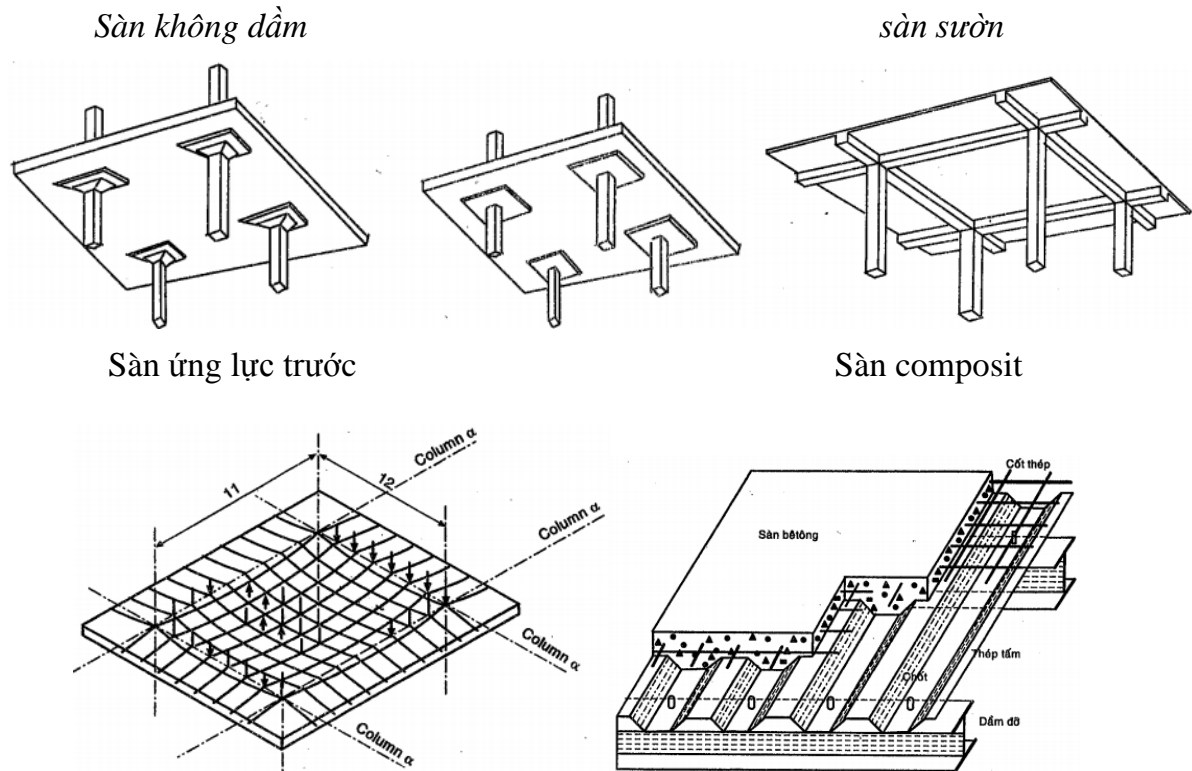
### 2.3.2. Kết cấu theo phương ngang (sàn và các dầm)

Kết cấu chịu lực theo phương ngang gồm sàn, các dầm. Nó có nhiệm vụ Kết hợp với kết cấu chịu lực thẳng đứng gồm: cột, vách (lõi).

Sàn ngoài chức năng tiếp nhận tải trọng sử dụng và truyền tải sang các dầm rồi truyền cho các kết cấu thẳng đứng (cột, vách). Sàn còn được xem là các vách cứng nằm ngang nối với các vách cứng thẳng đứng thành một hệ không gian duy nhất.

Sàn có vai trò phân phối tải trọng cho các kết cấu thẳng đứng.

Khi tính nhà cao tầng dựa vào giả thiết sàn tuyệt đối cứng trong mặt phẳng của nó nghĩa là chuyển vị của tất cả kết cấu đứng tại mỗi tầng có chuyển vị bằng nhau nếu sàn không có chuyển vị do xoắn.



Hình 2. 38. Các loại sàn thường gặp.

## 2.4. Sơ đồ làm việc nhà cao tầng

Ở các kết cấu hỗn hợp tùy theo cách làm việc của khung mà phân ra làm hai sơ đồ: sơ đồ GIẢNG và sơ đồ KHUNG-GIẢNG.

### 1. Sơ đồ giằng

Khi khung chỉ chịu tải đứng tương ứng với diện truyền tải, còn toàn bộ tải ngang do vách, lõi chịu. Trong sơ đồ này, tất cả các nút khung đều có cấu tạo khớp: đối với



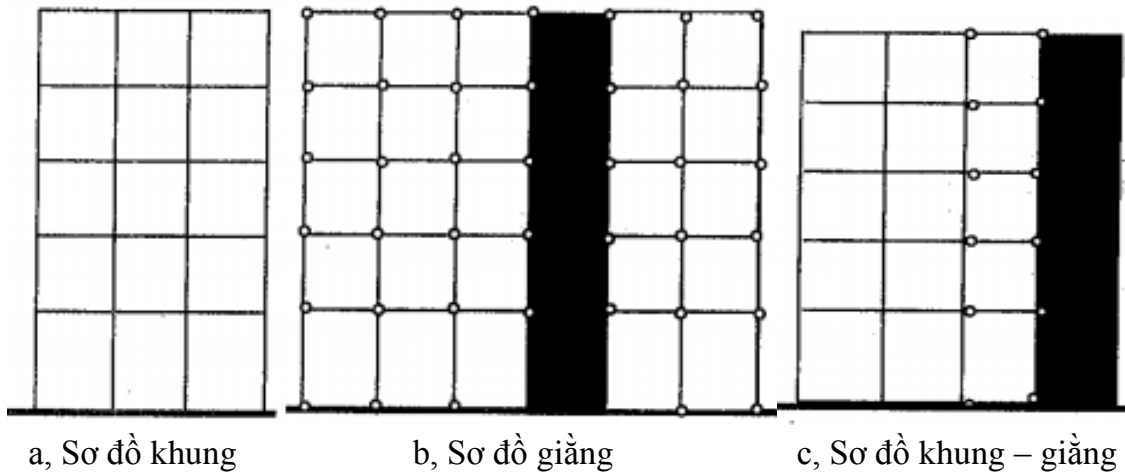
công trình bê tông cốt thép toàn khối, việc cấu tạo các nút khung là khớp rất khó thực hiện, một cách gần đúng có thể xem tất cả các cột đều có độ cứng chống uốn vô cùng bé.

Độ cứng của nhà bằng tổng độ cứng của khung và vách:

$$B = B_v + B_k$$

Trong đó  $B_v \gg B_k$  và xem  $B_k = 0$

Tính toán theo sơ đồ này tương đối đơn giản có thể thực hiện bằng các công cụ thô sơ, dùng phương pháp KHANZI để tính toán.



Hình 2. 39. Các sơ đồ làm việc.

## 2. Sơ đồ khung – giằng

Tính toán dựa vào quan niệm: mômen được phân phối theo độ cứng  $B$  của từng cấu kiện (cấu kiện có  $B$  lớn thì tiếp thu mômen lớn. Vì thế, việc chọn  $B$  của khung và vách cứng rất quan trọng khi thiết kế.

Sơ đồ khung-giằng: Nếu chọn  $B_k$  của khung và  $B_v$  vách cứng một cách hợp lý thì vách chịu khoảng từ 80% đến 90% nội lực do tải trọng ngang gây ra, còn khung chỉ chịu từ 20% đến 10%.

Độ cứng của nhà:  $B = B_v + B_k$ , (Với  $B_v \gg B_k$ )

Để đạt được yêu cầu này phải thực hiện tính vòng lặp để điều chỉnh tiết diện ngang của cột-vách một cách hợp lý nhất.

Tính toán theo sơ đồ này rất khó khăn, đòi hỏi phải dùng các phần mềm tính toán chuyên dụng (Sap, Etabs, v.v...);

Việc chọn sơ đồ nào để đưa vào tính toán tùy thuộc vào phương pháp tính và công cụ để tính toán.

Chú ý, khi đã dùng sơ đồ nào để tính thì phải tính toán và cấu tạo sao phù hợp với sơ đồ tính đó.

## 2.5. Tầng hầm

Đối với nhà cao tầng nên thiết kế tầng hầm với mục đích:

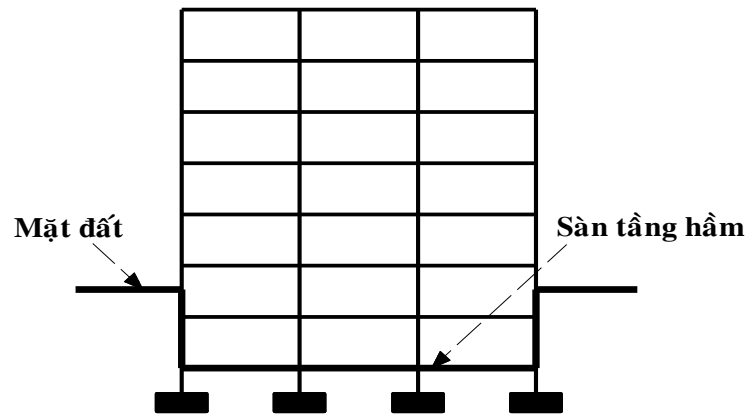
Tăng diện tích sử dụng: làm chỗ đậu xe

Giảm chiều cao nhà

Giảm chuyển vị ngang của nhà

Giảm dao động

Tăng ổn định về lật.



Hình 2. 40. Tầng hầm.

Hiệu quả của việc thiết kế tầng hầm là rất cao, tuy nhiên việc thiết và thi công tầng hầm đòi hỏi phải có công nghệ cao, phải có biện pháp thi công thích hợp để tránh hậu quả.

## 2.6. Cơ sở thiết kế nhà cao tầng

Khi thiết kế nhà cao tầng cần xem xét công trình đó có nằm trong vùng có khả năng xảy ra động đất mạnh hay không để áp dụng các qui định tương ứng.

Kết cấu không có thiết kế chống động đất gọi là kết cấu thông thường.

Đặc biệt chú ý đến các yêu cầu cấu tạo khi thiết kế kết cấu chống động đất Tải trọng: kết cấu nhà cao tầng cần tính toán thiết kế với các tổ hợp tải trọng đứng, tải ngang (gió: tĩnh và động), tải động đất theo TCVN 2737:1995 “Tải trọng và tác động”; TCVN 9386:2012 Thiết kế công trình chịu động đất; TCXDVN 198 – 1999 Nhà cao tầng.

Kết cấu nhà cao tầng cần phải tính toán và kiểm tra về độ bền, biến dạng, độ cứng, ổn định và dao động.

Nội lực và biến dạng của kết cấu nhà cao tầng được tính toán theo phương pháp đàn hồi. Đối với dầm, có thể điều chỉnh lại nội lực do biến dạng dẻo.

## Chương 3

### TẢI TRỌNG TÁC ĐỘNG LÊN NHÀ CAO TẦNG

Tải trọng tác động lên nhà cao tầng bao gồm:

- Tải trọng thẳng đứng gồm:

+ Tĩnh tải là tải trọng tác động thường xuyên, có vị trí, phương, chiều và giá trị không đổi trong quá trình sử dụng. Đó là trọng lượng bản thân kết cấu chịu lực, các kết cấu bao che, các lớp cách âm,...

+ Hoạt tải là tải trọng tác động không thường xuyên.

- Tải trọng ngang gồm:

+ Tải trọng gió do tác động của khí hậu và thời tiết thay đổi theo thời gian, độ cao, và địa điểm dưới dạng áp lực trên các mặt hứng gió hoặc hút gió của ngôi nhà.

+ Tải trọng động đất là một trong những tải trọng đặc biệt là các lực quán tính phát sinh trong công trình khi nền đất chuyển động. Tải trọng động đất có thể tác động đồng thời theo phương thẳng đứng và phương ngang.

#### 3.1. Tải trọng đứng

Tải trọng thẳng đứng tác động lên hệ kết cấu chịu lực của nhà bao gồm hai loại: tĩnh tải do trọng lượng bản thân kết cấu chịu lực và kết cấu bao che, và hoạt tải là tải trọng sử dụng tác động thường xuyên hoặc ngắn hạn và được lấy theo tiêu chuẩn thiết kế tải trọng và tác động TCVN 2737-1995.

Đối với các vách ngăn cố định, vách ngăn tạm thời đặt lên sàn có thể tính gần đúng như tải trọng phân bố đều và phải lấy theo tác dụng thực tế. Nếu vách ngăn bằng vật liệu nhẹ lấy không nhỏ hơn  $75 \text{ daN/m}^2$ .

Mái bằng sử dụng trồng cây trên mái lấy không nhỏ hơn  $500 \text{ daN/m}^2$ .

Mái bằng nhà cao tầng còn có thể sử dụng làm bãi đỗ máy bay trực thăng. Tải trọng lớn nhất khi trực thăng cất hạ cánh có thể tính theo công thức:

$$Q = kP/S \quad (3.1)$$

trong đó:  $k$  – hệ số động lực ( $k=3$ );

$P$  – trọng lượng của trực thăng căn cứ vào loại máy sử dụng; loại nhỏ lấy bằng  $20 \div 30 \text{ kN}$ , loại trung bình  $30 \div 50 \text{ kN}$ ;

$S$  – diện tích chịu lực trong phạm vi khoảng cách giữa các bánh xe lấy theo số liệu thực tế (hoặc lấy bằng  $2 \times 2 \text{ m}^2$  cho loại nhỏ,  $2 \times 3 \text{ m}^2$  cho loại trung bình).

Theo TCVN 2737-1995 cho phép giảm các giá trị hoạt tải khi tác dụng đồng thời lên các sàn nhà:

- Khi tính dầm, dầm khung, bản sàn, cột và móng chịu tải trọng từ một sàn, thì tải trọng sử dụng toàn phần ứng với mục 1,2,3,4,5 bảng 3 tiêu chuẩn đều được nhân với hệ số:

$$\psi_{A_1} = 0,4 + 0,6 \sqrt{\frac{A}{A_1}} \quad (3.2)$$

khi  $A > A_1 = 9\text{m}^2$  với  $A$  là diện tích truyền tải.

Đối với các phòng nêu ở các mục 6,7,8,9,10,12,14 trong bảng 3 tiêu chuẩn:

$$\psi_{A_2} = 0,5 + 0,5 \sqrt{\frac{A}{A_2}} \quad (3.3)$$

khi  $A > A_2 = 36\text{m}^2$  với  $A$  là diện tích truyền tải.

- Khi xác định lực dọc trong cột, vách và móng chịu tải trọng từ 2 sàn trở lên được phép giảm hoạt tải bằng hệ số giảm tải như sau:

Nếu phòng có diện tích  $A > A_1 = 9\text{m}^2$  thì

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{\psi_{A_1} - 0,4}{\sqrt{n}} \quad (3.4)$$

Nếu phòng có diện tích  $A > A_2 = 36\text{m}^2$  thì

$$\psi = 0,5 + \frac{\psi_{A_2} - 0,5}{\sqrt{n}} \quad (3.5)$$

Trong đó:  $\psi_{A_1}$ ,  $\psi_{A_2}$  lấy như công thức (3.2), (3.3).

$n$  – số tầng.

Trong nhà cao tầng xác suất xuất hiện đồng thời tải trọng sử dụng trên toàn bộ các sàn là rất thấp và thực tế cho thấy có sự giảm dần ở các tầng trên. Tuy nhiên hoạt tải thường không lớn so với tải trọng bản thân ( $\approx 20\%$ ) nên khi thiên về an toàn có thể không xét tới các hệ số giảm tải. Trong tính toán khung nhiều tầng nhiều nhịp, nhất là khung không gian còn cho phép không xét tới các phương án chất hoạt tải bất lợi trên các sàn.

*Ảnh hưởng độ lệch tâm của tải trọng thẳng đứng:* khi tính toán theo các sơ đồ khung – vách tải trọng thẳng đứng xem như tác động đúng tâm. Nhưng thực tế tải trọng thẳng đứng tác động lệch tâm trong các trường hợp do thay đổi tiết diện cột, do tải trọng sàn truyền vào tường – vách một bên, do sai lệch tim trục trong thi công.

### **Chọn chiều dày sàn nhà cao tầng**

Lý thuyết tính toán nhà cao tầng hiện nay đều dựa vào giả thiết xem sàn (dầm) là vách cứng trong mặt phẳng nằm ngang, nghĩa là xem sàn tuyệt đối cứng trong mặt phẳng của nó (mặt phẳng nằm ngang) và mềm ngoài mặt phẳng của nó (mặt phẳng thẳng đứng). Nếu nhà không bị xoắn thì chuyển vị ngang mọi điểm trên cùng một sàn

bằng nhau, chuyển vị ngang trên các tầng thì khác nhau. Đồng thời, thường bố trí các đường ống kỹ thuật trong sàn nên cần tăng chiều dày sàn so với nhà thấp tầng.

Đối với sàn không dầm, để dễ bố trí cáp, tăng hiệu quả của cốt thép dự ứng lực thì chiều dày sàn phải chọn sao cho hợp lý nhất.

Chọn chiều dày bản sàn của nhà cao tầng bằng chiều dày sàn chọn theo những quy định thông thường của nhà thấp tầng, nhân thêm hệ số  $\alpha=1,05\div 1,25$ . (Chú ý về mặt cấu tạo sàn: bố trí cáp ứng lực, bố trí các đường ống kỹ thuật trong sàn...).

Chọn sơ bộ kích thước cột khi hệ chịu lực là thuần khung: tính toán và chọn theo những quy định thông thường của nhà thấp tầng.

Kích thước cột khi hệ chịu lực là khung – vách (lõi): cột hầu như chỉ chịu tải trọng đứng, còn tải trọng ngang do vách (lõi) chịu nên lực dọc lấy như sau:  $N_{tt}=N$ .

Cột được xem như cấu kiện chịu nén đúng tâm, diện tích tiết diện ngang được xác định theo:

$$A_c = \frac{N_{tt}}{R_b + \mu R_s} \quad (3.6)$$

Trong đó:  $R_b$  – cường độ chịu nén tính toán của bê tông;

$R_s$  – cường độ tính toán của cốt thép;

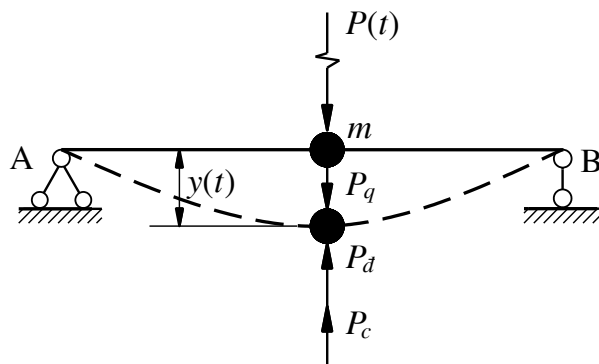
$\mu$  – hàm lượng cốt thép,  $\mu \geq \mu_{min}$ , tự chọn.

Kích thước vách cứng: chiều dày vách đổ toàn khối chọn  $\geq 200\text{mm}$  và  $\geq 1/20$  chiều cao tầng.

Kích thước tiết diện dầm: tính toán và chọn theo những quy định thông thường của nhà thấp tầng.

### 3.2. Dao động riêng của hệ nhiều bậc tự do

Xét hệ có một bậc tự do: xét một dầm đơn giản không trọng lượng mang khối lượng tập trung  $m$  chịu tác dụng của tải trọng động  $P(t)$ , hệ có một bậc tự do là chuyển vị theo phương đứng  $y(t)$  của khối lượng  $m$ .



Hình 3. 1. Hệ một bậc tự do.

Phương trình vi phân dao động tổng quát của hệ có một bậc tự do:

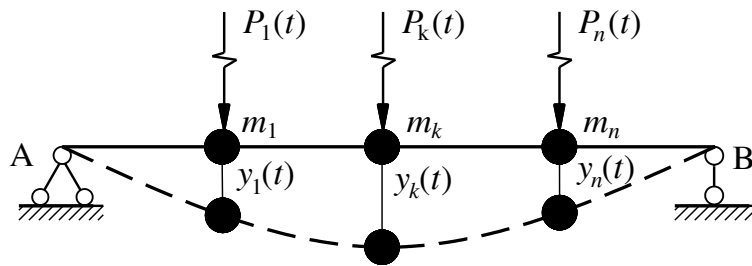
$$M\ddot{y} + C\dot{y} + Ky = P(t) \quad (3.7)$$

Trong đó:  $M$  – khối lượng tập trung của hệ;  
 $K$  – hệ số độ cứng;  
 $C$  – hệ số cản.

Xét dầm đơn giản mang  $n$  khối lượng tập trung, hệ chịu tác dụng của tải trọng động:  $P_1(t), P_2(t), \dots, P_n(t)$ .

Xét điều kiện cân bằng lực đối với khối lượng thứ  $k$  (bỏ qua ảnh hưởng của lực cản):

$$m_k \ddot{y}_k(t) + (k_{k1}y_1 + k_{k2}y_2 + \dots + k_{kn}y_n) = P_k(t) \quad (3.8)$$



Hình 3. 2. Hệ nhiều bậc tự do.

Viết cho tất cả các khối lượng của hệ:

$$\begin{aligned} m_1 \ddot{y}_1(t) + (k_{11}y_1 + k_{12}y_2 + \dots + k_{1n}y_n) &= P_1(t) \\ m_2 \ddot{y}_2(t) + (k_{21}y_1 + k_{22}y_2 + \dots + k_{2n}y_n) &= P_2(t) \\ \dots & \\ m_n \ddot{y}_n(t) + (k_{n1}y_1 + k_{n2}y_2 + \dots + k_{nn}y_n) &= P_n(t) \end{aligned} \quad (3.9)$$

Viết dưới dạng ma trận:

$$[M]\{\ddot{Y}(t)\} + [K]\{Y(t)\} = \{P(t)\} \quad (3.10)$$

trong đó:  $\{P(t)\}$  – véc tơ lực động;  $[M]$  – ma trận khối lượng;  $[K]$  – ma trận độ cứng;

$\{\ddot{Y}(t)\}$  - véc tơ gia tốc;  $\{Y(t)\}$  - véc tơ chuyển vị.

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ 0 & 0 & 0 & m_n \end{bmatrix}; [K] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \cdot & k_{1n} \\ & k_{22} & \cdot & k_{2n} \\ & & \cdot & \cdot \\ sym & & & k_{nn} \end{bmatrix}; \{P(t)\} = \begin{Bmatrix} P_1(t) \\ P_2(t) \\ \cdot \\ P_n(t) \end{Bmatrix};$$

$$\{\ddot{Y}(t)\} = \begin{Bmatrix} \ddot{y}_1(t) \\ \ddot{y}_2(t) \\ \cdot \\ \ddot{y}_n(t) \end{Bmatrix}; \{Y(t)\} = \begin{Bmatrix} y_1(t) \\ y_2(t) \\ \cdot \\ y_n(t) \end{Bmatrix}$$

### 3.2.1. Xác định tần số dao động riêng

#### 3.2.1.1. Dao động tự do không cản của nhà cao tầng

Đối với nhà cao tầng, mô hình tính là thanh congson có n điểm tập trung khối lượng m tại các cao trình sàn tầng.

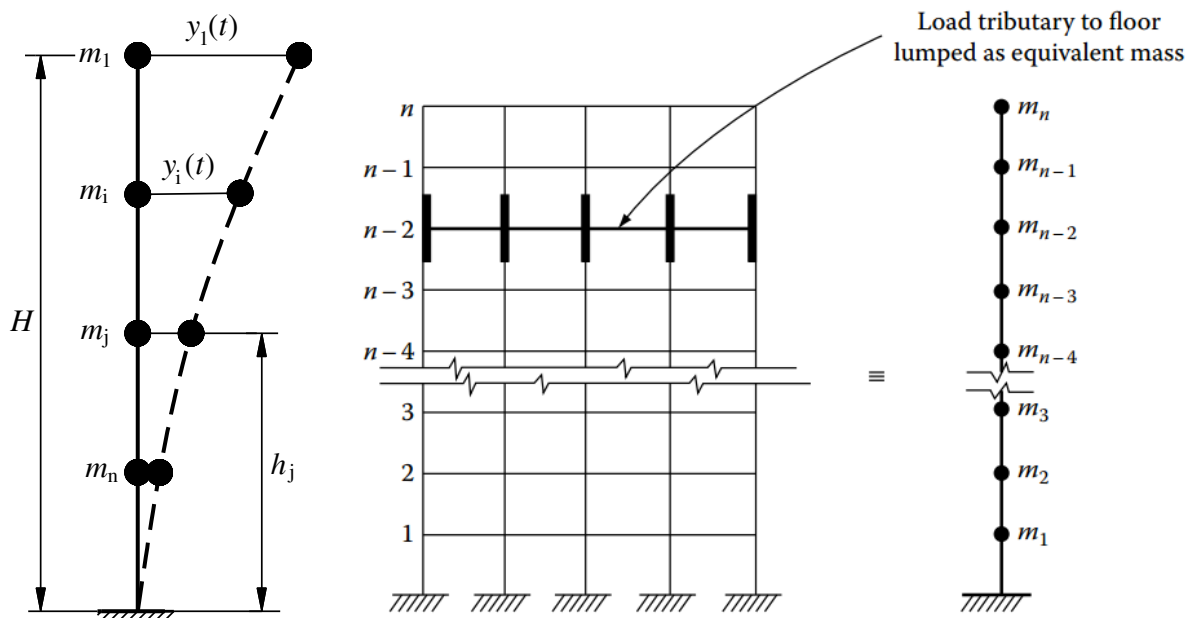
Phương trình dao động tự do không cản viết dưới dạng ma trận có dạng:

$$[M]\{\ddot{Y}(t)\} + [K]\{\dot{Y}(t)\} = 0 \quad (3.11)$$

trong đó:  $[M]$  – ma trận khối lượng;  $[K]$  – ma trận độ cứng;  $\{\ddot{Y}(t)\}$  - véc tơ gia tốc;  $\{Y(t)\}$  - véc tơ chuyển vị.

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ 0 & 0 & 0 & m_n \end{bmatrix}; \quad [K] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \cdot & k_{1n} \\ & k_{22} & \cdot & k_{2n} \\ & & \cdot & \cdot \\ sym & & & k_{nn} \end{bmatrix}; \quad \{P(t)\} = \begin{Bmatrix} P_1(t) \\ P_2(t) \\ \cdot \\ P_n(t) \end{Bmatrix};$$

$$\{\ddot{Y}(t)\} = \begin{Bmatrix} \ddot{y}_1(t) \\ \ddot{y}_2(t) \\ \cdot \\ \ddot{y}_n(t) \end{Bmatrix}; \quad \{Y(t)\} = \begin{Bmatrix} y_1(t) \\ y_2(t) \\ \cdot \\ y_n(t) \end{Bmatrix}$$



Hình 3. 3. Mô hình tính toán.

Nghiệm của (3.11) được chọn theo dạng:

$$\{Y(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \theta) \quad (3.12)$$

$\omega$  - tần số dao động riêng;

$\theta$  - độ lệch pha.

$\{A\}$  - véc tơ biên độ dao động riêng

$$\{A\} = \begin{Bmatrix} A_1 \\ A_2 \\ \vdots \\ A_n \end{Bmatrix}$$

### 3.2.1.2. Xác định tần số dao động riêng từ ma trận cứng

Thay (3.12) và đạo hàm cấp hai của nó theo thời gian vào (3.11) ta có phương trình:

$$([K] - \omega^2 [M])\{A\} = \{0\} \quad (3.13)$$

Vì  $\{A\}$  biểu diễn biên độ dao động của các khối lượng  $m_k$  phải khác không, do đó định thức:

$$|[K] - \omega^2 [M]| = 0 \quad (3.14)$$

Biểu thức (3.14) là phương trình để xác định tần số dao động riêng  $\omega_i$  của công trình.

Khai triển (3.14) sẽ được đa thức bậc  $n$  của  $\omega^2$

$$\begin{vmatrix} k_{11} - \omega_i^2 m_1 & k_{12} & \dots & k_{1n} \\ k_{21} & k_{22} - \omega_i^2 m_2 & \dots & k_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ k_{n1} & k_{n2} & \dots & k_{nn} - \omega_i^2 m_n \end{vmatrix} = 0 \quad (3.15)$$

Giải (3.15) sẽ được  $n$  nghiệm thực dương và phân biệt biểu diễn các tần số dao động riêng  $\omega_i$  ( $i = 1, 2, \dots, n$ ) (tần số dao động trong  $2\pi$  giây). Sắp xếp các tần số này theo thứ tự từ nhỏ đến lớn  $\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$  được gọi là véc tơ tần số riêng.

Tất cả các ma trận khối lượng, ma trận độ cứng của hệ đều là các ma trận đối xứng và xác định dương, vì vậy tất cả các nghiệm của phương trình tần số đều là thực và dương.

$$\{\omega\} = \begin{Bmatrix} \omega_1 \\ \omega_2 \\ \dots \\ \omega_n \end{Bmatrix}$$

Tần số dao động (tần số dao động trong một giây):

$$f_i = \frac{\omega_i}{2\pi} \quad (3.16)$$

Chu kỳ dao động (là thời gian cần thiết để thực hiện một dao động toàn phần):



$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \quad (3.17)$$

$f_1$  và  $T_1$  gọi là tần số và chu kỳ dao động cơ bản.

### 3.2.1.3. Xác định dạng dao động chính

Ứng với tần số dao động riêng  $\omega_i$  công trình sẽ thực hiện một dạng dao động chính thứ  $i$ . Để xác định dạng dao động chính thứ  $i$ , ta thay  $\omega_i$  vừa tìm được vào phương trình (3.13) ta được:

$$([K] - \omega_i^2 [M])\{A_i\} = \{0\} \quad (3.18)$$

trong đó  $\{A_i\}$  là biên độ dao động trong dạng dao động chính thứ  $i$ .

Để xác định các dạng dao động riêng, ta đưa vào ma trận  $[B_i]$  tương ứng với tần số dao động riêng  $\omega_i$ . Dạng dao động riêng ứng với tần số dao động riêng  $\omega_i$  gọi là dạng dao động riêng thứ  $i$ .

Đặt:

$$\begin{aligned} [B_i] &= [K] - \omega_i^2 [M] \\ [B_i]\{A_i\} &= \{0\} \end{aligned} \quad (3.19)$$

Muốn xác định các dạng dao động riêng, ta không nhất thiết phải tìm trực tiếp các giá trị biên độ của các khối lượng, mà chỉ cần tìm tỷ số biên độ của các khối lượng so với biên độ của một khối lượng nào đó, thường so với biên độ của khối lượng thứ nhất.

Đặt:

$$\varphi_{ji} = \frac{A_{ji}}{A_{1i}} \quad (i, j = 1, 2, \dots, n) \quad (3.20)$$

trong đó:  $A_{ji}$  – biên độ dao động của khối lượng thứ  $j$ , ứng với dạng dao động thứ  $i$ ;

$A_{1i}$  - biên độ dao động của khối lượng thứ 1, ứng với dạng dao động thứ  $i$ .

Đương nhiên  $\varphi_{1i} = 1$ . Như vậy, dạng dao động riêng thứ  $i$  chính là véc tơ có các phần tử là các tỉ số  $\varphi_{ji}$  đó:

$$\{\varphi_i\} = \begin{Bmatrix} \varphi_{1i} \\ \varphi_{2i} \\ \dots \\ \varphi_{ni} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ \varphi_{2i} \\ \dots \\ \varphi_{ni} \end{Bmatrix} \quad (3.21)$$

Để tìm các dạng dao động riêng, chia hai vế (3.18) cho hệ số  $A_{1i}$ , thì phương trình (3.18) viết lại như sau:

$$([K] - \omega_i^2 [M])\{\varphi_i\} = \{0\} \quad (3.22)$$

Hoặc:

$$\begin{bmatrix} k_{11} - \omega_i^2 m_1 & k_{12} & \dots & k_{1n} \\ k_{21} & k_{22} - \omega_i^2 m_2 & \dots & k_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ k_{n1} & k_{n2} & \dots & k_{nn} - \omega_i^2 m_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ \varphi_{2i} \\ \dots \\ \varphi_{ni} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \dots \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.23)$$

Từ phương trình (3.23) ta giải hệ (n-1) phương trình sẽ được dạng dao động riêng thứ i:

$$\{\varphi_i^*\} = -[B_{11}^{(i)}]^{-1} [B_1^{(i)}] \quad (3.24)$$

Trong đó

$$\{\varphi_i^*\} = \begin{Bmatrix} \varphi_{2i} \\ \varphi_{3i} \\ \dots \\ \varphi_{ni} \end{Bmatrix} \quad (3.25)$$

$[B_{11}^{(i)}]$  - ma trận  $[B^{(i)}]$  bỏ đi hàng một, cột một;

$[B_{11}^{(i)}]^{-1}$  - ma trận nghịch đảo của ma trận  $[B_{11}^{(i)}]$ ;

$[B_1^{(i)}]$  - cột thứ nhất của ma trận  $[B^{(i)}]$  bỏ đi phần tử đầu tiên.

Ta có:

$$[B_{11}^{(i)}] = \begin{bmatrix} k_{22} - \omega_i^2 m_2 & \dots & k_{2n} \\ \dots & \dots & \dots \\ k_{n2} & \dots & k_{nn} - \omega_i^2 m_n \end{bmatrix} \quad (3.26)$$

$$[B_1^{(i)}] = \begin{Bmatrix} k_{21} \\ \dots \\ k_{n1} \end{Bmatrix}$$

Vậy lúc này:

$$\{\varphi_i\} = \begin{Bmatrix} 1 \\ \varphi_i^* \end{Bmatrix} \quad (3.27)$$

Ma trận vuông biểu thị tất cả các dạng dao động riêng gọi là ma trận các dạng chính ký hiệu là  $[\varphi]$ .

$$[\varphi] = [\{\varphi_1\} \quad \{\varphi_2\} \quad \dots \quad \{\varphi_n\}] = \begin{bmatrix} 1 & 1 & \dots & 1 \\ \{\varphi_{21}\} & \{\varphi_{22}\} & \dots & \{\varphi_{2n}\} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \{\varphi_{n1}\} & \{\varphi_{n2}\} & \dots & \{\varphi_{nm}\} \end{bmatrix} \quad (3.28)$$

Các chỉ số của  $\varphi_{ji}$  gồm chỉ số thứ nhất  $j$ : là chỉ khối lượng thứ  $j$ , và chỉ số thứ hai  $i$ : chỉ tần số hay dạng dao động riêng thứ  $i$ .

Đặt  $[F]$  – ma trận mềm,

$$[F] = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \dots & \delta_{1n} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \dots & \delta_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \delta_{n1} & \delta_{n2} & \dots & \delta_{nn} \end{bmatrix} \quad (3.29)$$

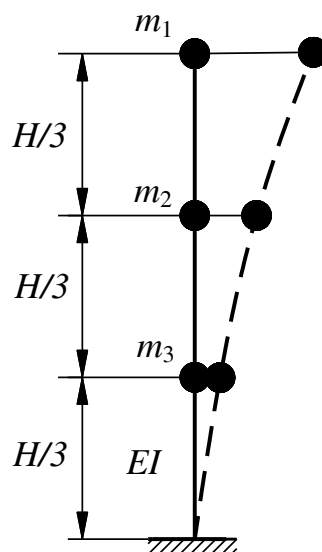
trong đó:  $\delta_{ij}$  là chuyển vị tại khối lượng  $i$  khi đặt lực đơn vị đặt tại khối lượng  $j$  gây ra.

Ma trận độ cứng bằng nghịch đảo ma trận mềm  $[K] = [F]^{-1}$ , ta có:

$$[K] = [F]^{-1} = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \dots & \delta_{1n} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \dots & \delta_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \delta_{n1} & \delta_{n2} & \dots & \delta_{nn} \end{bmatrix}^{-1} \quad (3.30)$$

Ví dụ: Một công trình có sơ đồ tính toán là một thanh congson có 3 khối lượng tập trung  $m_1, m_2, m_3$  (Hình 3.4). Cho biết ma trận khối lượng  $[M]$  và ma trận độ cứng  $[K]$ . Tính tần số dao động và dạng dao động.

$$[M] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1,5 & 0 \\ 0 & 0 & 2 \end{bmatrix}; \quad [K] = 600 \begin{bmatrix} 1 & -1 & 0 \\ -1 & 3 & -2 \\ 0 & -2 & 5 \end{bmatrix}.$$



Hình 3. 4. Mô hình tính toán.

Phương trình đặc trưng dao động:

$$[K] - \omega_i^2 [M] = \begin{vmatrix} 1 - \frac{\omega_i^2}{600} & -1 & 0 \\ -1 & 3 - 1,5 \frac{\omega_i^2}{600} & -2 \\ 0 & -2 & 5 - 2 \frac{\omega_i^2}{600} \end{vmatrix} = 0$$

Hay 
$$\left(\frac{\omega_i^2}{600}\right)^3 - 5,5\left(\frac{\omega_i^2}{600}\right)^2 + 7,5\left(\frac{\omega_i^2}{600}\right) - 2 = 0$$
  

$$\Rightarrow C^3 - 5,5C^2 + 7,5C - 2 = 0$$

Tìm được:  $C_1 = 0,3513$ ;  $C_2 = 1,6066$ ;  $C_3 = 3,542$ .

Tính tần số dao động:

Với  $C_1 = 0,3513$  thì  $\omega_1 = \sqrt{600C_1} = 14,518$  và tần số dao động:  $f_1 = \frac{\omega_1}{2\pi} = 2,311$ ;

Với  $C_2 = 1,6066$  thì  $\omega_2 = \sqrt{600C_2} = 31,048$  và tần số dao động:  $f_2 = \frac{\omega_2}{2\pi} = 4,941$ ;

Với  $C_3 = 3,542$  thì  $\omega_3 = \sqrt{600C_3} = 46,1$  và tần số dao động:  $f_3 = \frac{\omega_3}{2\pi} = 7,337$ ;

Các dạng dao động:

$$([K] - \omega_i^2 [M]) \{\varphi_i\} = \begin{bmatrix} 1 - C_i & -1 & 0 \\ -1 & 3 - 1,5C_i & -2 \\ 0 & -2 & 5 - 2C_i \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varphi_{2i} \\ \varphi_{3i} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Đặt

$$[B_{11}^{(i)}] = \begin{bmatrix} 3 - 1,5C_i & -2 \\ -2 & 5 - 2C_i \end{bmatrix}$$

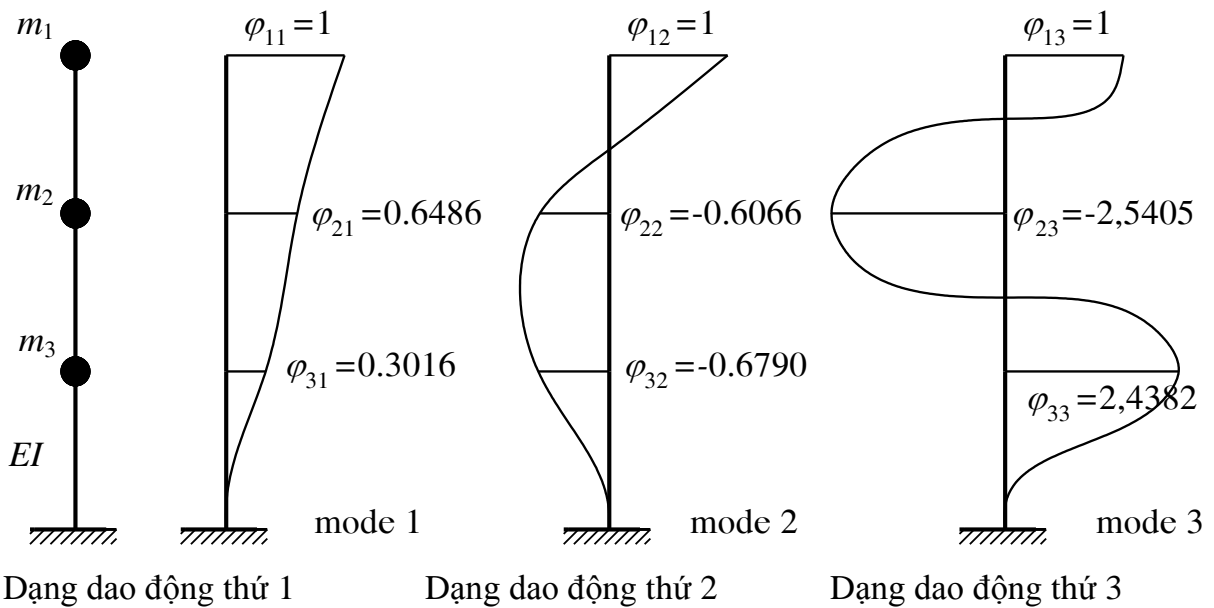
Các dạng dao động xác định theo:

$$\begin{Bmatrix} \varphi_{2i} \\ \varphi_{3i} \end{Bmatrix} = -[B_{11}^{(i)}]^{-1} \begin{bmatrix} -1 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Với  $C_1 = 0,3513$  thì  $\begin{Bmatrix} \varphi_{21} \\ \varphi_{31} \end{Bmatrix} = -[B_{11}^{(1)}]^{-1} \begin{bmatrix} -1 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,6485 \\ 0,3018 \end{bmatrix}$ ;

Với  $C_2 = 1,6066$  thì  $\begin{Bmatrix} \varphi_{22} \\ \varphi_{32} \end{Bmatrix} = -[B_{11}^{(2)}]^{-1} \begin{bmatrix} -1 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0,6066 \\ -0,6790 \end{bmatrix}$ ;

Với  $C_3 = 3,542$  thì  $\begin{Bmatrix} \varphi_{23} \\ \varphi_{33} \end{Bmatrix} = -[B_{11}^{(3)}]^{-1} \begin{bmatrix} -1 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -2,5405 \\ 2,4382 \end{bmatrix}$ .



Hình 3. 5. Các dạng dao động của công trình.

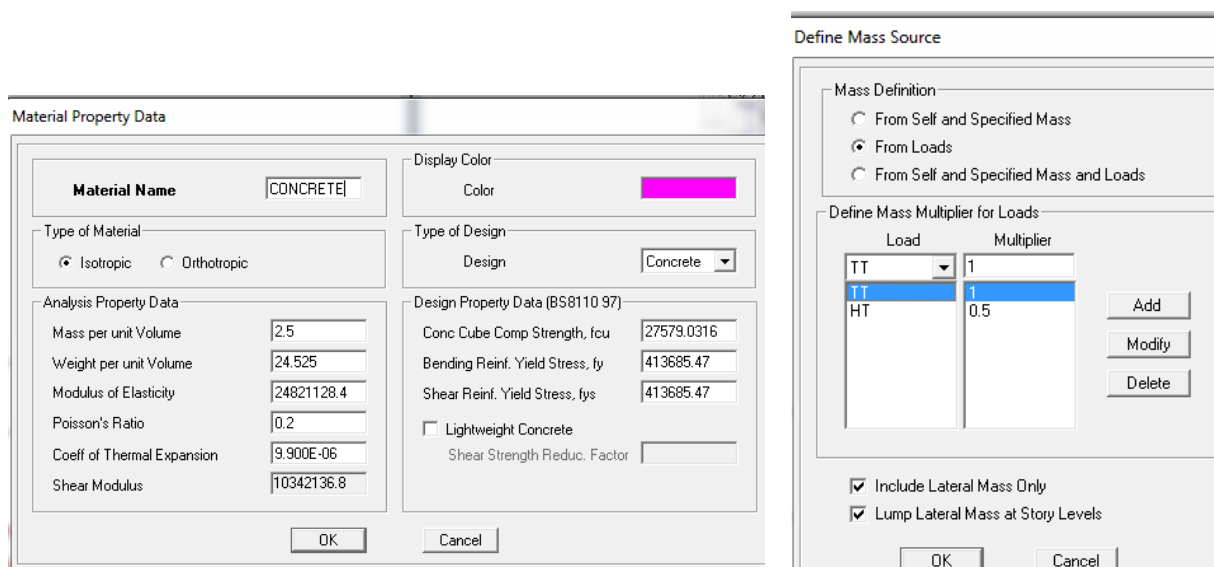
### 3.2.2. Xác định tần số dao động bằng các phần mềm Sap, Etabs

Đối với nhà nhiều tầng, việc xác định tần số dao động riêng đối với công trình có n khối lượng tập trung rất khó khăn, chỉ có thể tính nhờ vào các phần mềm chuyên dùng với hỗ trợ của máy tính.

Trình tự khai báo trong Etabs để tính tần số dao động:

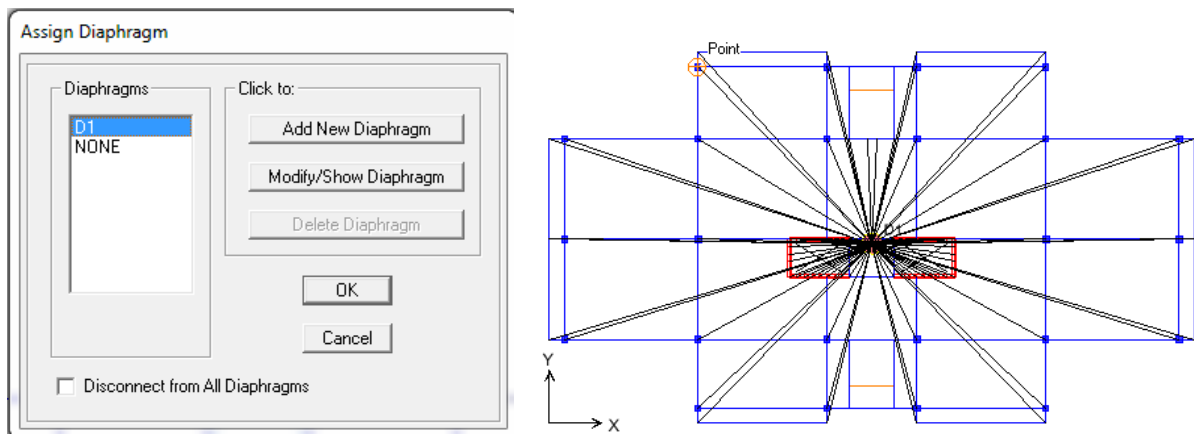
Hộp thoại **Define** → **Material Properties**: giá trị khối lượng riêng của bê tông (Mass per unit Volume) = 2,5 (tấn/m<sup>3</sup>).

Hộp thoại **Define** → **Mass source**: ngoài giá trị tĩnh tải – trọng lượng bản thân kết cấu chịu lực và tải trọng các lớp cấu tạo, trong bài toán động còn xét thêm ảnh hưởng của 50% giá trị hoạt tải.

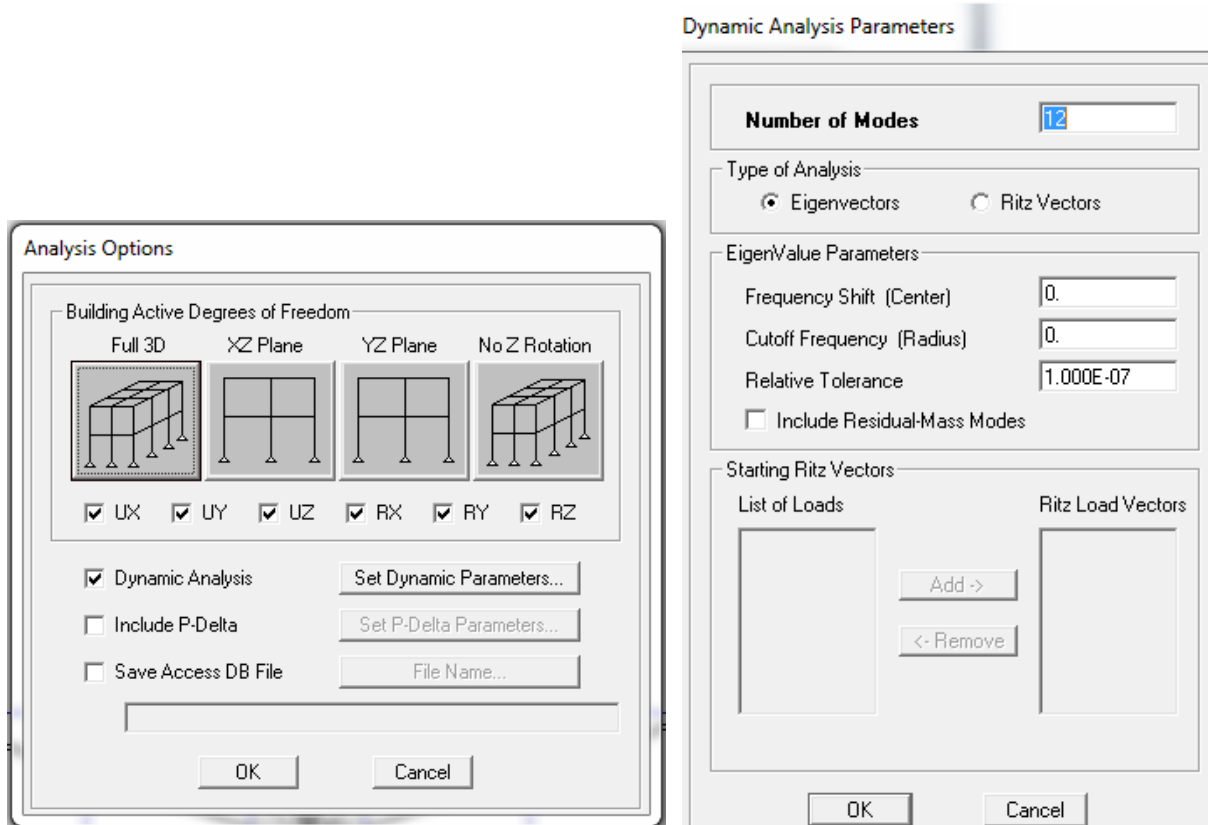


Hình 3. 6. hộp thoại khai báo Material Properties và Mass source.

Khai báo sàn tuyệt đối cứng: chọn tất cả các sàn. Hộp thoại **Assign** → **Shell/Area** → **Rigid Diaphragm**



Hình 3. 7. Hộp thoại Assign Diaphragm.



Hình 3. 8. Hộp thoại Dynamic analysis.

Tra tần số dao động riêng và phần trăm dao động theo các phương trong Modal information, Modal participating Mass ratio.

Trong đó Period là chu kỳ dao động riêng (T); UX, UY, UZ là giá trị véc tơ riêng dao động theo các phương.

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	1.874158	0.0027	71.0245	0.0000	0.0027	71.0245	0.0000	99.1021
	2	1.869216	1.3005	0.1384	0.0000	1.3031	71.1629	0.0000	0.1927
	3	1.375238	70.8564	0.0000	0.0000	72.1596	71.1629	0.0000	0.0000
	4	0.618803	0.2182	0.0000	0.0000	72.3778	71.1629	0.0000	0.0000
	5	0.526654	0.0000	16.4596	0.0000	72.3778	87.6225	0.0000	0.4399
	6	0.390844	14.4430	0.0000	0.0000	86.8208	87.6225	0.0000	0.0000
	7	0.338751	0.1313	0.0001	0.0000	86.9521	87.6226	0.0000	0.0000
	8	0.250266	0.0000	5.7315	0.0000	86.9521	93.3541	0.0000	0.2244
	9	0.217686	0.0028	0.0000	0.0000	86.9549	93.3541	0.0000	0.0000
	10	0.186096	4.9482	0.0000	0.0000	91.9031	93.3541	0.0000	0.0000
	11	0.176609	0.0002	0.7873	0.0000	91.9034	94.1414	0.0000	0.0042
	12	0.155983	0.0170	0.0025	0.0000	91.9204	94.1439	0.0000	0.0000

Hình 3. 9. Hộp thoại Modal participating Mass ratio.

Tra MassX, MassY (khối lượng để tính toán gió động cho mỗi tầng) trong Building Output, Center mass Rigidity.

XCM, YCM: tọa độ tâm khối lượng;

XCCM, YCCM: tọa độ tâm hình học;

XCR, YCR: tọa độ tâm cứng;

MassX, MassY: khối lượng.

Center Mass Rigidity

Edit View

Center Mass Rigidity

	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR
▶	96.3334	96.3334	21.560	12.300	96.3334	96.3334	21.560	12.300	21.726
	442.6217	442.6217	21.501	12.575	538.9550	538.9550	21.512	12.526	21.509
	486.5610	486.5610	21.500	12.482	1025.5160	1025.5160	21.506	12.505	21.507
	503.7797	503.7797	21.500	12.603	1529.2957	1529.2957	21.504	12.537	21.507
	487.2768	487.2768	21.500	12.481	2016.5725	2016.5725	21.503	12.524	21.506
	488.7535	488.7535	21.501	12.485	2505.3260	2505.3260	21.503	12.516	21.506
	490.9394	490.9394	21.502	12.493	2996.2655	2996.2655	21.503	12.512	21.506
	493.4871	493.4871	21.502	12.493	3489.7525	3489.7525	21.503	12.510	21.506
	496.4715	496.4715	21.502	12.492	3986.2240	3986.2240	21.503	12.507	21.506
	498.2812	498.2812	21.501	12.501	4484.5052	4484.5052	21.502	12.507	21.506
	501.4199	501.4199	21.500	12.497	4985.9251	4985.9251	21.502	12.506	21.507
	505.7264	505.7264	21.500	12.492	5491.6515	5491.6515	21.502	12.504	21.507
	607.6619	607.6619	21.500	12.503	6099.3135	6099.3135	21.502	12.504	21.507
	579.3400	579.3400	21.509	12.538	6678.6535	6678.6535	21.502	12.507	21.504
	596.2904	596.2904	21.509	12.370	7274.9438	7274.9438	21.503	12.496	21.501

OK

Hình 3. 10. Hộp thoại Center mass Rigidity.

Tra các giá trị véc tơ riêng trong Modal Information, Building Mode ứng với từng dạng dao động.

Building Modes

Edit View

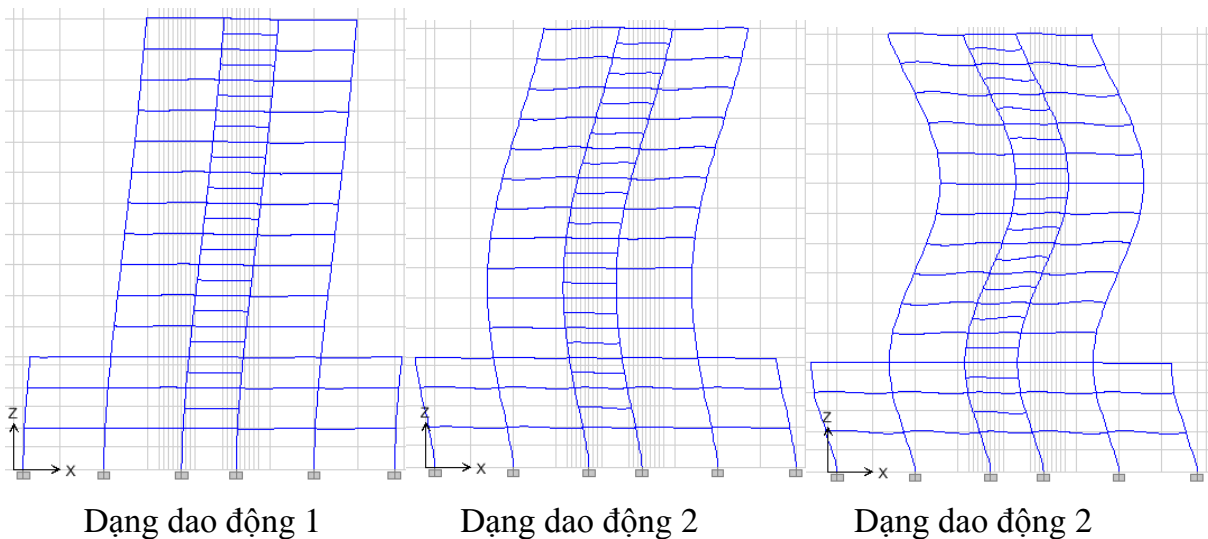
Building Modes

	Story	Diaphragm	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	STORY15	D1	1	-0.0001	-0.0187	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY14	D1	1	-0.0001	-0.0183	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY13	D1	1	-0.0001	-0.0171	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY12	D1	1	-0.0001	-0.0158	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY11	D1	1	-0.0001	-0.0145	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY10	D1	1	-0.0001	-0.0131	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY9	D1	1	-0.0001	-0.0116	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY8	D1	1	-0.0001	-0.0101	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY7	D1	1	-0.0001	-0.0086	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY6	D1	1	-0.0001	-0.0071	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY5	D1	1	0.0000	-0.0056	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY4	D1	1	0.0000	-0.0042	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY3	D1	1	0.0000	-0.0029	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY2	D1	1	0.0000	-0.0018	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY1	D1	1	0.0000	-0.0006	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY15	D1	2	0.0023	-0.0009	0.0000	0.00000	0.00000	-0.0011
	STORY14	D1	2	0.0027	-0.0008	0.0000	0.00000	0.00000	-0.0011
	STORY13	D1	2	0.0024	0.0007	0.0000	0.00000	0.00000	0.0014

⏪ ⏩ ⏴ ⏵

OK

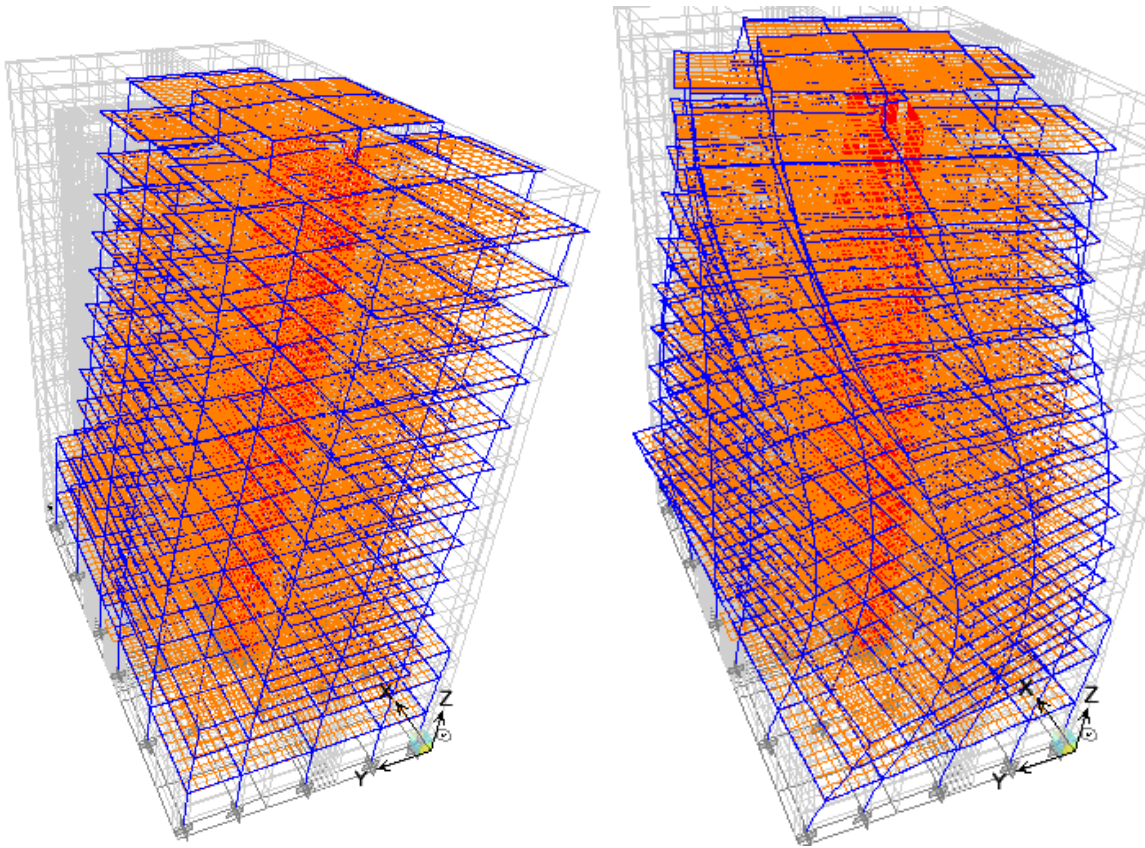
Một số dạng dao động (mode):



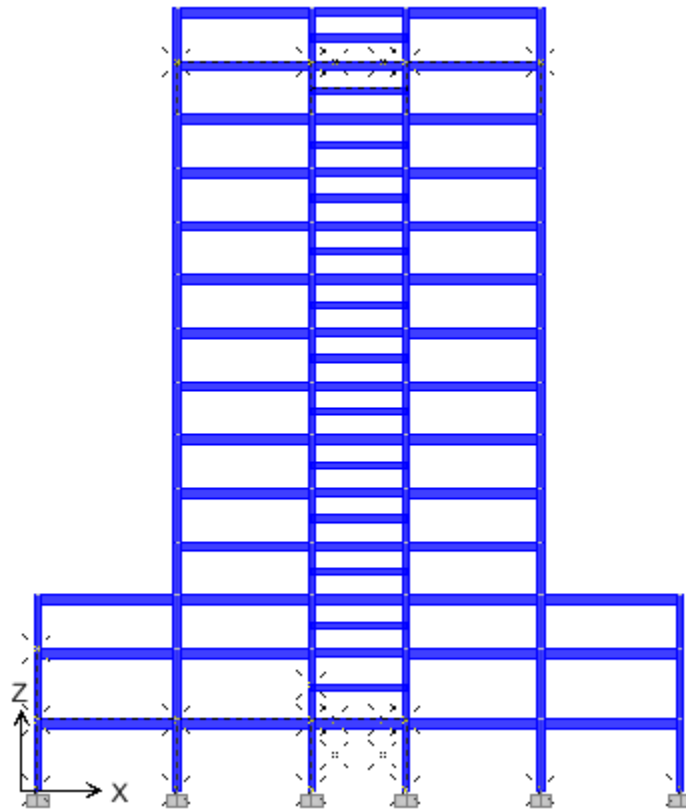
Hình 3. 11. Các dạng dao động của khung phẳng.

Chú ý: điều chỉnh mô hình tính toán: khi lập mô hình, mặt định các trục cột đều đồng trục, trục dầm trùng với trục cột. Trong thực tế, trục các cột có thể không trùng nhau, cột lệch trục, trục dầm không trùng với trục cột. Để mô hình tính toán phù hợp với mô hình thật do đó ta phải điều chỉnh trục cột và trục dầm lại cho đúng. Trong Etabs có công cụ để phục vụ cho yêu cầu này: **Assign** → **Frame/Line** → **Insertion Point** → chọn các thông số **Cardinal Point**, chú ý là không đánh dấu vào ô: *Do not transform frame stiffness for offsets from centroid*.





Hình 3. 12. Các dạng dao động của khung không gian.



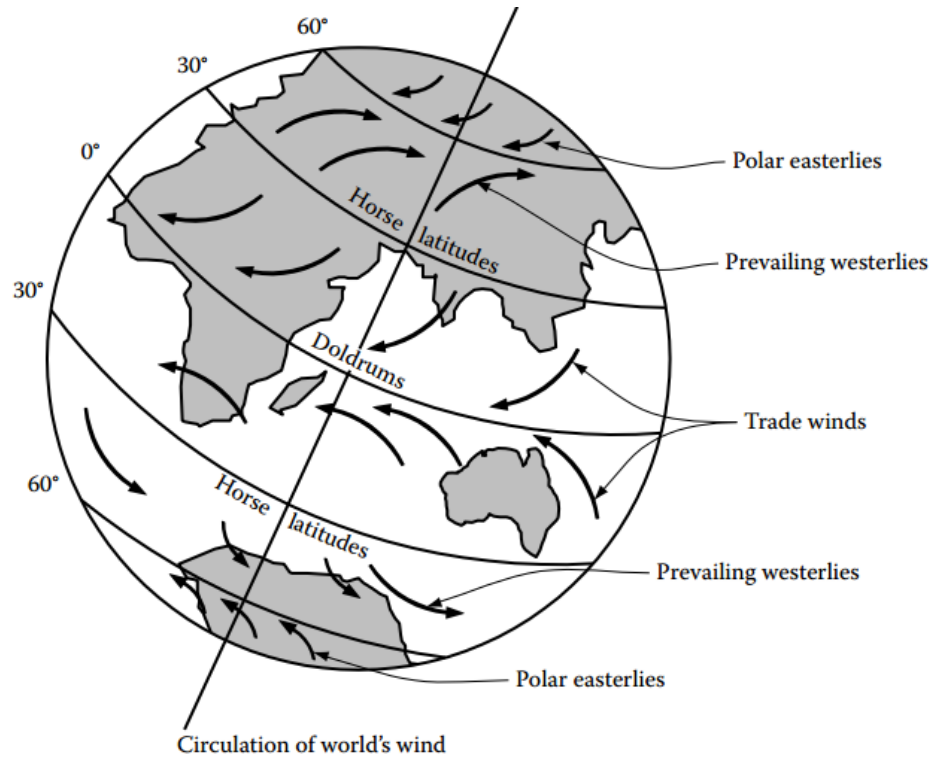
Hình 3. 13. Điều chỉnh trục của cột biên và dầm biên.

### 3.3. Tải trọng gió tĩnh và động

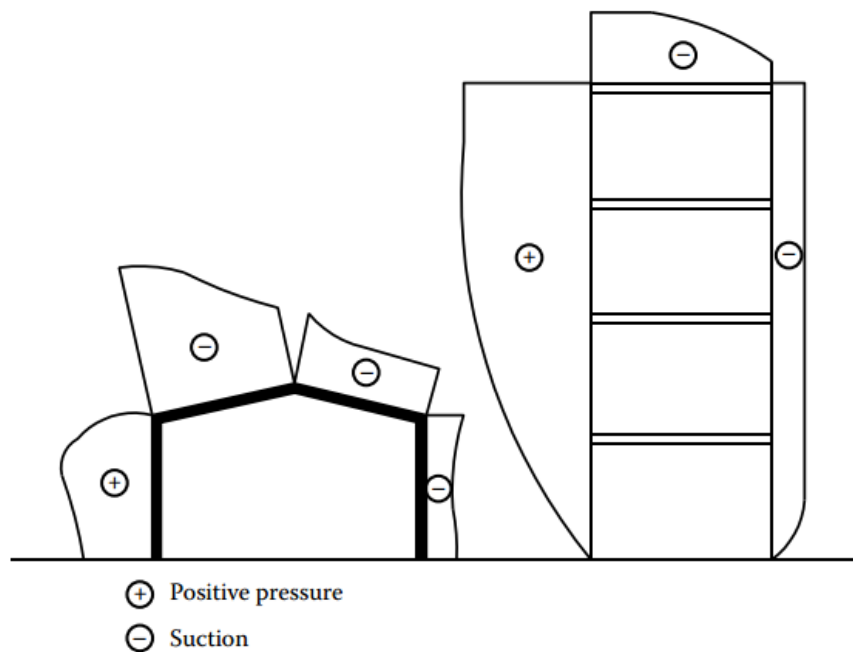
Tải trọng gió gồm hai thành phần:

- Thành phần tĩnh (gió tĩnh);
- Thành phần động (gió động).

Tác động của gió thể hiện dưới dạng các ngoại lực phân bố và tăng dần theo chiều cao công trình. Thông thường quy ước từ mặt đất đến chiều cao 10m áp lực gió được xem là phân bố đều và càng lên cao biểu đồ áp lực gió có dạng đường cong thoải (Hình 3.15).



Hình 3. 14. Tuần hoàn của gió



Hình 3. 15. Biểu đồ dạng áp lực gió.

Áp lực gió tính theo tác động thẳng góc với mặt ngoài ngôi nhà và công trình và được xem là tĩnh đối với nhà cao dưới 40m. Khi chiều cao nhà trên 40m ngoài áp lực tĩnh còn phải xét tới thành phần động của gió là do xung vận tốc và lực quán tính của công trình gây ra. Xác định thành phần động của tải trọng gió và phản ứng của công trình do công trình do thành phần động của tải gió gây ra ứng với tuần dạng dao động.

### 3.3.1. Gió tĩnh

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

$$W = W_0kc \quad (3.31)$$

Trong đó:  $W_0$  – giá trị áp lực gió lấy theo bản đồ phân vùng lãnh thổ;

$k$  – hệ số tính đến sự thay đổi áp lực gió theo độ cao so với mốc chuẩn và dạng địa hình;

$c$  – hệ số khí động.

Giá trị thành phần tĩnh của gió phải xác định cho phù hợp với mô hình tính toán và vị trí đặt tải gió, có các trường hợp sau:

a) Mô hình tính toán là khung không gian (không có sàn)

Tải trọng gió tác dụng lên cột khung:

- Gió đẩy, cường độ tính toán

$$W_d = W_0kc\gamma B \quad (\text{daN/m}) \quad (3.32)$$

Trong đó:  $\gamma$  – hệ số tin cậy;

$B$  – bề rộng đón gió của cột khung đang xét.

- Gió hút, cường độ tính toán

$$W_h = W_0kc'\gamma B \quad (\text{daN/m}) \quad (3.33)$$

b) Mô hình tính toán là khung không gian có sàn (khung sàn kết hợp)

- Tải trọng gió tác dụng lên dầm sàn mỗi tầng:

+ Gió đẩy, cường độ tính toán

$$W_d = W_0kc\gamma h \quad (\text{daN/m}) \quad (3.34)$$

+ Gió hút, cường độ tính toán

$$W_h = W_0kc'\gamma h \quad (\text{daN/m}) \quad (3.35)$$

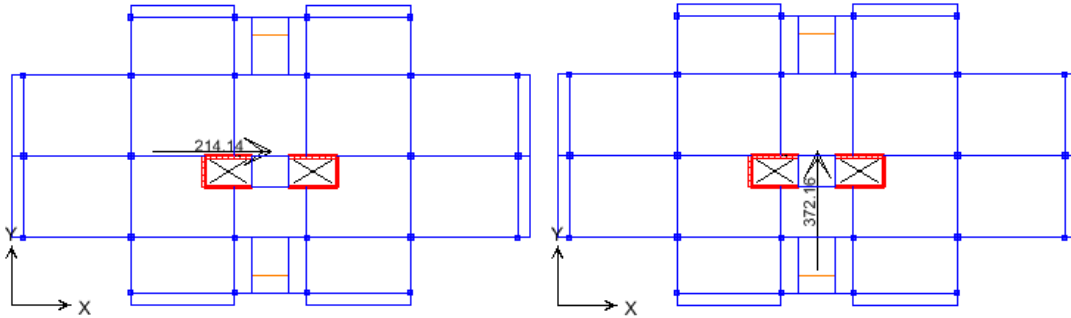
trong đó  $h = (h^{n+1} + h^n)/2$  – bề rộng đón gió của tầng đang xét.

Do ta giả thiết sàn tuyệt đối cứng trong mặt phẳng của nó, nên để tiện nhập vào mô hình cho phép tính tổng gió đẩy và gió hút.

- Tải trọng gió là lực tập trung tác dụng lên trọng tâm sàn mỗi tầng: tổng gió đẩy và gió hút có cường độ tính toán

$$W = W_0 k(c + c') \gamma h B \quad (\text{daN}) \quad (3.36)$$

Trong đó  $B$  – bề rộng đón gió của tầng đang xét.



Hình 3. 16. Tải trọng gió là lực tập trung tác động lên trọng tâm sàn mỗi tầng.

Điểm đặt lực gió tĩnh tại trọng tâm (tâm hình học) của sàn từng tầng (tọa độ XCM, YCM) trong Building Output.

Center Mass Rigidity									
Edit View									
Center Mass Rigidity									
	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
▶	STORY15	D1	96.3334	96.3334	21.560	12.300	96.3334	96.3334	21.560
	STORY14	D1	442.6217	442.6217	21.501	12.575	538.9550	538.9550	21.512
	STORY13	D1	486.5610	486.5610	21.500	12.482	1025.5160	1025.5160	21.506
	STORY12	D1	503.7797	503.7797	21.500	12.603	1529.2957	1529.2957	21.504
	STORY11	D1	487.2768	487.2768	21.500	12.481	2016.5725	2016.5725	21.503
	STORY10	D1	488.7535	488.7535	21.501	12.485	2505.3260	2505.3260	21.503
	STORY9	D1	490.9394	490.9394	21.502	12.493	2996.2655	2996.2655	21.503
	STORY8	D1	493.4871	493.4871	21.502	12.493	3489.7525	3489.7525	21.503
	STORY7	D1	496.4715	496.4715	21.502	12.492	3986.2240	3986.2240	21.503
	STORY6	D1	498.2812	498.2812	21.501	12.501	4484.5052	4484.5052	21.502
	STORY5	D1	501.4199	501.4199	21.500	12.497	4985.9251	4985.9251	21.502
	STORY4	D1	505.7264	505.7264	21.500	12.492	5491.6515	5491.6515	21.502
	STORY3	D1	607.6619	607.6619	21.500	12.503	6099.3135	6099.3135	21.502
	STORY2	D1	579.3400	579.3400	21.509	12.538	6678.6535	6678.6535	21.502
	STORY1	D1	596.2904	596.2904	21.509	12.370	7274.9438	7274.9438	21.503

Hình 3. 17. Hộp thoại Center mass Rigidity.

Khai báo lực gió tĩnh ứng với mỗi tầng (Story) trong Modify Lateral load:

User Wind Load						
Edit						
User Wind Loads on Diaphragms						
Story	Diaphragm	FX	FY	MZ	X-Ord	Y-Ord
STORY15	D1	71.3159	0.	0.	21.55	12.3
STORY14	D1	223.2869	0.	0.	21.391	12.523
STORY13	D1	240.5915	0.	0.	21.5	12.661
STORY12	D1	231.3593	0.	0.	21.5	12.661
STORY11	D1	223.0681	0.	0.	21.5	12.661
STORY10	D1	214.1392	0.	0.	21.5	12.663
STORY9	D1	204.303	0.	0.	21.501	12.666
STORY8	D1	193.4819	0.	0.	21.501	12.666
STORY7	D1	183.1013	0.	0.	21.501	12.665
STORY6	D1	171.5353	0.	0.	21.501	12.669
STORY5	D1	160.2696	0.	0.	21.5	12.666
STORY4	D1	148.3636	0.	0.	21.5	12.663
STORY3	D1	139.2736	0.	0.	21.5	12.813
STORY2	D1	141.0691	0.	0.	21.008	13.133
STORY1	D1	136.6212	0.	0.	21.935	13.073

Hình 3. 18. Hộp thoại User Wind Load.

### 3.3.2. Gió động

Trình tự các bước tính gió động:

- Tính gió động khi chiều cao công trình  $H > 40\text{m}$ ;
- Thiết lập sơ đồ tính gió động;
- Mô hình tính gió động là thanh congson, có  $n$  điểm tập trung khối lượng  $m$  tại các cao trình sàn tầng;
- Chia công trình thành  $n$  phần sao cho mỗi tầng có cùng áp lực gió lên bề mặt công trình có thể coi như không đổi;
- Vị trí tập trung các khối lượng  $m$  tại tâm khối lượng của từng tầng sàn;
- Khối lượng tiêu chuẩn của từng sàn  $m$  được tính toán từ các tải trọng bao gồm: toàn bộ tĩnh tải và 50% hoạt tải;
- Độ cứng của thanh congson lấy bằng độ cứng tương đương của công trình thật; có thể xác định độ cứng tương đương của thanh congson trên cơ sở tính toán sao cho chuyển vị ở đỉnh thanh congson và đỉnh công trình thật bằng nhau khi tác dụng ở đỉnh thanh congson và đỉnh công trình thật bằng một lực ngang bằng nhau.
- Xác định các tần số dao động riêng của công trình, xếp theo thứ tự tăng dần và các dạng dao động riêng ứng với các tần số dao động riêng tương ứng;
- So sánh tần số dao động thứ 1 ( $f_1$ ) với tần số giới hạn  $f_L$  (theo TCXD 229-1999);
- Nếu  $f_1 > f_L$  thì giá trị tiêu chuẩn của thành phần động của gió lên các phần tính toán của công trình xác định theo điều 4.2 của TCXD 229-1999;
- Nếu  $f_1 < f_L$  thì giá trị tiêu chuẩn của thành phần động của gió lên các phần tính toán của công trình xác định theo điều 4.3 của TCXD 229-1999. Lúc này phải kể đến cả xung vận tốc gió và lực quán tính của công trình;
- Xác định giá trị tiêu chuẩn thành phần động của gió tác động lên công trình.

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

**3.3.2.1.** Đối với công trình có  $f_1 > f_L$ : tần số dao động cơ bản  $f_1$  (Hz) lớn hơn giá trị giới hạn của tần số dao động riêng  $f_L$  (lấy theo Bảng 9 – TCVN2737-1995 – Bảng 3.1) thì thành phần động của tải trọng gió chỉ kể đến xung vận tốc gió, khi đó giá trị tiêu chuẩn thành phần động của áp lực gió  $W_{pj}$  tác động lên phần thứ  $j$  của công trình được xác định theo:

$$W_{pj} = W_j \zeta_j \nu S_j = (W_0 k_{zj} c) \zeta_j \nu S_j \quad (\text{daN, kN}) \quad (3.37)$$

Trong đó:  $\zeta_j$  – hệ số áp lực động của tải trọng gió, ở độ cao ứng với phần thứ  $j$  của công trình, không thứ nguyên, lấy theo Bảng 3.2;

$c = 1,4$ ;  $k_{zj}$  - lấy theo Bảng 3.3.

$S_j$  là diện tích đón gió ở phần thứ  $j$  của công trình ( $\text{m}^2$ ).

Bảng 3. 1. Giá trị giới hạn của tần số dao động riêng  $f_L$

Vùng áp lực gió	$f_L$ (Hz)
-----------------	------------

	$\delta = 0.3$ (BTCT)	$\delta = 0.15$
I	1,1	3,4
II	1,3	4,1
II	1,6	5,0
IV	1,7	5,6
V	1,9	5,9

Bảng 3. 2. Hệ số áp lực động  $\zeta_j$

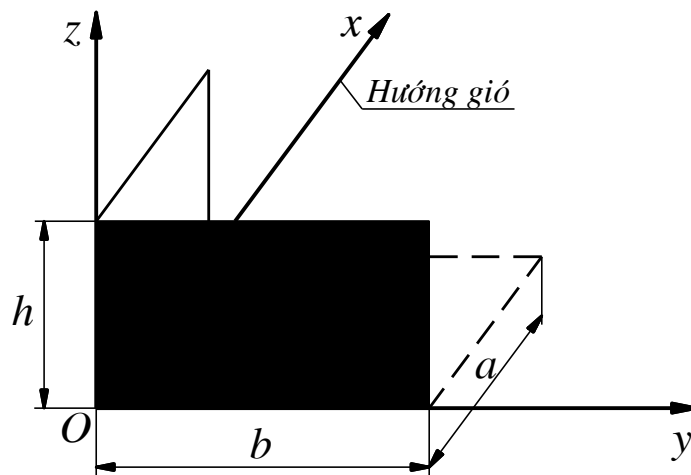
Chiều cao z (m)	Hệ số áp lực động $\zeta_j$ đối với các dạng địa hình		
	A	B	C
$\leq 5$	0,318	0,517	0,754
10	0,303	0,486	0,684
20	0,289	0,457	0,621
40	0,275	0,429	0,563
60	0,267	0,414	0,532
80	0,262	0,403	0,511
100	0,258	0,395	0,496
150	0,251	0,381	0,468
200	0,246	0,371	0,450
250	0,242	0,364	0,436
300	0,239	0,358	0,425
350	0,236	0,353	0,416
$\geq 480$	0,231	0,343	0,398

Bảng 3. 3. Bảng hệ số  $k_{zj}$  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

$\nu$  - hệ số tương quan không gian áp lực động của tải trọng gió ứng với các dạng dao động khác nhau của công trình, không thứ nguyên:  $\nu$  được lấy bằng  $\nu_1$ . Nếu bề mặt đón gió công trình có dạng chữ nhật hướng song song với các trục cơ bản trong Hình 3.19, thì các giá trị của  $\nu$  lấy theo Bảng 3.4, trong đó các tham số  $\rho$  và  $\chi$  xác định theo Bảng 3.4, giá trị của  $\nu$  ứng với dạng dao động thứ 2 và thứ 3 là  $\nu_2 = \nu_3 = 1$ .



Hình 3. 19. Hệ tọa độ xác định hệ số tương quan  $\nu$ .

Bảng 3. 4. Hệ số tương quan không gian áp lực động của tải trọng gió  $\nu_1$

$\rho$ (m)	Hệ số $\nu_1$ khi $\chi$ bằng (m)						
	5	10	20	40	80	160	350
0,1	0,95	0,92	0,88	0,83	0,76	0,67	0,56

5	089	0,87	0,84	0,80	0,73	0,65	0,54
10	0,85	0,84	0,81	0,77	0,71	0,64	0,53
20	0,80	0,78	0,76	0,73	0,68	0,61	0,51
40	0,72	0,72	0,70	0,67	0,63	0,57	0,48
80	0,63	0,63	0,61	0,59	0,56	0,51	0,44
160	0,53	0,53	0,52	0,50	0,47	0,44	0,38
0,1	0,95	0,92	0,88	0,83	0,76	0,67	0,56

Bảng 3. 5. Các tham số  $\rho$  và  $\chi$

Mặt phẳng tọa độ song song với bề mặt tính toán	$\rho$	$\chi$
zoy	b	h
zox	0,4a	h
xoy	b	a

**Chú ý:** Đối với các công trình có bề mặt đón gió không phải là hình chữ nhật thì h lấy bằng chiều cao công trình, còn b và a lấy bằng kích thước tương ứng tại trọng tâm hình chiếu của bề mặt đón gió lên các mặt phẳng thẳng đứng, vuông góc với phương luồng gió.

**3.3.2.2.** Đối với công trình có tần số dao động cơ bản (Hz) nhỏ hơn giá trị của tần số dao động riêng giới hạn  $f_L$  thì thành phần động của gió phải kể đến cả xung vận tốc gió và lực quán tính của công trình. Khi đó, số dạng dao động cần tính toán và giá trị tiêu chuẩn thành phần động của tải trọng gió  $W_{p(ji)}$  tác dụng lên phần thứ  $j$  của công trình ứng với dạng dao động thứ  $i$  được xác định:

Khi có tần số dao động riêng cơ bản thứ  $s$  thỏa mãn:  $f_s < f_L < f_{s+1}$  thì cần tính toán thành phần động của tải trọng gió với  $s$  dạng dao động đầu tiên.

Giá trị tiêu chuẩn thành phần động của tải gió (lực gió động) tác dụng lên phần thứ  $j$  của công trình ứng với dạng dao động thứ  $i$ , được xác định theo:

$$W_{p(ji)} = M_j \xi_j \psi_i \phi_{ji} \quad (\text{daN, kN}) \quad (3.38)$$

Trong đó:  $M_j$  – khối lượng tập trung của phần công trình thứ  $j$ ;

$\xi_i$  – hệ số động lực ứng với dạng dao động thứ  $i$ , không thứ nguyên, phụ thuộc vào thông số  $\varepsilon_i$  và độ giảm lô ga của dao động:

$$\varepsilon_i = \frac{\sqrt{\gamma W_0}}{940 f_i} \quad (3.39)$$



$\gamma$  - hệ số độ tin cậy, đối với tải trọng gió lấy bằng 1,2 tương ứng với nhà và công trình có thời gian sử dụng giả định là 50 năm. Khi thời gian sử dụng giả định khác đi thì giá trị tính toán của tải trọng gió phải thay đổi bằng cách nhân với hệ số  $\beta$  trong Bảng 3.6.

$f_i$  - tần số dao động thứ  $i$ ;  $W_0$  - giá trị áp lực gió tiêu chuẩn.

$\phi_{ji}$  - chuyển vị ngang tỉ đối của trọng tâm phần công trình thứ  $j$  ứng với dạng dao động riêng thứ  $i$ , không thứ nguyên.

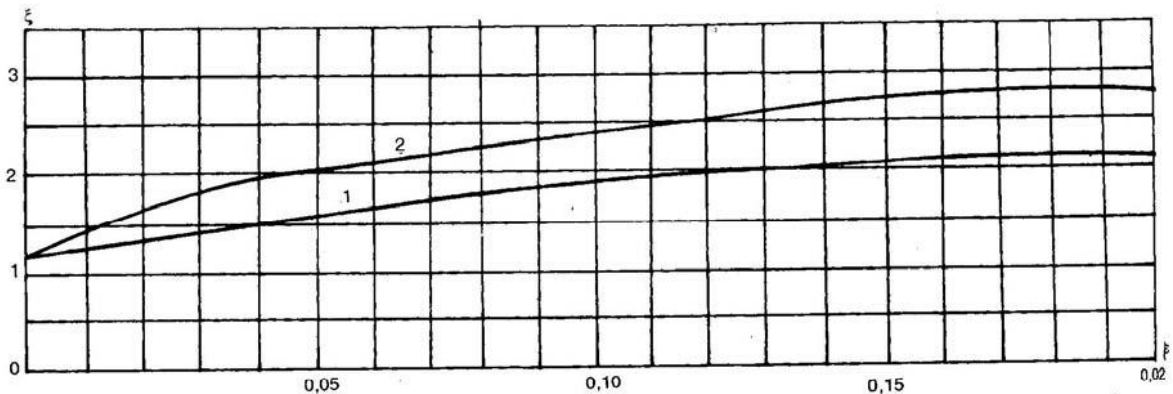
$\psi_i$  - hệ số được xác định bằng cách chia công trình thành  $n$  phần, trong phạm vi mỗi phần tải trọng gió có thể coi như không đổi:

$$\psi_i = \frac{\sum_{j=1}^n \phi_{ji} W_{Fj}}{\sum_{j=1}^n \phi_{ji}^2 M_j} \quad (3.40)$$

Trong đó  $W_{Fj}$  - giá trị tiêu chuẩn thành phần động của gió tác dụng lên phần thứ  $j$  của công trình, ứng với các dạng dao động khác nhau khi chỉ kể đến ảnh hưởng của xung vận tốc gió, có thứ nguyên là lực, xác định theo:

$$W_{Fj} = W_j \zeta_j S_j \nu \quad (\text{daN, kN}) \quad (3.41)$$

trong đó:  $\nu$  - khi tính toán đối với dạng dao động thứ 1, lấy  $\nu = \nu_1$ , còn đối với dạng dao động còn lại lấy  $\nu = 1$ ;  $S_j$  - diện tích đón gió ở phần thứ  $j$  của công trình ( $\text{m}^2$ ).



**Hình 2 : Hệ số động lực  $\xi$**

Đường cong 1- Đối với công trình bê tông cốt thép và gạch đá kể cả các công trình bằng khung thép có kết cấu bao che ( $\delta = 0,3$ ).

Đường cong 2- Các tháp, trụ thép, ống khói, các thiết bị dạng cột có bề bằng bê tông cốt thép ( $\delta = 0,15$ )

Hình 3. 20. Đồ thị xác định hệ số động lực  $\xi_i$ .

**3.3.2.3. Giá trị tính toán thành phần động của tải trọng gió tính theo công thức**

$$W_{\text{tinh toan}} = W \gamma \beta \quad (3.42)$$

trong đó:  $W$  – giá trị tiêu chuẩn của thành phần động của tải trọng gió hoặc áp lực gió được xác định theo các công thức (3.37), (3.38);  $\gamma = 1,2$  – hệ số tin cậy;  $\beta$  – hệ số điều chỉnh tải trọng gió theo thời gian sử dụng giả định của công trình, xác định theo Bảng 3.6. Thực tế tính toán thường chọn  $\beta=1$ .

Bảng 3. 6. Hệ số  $\beta$  điều chỉnh tải trọng gió với thời gian sử dụng giả định của công trình khác nhau.

Thời gian sử dụng giả định, năm.	5	10	20	30	40	50
Hệ số điều chỉnh tải trọng gió, $\beta$	0,61	0,72	0,83	0,91	0,96	1

### Kết luận tính toán gió động:

**Trường hợp 1:** khi  $f_l > f_L$ , không cần xét đến số dạng dao động, giá trị tính toán thành phần động của tải trọng gió tác dụng lên tầng thứ  $j$  của công trình được xác định như sau:

$$W_{p(j)}'' = \gamma(W_0 k_{sj} c) \zeta_j \nu S_j \quad (\text{daN, kN, T}) \quad (3.43)$$

**Trường hợp 2:** khi  $f_l < f_L$ , cần tính toán tải trọng cho  $n$  dạng dao động của công trình, số  $n$  xác định theo điều kiện  $f_n < f_L < f_{n+1}$ . Giá trị tính toán thành phần động của tải trọng gió tác dụng lên tầng thứ  $j$  trong dạng dao động riêng thứ  $i$  được xác định như sau:

$$W_{p(ji)} = \gamma M_j \zeta_j \phi_{ji} \frac{\sum_{j=1}^n \phi_{ji} W_j \zeta_j}{\sum_{j=1}^n \phi_{ji}^2 M_j} S_j \nu \quad (\text{daN, kN, T}) \quad (3.44)$$

### 3.3.3. Tổ hợp nội lực (tải trọng) do tải trọng gió

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

$$X = X^t + \sqrt{\sum_{i=1}^s (X_i^d)^2} \quad (3.45)$$

trong đó:  $X$  – mô men uốn (xoắn), lực dọc, lực cắt hoặc chuyển vị;

$X^t$  - mô men uốn (xoắn), lực dọc, lực cắt hoặc chuyển vị do thành phần tĩnh của tải trọng gió gây ra;

$X_i^d$  - mô men uốn (xoắn), lực dọc, lực cắt hoặc chuyển vị do thành phần động của tải trọng gió khi dao động ở dạng thứ  $i$  gây ra;

$s$  – số dạng dao động được tính toán.

Chú ý: trong thực tế tính toán nhà cao tầng, nếu dùng cách tổ hợp tải trọng gió như trên chúng ta gặp nhiều khó khăn cũng như khối lượng tính toán nhiều, do đó có

thể tính gần đúng và đơn giản hơn bằng cách “tổ hợp tải trọng gió”. Vẫn dùng công thức tổ hợp (3.45) trong đó:

$X$  – tổng tải trọng gió;

$X^t$  – thành phần tĩnh của tải trọng gió;

$X_i^d$  – thành phần động của tải trọng gió khi dao động ở dạng thứ  $i$  gây ra;

$s$  – số dạng dao động được tính toán.

### 3.3.4. Tính tần số dao động từ phần mềm Etabs

Tra tần số dao động riêng và phần trăm dao động theo các phương trong Modal information, Modal participating Mass ratio.

Trong đó Period là chu kỳ dao động riêng (T); UX, UY, UZ là giá trị véc tơ riêng dao động theo các phương (phần trăm dao động theo các phương)

Tra MassX, MassY (khối lượng để tính toán gió động cho mỗi tầng) trong Building Output, Center mass Rigidity.

XCM, YCM: tọa độ tâm khối lượng;

XCCM, YCCM: tọa độ tâm hình học;

XCR, YCR: tọa độ tâm cứng;

MassX, MassY: khối lượng.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	1.874158	0.0027	71.0245	0.0000	0.0027	71.0245	0.0000	99.1021
2	1.869216	1.3005	0.1384	0.0000	1.3031	71.1629	0.0000	0.1927
3	1.375238	70.8564	0.0000	0.0000	72.1596	71.1629	0.0000	0.0000
4	0.618803	0.2182	0.0000	0.0000	72.3778	71.1629	0.0000	0.0000
5	0.526654	0.0000	16.4596	0.0000	72.3778	87.6225	0.0000	0.4399
6	0.390844	14.4430	0.0000	0.0000	86.8208	87.6225	0.0000	0.0000
7	0.338751	0.1313	0.0001	0.0000	86.9521	87.6226	0.0000	0.0000
8	0.250266	0.0000	5.7315	0.0000	86.9521	93.3541	0.0000	0.2244
9	0.217686	0.0028	0.0000	0.0000	86.9549	93.3541	0.0000	0.0000
10	0.186096	4.9482	0.0000	0.0000	91.9031	93.3541	0.0000	0.0000
11	0.176609	0.0002	0.7873	0.0000	91.9034	94.1414	0.0000	0.0042
12	0.155983	0.0170	0.0025	0.0000	91.9204	94.1439	0.0000	0.0000

Hình 3. 21. Hộp thoại Modal participating Mass ratio.

Tra các giá trị véc tơ riêng trong Modal Information, Building Mode ứng với từng dạng dao động.

Tính tần số dao động riêng:  $f = 1/\text{Period}$  (Hz).

Tra hệ số  $f_L$  trong TCVN 229-1999 ứng với công trình bê tông cốt thép.

So sánh những giá trị tần số đã tính được với  $f_L$  để xác định nên tính toán thành phần động của tải trọng gió với bao nhiêu dạng dao động (tương ứng với các tần số dao động).

Tính toán thành phần động của tải trọng gió theo TCVN 229-1999 để xác định lực gió động dưới dạng lực tập trung tại cao trình sàn mỗi tầng.

Center Mass Rigidity

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
▶	STORY15	D1	96.3334	96.3334	21.560	12.300	96.3334	96.3334	21.560
	STORY14	D1	442.6217	442.6217	21.501	12.575	538.9550	538.9550	21.512
	STORY13	D1	486.5610	486.5610	21.500	12.482	1025.5160	1025.5160	21.506
	STORY12	D1	503.7797	503.7797	21.500	12.603	1529.2957	1529.2957	21.504
	STORY11	D1	487.2768	487.2768	21.500	12.481	2016.5725	2016.5725	21.503
	STORY10	D1	488.7535	488.7535	21.501	12.485	2505.3260	2505.3260	21.503
	STORY9	D1	490.9394	490.9394	21.502	12.493	2996.2655	2996.2655	21.503
	STORY8	D1	493.4871	493.4871	21.502	12.493	3489.7525	3489.7525	21.503
	STORY7	D1	496.4715	496.4715	21.502	12.492	3986.2240	3986.2240	21.503
	STORY6	D1	498.2812	498.2812	21.501	12.501	4484.5052	4484.5052	21.502
	STORY5	D1	501.4199	501.4199	21.500	12.497	4985.9251	4985.9251	21.502
	STORY4	D1	505.7264	505.7264	21.500	12.492	5491.6515	5491.6515	21.502
	STORY3	D1	607.6619	607.6619	21.500	12.503	6099.3135	6099.3135	21.502
	STORY2	D1	579.3400	579.3400	21.509	12.538	6678.6535	6678.6535	21.502
	STORY1	D1	596.2904	596.2904	21.509	12.370	7274.9438	7274.9438	21.503

Hình 3. 22. Hộp thoại Center Mass Rigidity.

Building Modes

	Story	Diaphragm	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	STORY15	D1	1	-0.0001	-0.0187	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY14	D1	1	-0.0001	-0.0183	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY13	D1	1	-0.0001	-0.0171	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY12	D1	1	-0.0001	-0.0158	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY11	D1	1	-0.0001	-0.0145	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY10	D1	1	-0.0001	-0.0131	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY9	D1	1	-0.0001	-0.0116	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY8	D1	1	-0.0001	-0.0101	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY7	D1	1	-0.0001	-0.0086	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY6	D1	1	-0.0001	-0.0071	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY5	D1	1	0.0000	-0.0056	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY4	D1	1	0.0000	-0.0042	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY3	D1	1	0.0000	-0.0029	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY2	D1	1	0.0000	-0.0018	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY1	D1	1	0.0000	-0.0006	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
	STORY15	D1	2	0.0023	-0.0009	0.0000	0.00000	0.00000	-0.0011
	STORY14	D1	2	0.0027	-0.0008	0.0000	0.00000	0.00000	-0.0011
	STORY13	D1	2	0.0024	-0.0007	0.0000	0.00000	0.00000	-0.0011

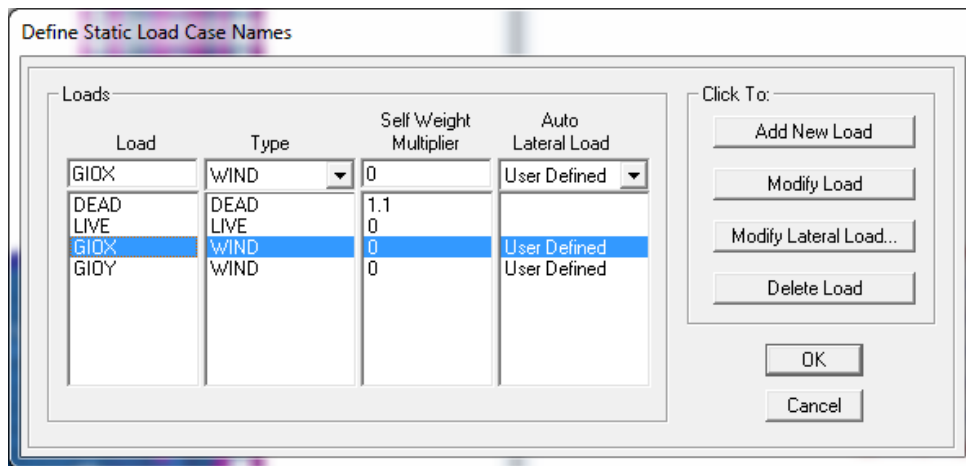
Hình 3. 23. Hộp thoại Building Mode.

### Khai báo trong Etabs:

Gió động được đưa về những lực tập trung ở cao trình sàn mỗi tầng;

Khai báo lực gió động tập trung trong Modify Lateral load: Define → Static Load Cases ...Auto Lateral Load chọn User Defined.

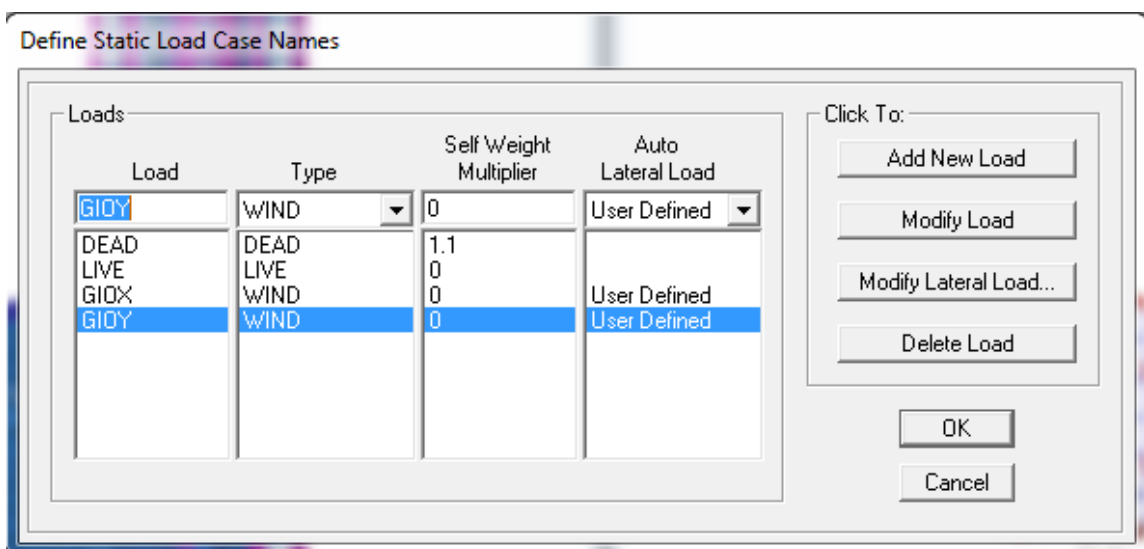
Gán tải trọng gió theo phương X:



Chọn Modify Lateral load ...

Story	Diaphragm	FX	FY	MZ	X-Ord	Y-Ord
T27	D3	332.769	0.	0.	123.2519	35.0499
T26	D2	328.333	0.	0.	36.0519	35.0499
T26	D3	328.333	0.	0.	123.2519	35.0499
T25	D2	323.92	0.	0.	36.0519	35.0499
T25	D3	323.92	0.	0.	123.2519	35.0499
T24	D2	319.531	0.	0.	36.0519	35.0499
T24	D3	319.531	0.	0.	123.2519	35.0499
T23	D2	315.117	0.	0.	36.0519	35.0499
T23	D3	315.117	0.	0.	123.2519	35.0499
T22	D2	310.528	0.	0.	36.0519	35.0499
T22	D3	310.528	0.	0.	123.2519	35.0499
T21	D2	305.977	0.	0.	36.0519	35.0499
T21	D3	305.977	0.	0.	123.2519	35.0499
T20	D2	301.466	0.	0.	36.0519	35.0499
T20	D3	301.466	0.	0.	123.2519	35.0499
T19	D2	297.002	0.	0.	36.0519	35.0499
T19	D3	297.002	0.	0.	123.2519	35.0499
T18	D2	292.589	0.	0.	36.0519	35.0499
T18	D3	292.589	0.	0.	123.2519	35.0499
T17	D2	288.168	0.	0.	36.0519	35.0499
T17	D3	288.168	0.	0.	123.2519	35.0499

Gán tải trọng gió theo phương Y:



Chọn Modify Lateral load ...

Khi xác định tải trọng gió lên công trình cần xét đầy đủ các phương và chiều bất lợi của gió.

Khi mặt bằng nhà có hình chữ nhật kéo dài, tác dụng bất lợi của tải trọng gió chủ yếu theo phương ngang nhà.

Khi mặt bằng nhà có hình vuông hoặc gần vuông, cần xét gió theo phương ngang, phương dọc và cả phương xiên.

Khi mặt bằng nhà có hình dáng phức tạp cần phân tích độ cứng của nhà theo các phương để xét sự bất lợi của gió.

User Wind Load

Edit

User Wind Loads on Diaphragms

Story	Diaphragm	FX	FY	MZ	X-Ord	Y-Ord
T33	D2	0.	209.2942	0.	36.937	34.884
T33	D3	0.	209.2942	0.	122.329	34.901
T32	D2	0.	206.6082	0.	36.937	34.884
T32	D3	0.	206.6082	0.	122.329	34.901
T31	D2	0.	203.9256	0.	36.937	34.884
T31	D3	0.	203.9256	0.	122.329	34.901
T30	D2	0.	201.2477	0.	36.937	34.884
T30	D3	0.	201.2477	0.	122.329	34.901
T29	D2	0.	198.5759	0.	36.937	34.884
T29	D3	0.	198.5759	0.	122.329	34.901
T28	D2	0.	195.9117	0.	36.937	34.884
T28	D3	0.	195.9117	0.	122.329	34.901
T27	D2	0.	193.2568	0.	36.937	34.884
T27	D3	0.	193.2568	0.	122.329	34.901
T26	D2	0.	190.6131	0.	36.937	34.884
T26	D3	0.	190.6131	0.	122.329	34.901
T25	D2	0.	187.9826	0.	36.937	34.884
T25	D3	0.	187.9826	0.	122.329	34.901
T24	D2	0.	185.3673	0.	36.937	34.884
T24	D3	0.	185.3673	0.	122.329	34.901
T23	D2	0.	182.7519	0.	36.937	34.884
T23	D3	0.	182.7519	0.	122.329	34.901

### 3.4. Tải trọng động đất

#### 3.4.1. Khái niệm chung về động đất

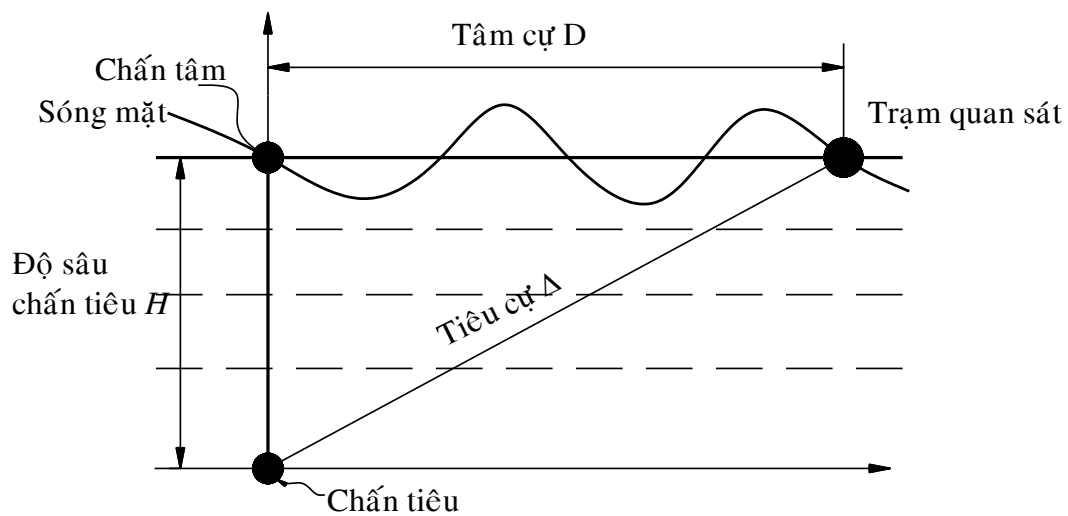
Lớp vỏ Trái đất luôn luôn chuyển động theo thuyết kiến tạo địa chấn thì bề mặt Trái đất gồm một số lớp đá gốc dày trôi nổi trong lớp phun nham lỏng. Những thềm kiến tạo mới liên tục kéo dài ra những vùng biển trũng sâu có những dung nham nóng chảy được phun lên trên, phủ lên đáy biển và đó chính là nguyên nhân của hiện tượng trôi lục địa gây ra sự xô đẩy thềm lục địa và đáy biển. Trong những vùng này các lớp thềm lục địa xô đẩy lẫn nhau, sự dịch chuyển giữa chúng bị cản trở do lực ma sát giữa các mặt kiến tạo. Dọc những vùng tiếp xúc này, ứng suất kéo tăng dần chừng nào xảy ra nứt nẻ đột ngột do ứng suất này vượt quá giới hạn đàn hồi hoặc tới khi phá hủy khối lượng lớn đá gốc. Do đó chuyển động nên có giải phóng năng lượng biến dạng dẫn đến phá hủy vỏ trái đất theo một phương nào đó và tạo thành vết nứt. Một phần năng lượng truyền đi dưới dạng sóng va chạm theo mọi hướng, chuyển động sóng này gọi là động đất. Động đất hoặc địa chấn là những rung động tự nhiên của vỏ trái đất có phương hướng và cường độ thay đổi theo thời gian.

Trong thời gian động đất, chuyển động của nền đất làm phát sinh ra các lực quán tính ở các bộ phận công trình. Bởi vậy động đất không chỉ ảnh hưởng trực tiếp tới nền móng công trình mà còn gây ra dao động, biến dạng kết cấu thân nhà dẫn tới nứt nẻ, hư hỏng, phá hoại cục bộ hoặc toàn bộ ngôi nhà.

Động đất là hiện tượng rung động đột ngột mạnh của vỏ Trái đất do sự dịch chuyển các mảnh thạch quyển hoặc các đứt gãy trong vỏ Trái đất và được truyền qua những khoảng cách lớn dưới dạng dao động đàn hồi.

- Sóng địa chấn là sóng đàn hồi vật lý hình thành do việc giải phóng năng lượng từ điểm phát ra năng lượng động đất gọi là chấn tiêu.

- Nối tâm trái đất với chấn tiêu lên mặt đất, đường này gặp mặt đất nơi đó gọi là chấn tâm.



Hình 3. 24. Đặc trưng dao động tại chấn tâm và chấn tiêu.

Có năm dạng chuyển động cơ bản:

- Chuyển động phân ly: hai mảnh gần nhau tách dần ra;
- Chuyển động dũi ngầm: mảnh nọ dũi xuống mảnh kia;
- Chuyển động trườn: mảnh nọ trườn lên mảnh kia;
- Chuyển động va chạm đàn hồi: hai mảnh kề nhau thỉnh thoảng va vào nhau rồi sau đó trở lại vị trí ban đầu;
- Chuyển động rút đồng quy: hai mảnh gần nhau rút xuống lớp nhưng nham lũng phía dưới.

Cường độ động đất: để đánh giá cường độ động đất người ta dựa vào hậu quả của nó đối với nhà và công trình hoặc năng lượng gây ra trận động đất ấy. Các thang sau đây được nhiều nước sử dụng:

**Thang Mercalli cải tiến:** do nhà địa chấn học Mercalli đã đề xuất, có 12 cấp. Cấp từ I đến IV là động đất yếu; Cấp V đến VI đã tác động đến giác quan con người, có chút ít thiệt hại; Cấp VII làm con người chạy ra khỏi nhà, hư hỏng nhẹ; Cấp VIII làm hư hỏng hàng loạt công trình; Cấp IX và X làm đổ hầu hết các nhà; Cấp XI gây

thiệt hại phạm vi lớn; Cấp XII mang tính hủy diệt kèm theo sự thay đổi địa hình nơi có động đất.

**Thang MKS -64:** thang cường độ động đất MSK - 64 do ba nhà khoa học Medvedev, Sponhauer và Karnic đề xuất năm 1964. Thang này gồm 12 cấp, được sử dụng rộng rãi ở Nga, các nước thuộc khối SNG, một số nước Đông Âu, Việt Nam,... Ngoài việc đánh giá và phân loại tác động của động đất lên con người, môi trường và các công trình xây dựng như các thang cường độ động đất trước đó (nhưng chi tiết và cụ thể hơn), cường độ động đất theo thang MSK - 64 còn được đánh giá qua hàm chuyển vị của một con lắc chuẩn hình cầu mô tả chuyển động địa chấn. Từ cấp 1 đến cấp 6 là động đất nhẹ không gây ảnh hưởng lớn đến nhà và công trình; từ cấp 7 đến cấp 9 là động đất mạnh cần được xét đến trong thiết kế nhà, công trình; từ cấp 10 đến cấp 12 là động đất có mức hủy diệt.

**Thang Richter:** thang đo cường độ động đất bằng cách đánh giá gần đúng năng lượng được giải phóng ở chấn tiêu. Độ lớn M (magninude) của một trận động đất bằng logarit thập phân của biên độ cực đại A ( $\mu\text{m}$ ) ghi tại một điểm cách chấn tâm D=100km trên máy đo địa chấn có chu kỳ dao động riêng T =0,8s.

$$M = \log A \quad (3.46)$$

Quan hệ giữa năng lượng E (egi) được giải phóng ở chấn tiêu với magnitude được xác định theo biểu thức:

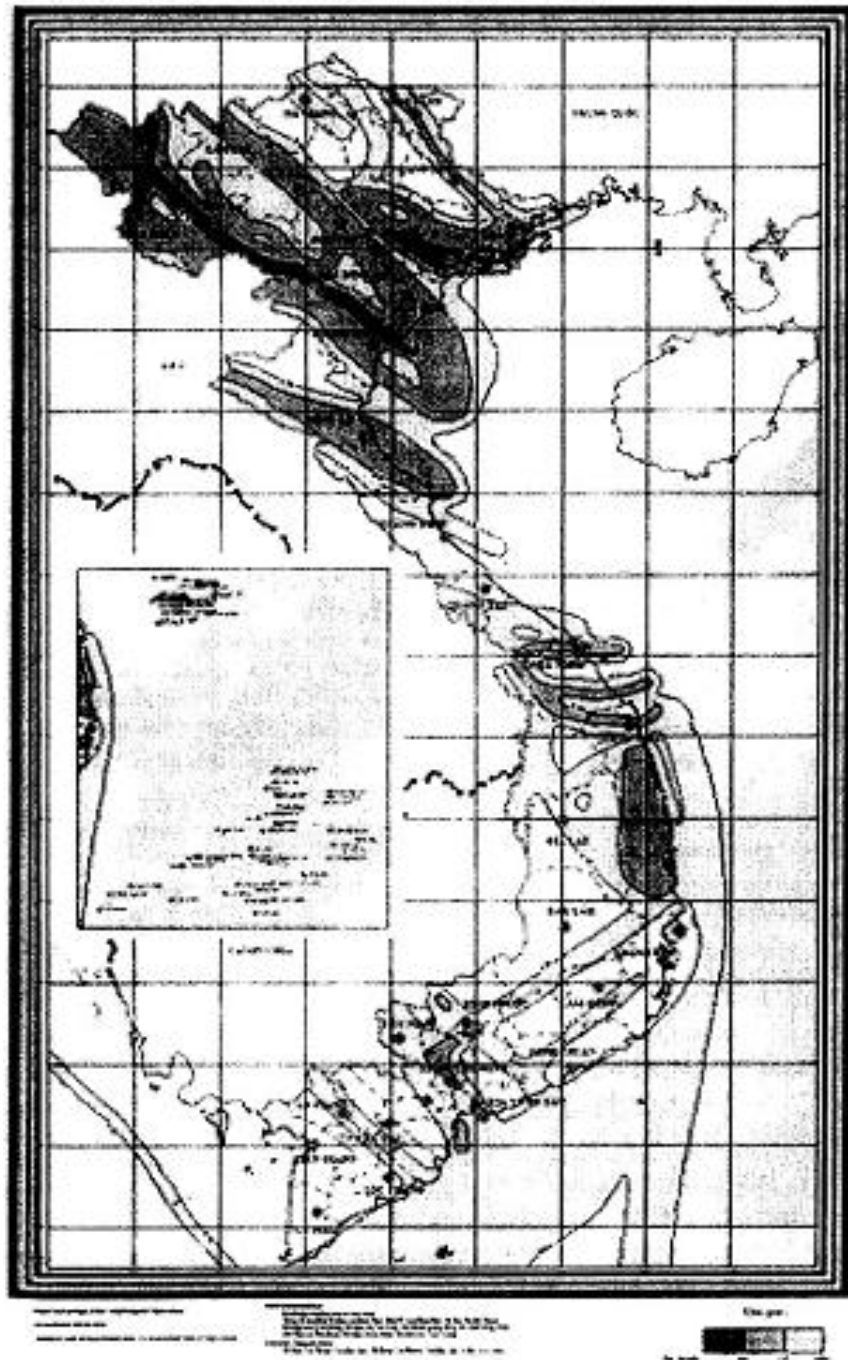
$$\log E = 9,9 + 1,9M - 0,024M^2 \quad (3.47)$$

Về mặt lý thuyết thang M, Richter bắt đầu bằng con số 0 và không có giới hạn trên. Nhưng cho đến nay người ta chưa đo được trận động đất nào có M đạt đến 9. Thang năng lượng Richter có 7 bậc đánh số từ 2 đến 8 độ Richter.

Bảng 3. 7. Giữa thang Mercalli cải tiến và thang Richter có mối liên hệ như sau

Thang Richter M	Thang Mercalli cải tiến MM
2	I ÷ II
3	III
4	IV ÷ V
5	VI ÷ VII
6	VII ÷ VIII
7	IX ÷ X
8	XI





Hình 3. 25. Bản đồ phân vùng gia tộc nền lãnh thổ Việt Nam, chu kỳ lập 500 năm, nền loại A.

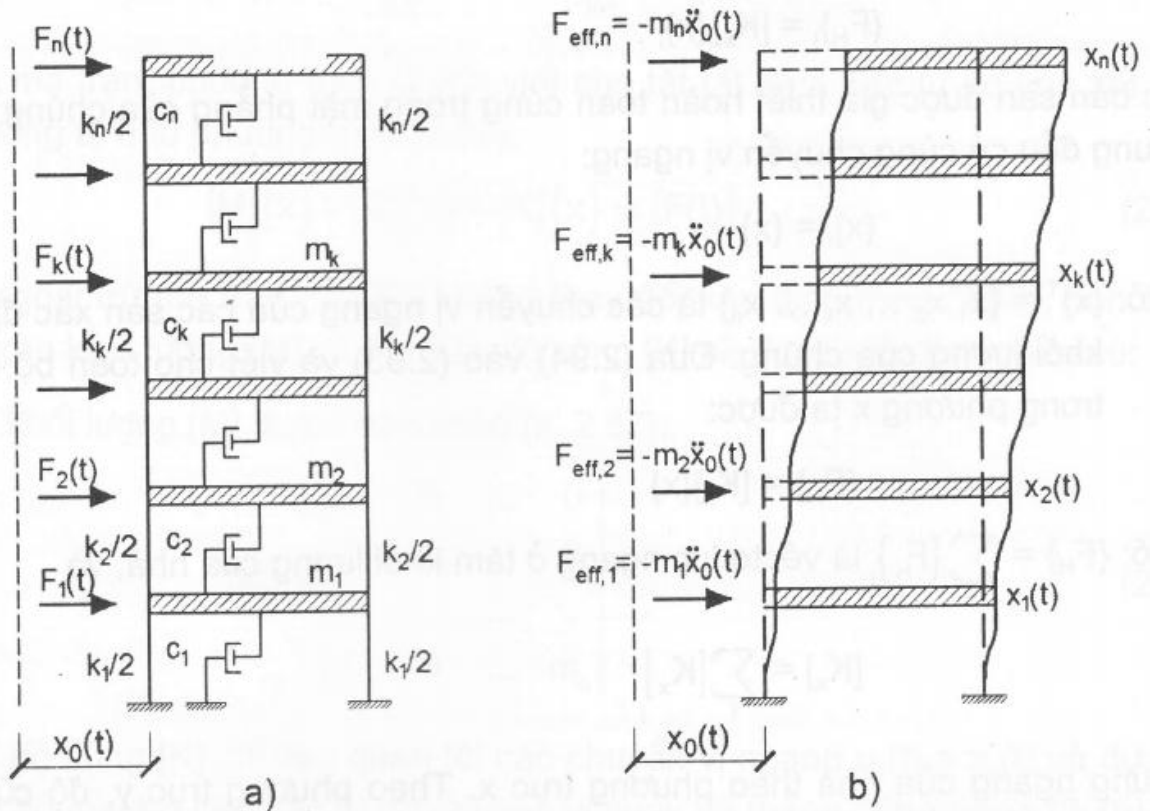
### 3.4.2. Phản ứng của công trình dưới tác dụng của động đất

Dưới tác dụng của động đất, móng công trình (được giả thiết là một khối tuyệt đối cứng) chịu một di chuyển tịnh tiến ngang  $x_0(t)$  cùng với nền đất. Kết quả, tại mỗi thời điểm, khối lượng  $m_k$  sẽ thực hiện chuyển vị tương đối  $x_k(t)$  so với móng. Chuyển vị tuyệt đối của khối lượng  $m_k$  sẽ bằng  $(x_0(t) + x_k(t))$ .

Lực quán tính tác dụng lên khối lượng  $m_k$  bằng:

$$F_k^{qt} = -m_k[\ddot{x}_0(t) + \ddot{x}_k(t)] \quad (3.48)$$

Lực quán tính này được gọi là lực động đất tác dụng lên công trình tại điểm tập trung khối lượng  $m_k$ .



Hình 3. 26. Mô hình tính toán của hệ kết cấu có nhiều bậc tự do chịu tác động động đất.

### 3.4.3. Các phương pháp xác định tải trọng động đất

Việc xác định tải trọng động đất (lực quán tính) tác dụng lên công trình một cách chính xác là một việc làm rất khó khăn và phụ thuộc nhiều vào tính chất chuyển động địa chấn, các tính chất động học công trình và đặc trưng cơ lý của nền đất. Hiện nay trong tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn của các nước đều sử dụng một trong hai phương pháp xác định tải trọng động đất sau đây:

- Phương pháp động lực: xác định trực tiếp trạng thái ứng suất – biến dạng các kết cấu chịu tải từ các gia tốc đo ghi được chuyển động của nền đất khi động đất xảy ra.

- Phương pháp lực tĩnh: thay thế các lực động đất thực tác dụng lên công trình bằng lực tĩnh ảo có hiệu ứng tương đương nên còn gọi là phương pháp tải trọng ngang thay thế. Việc xác định tải trọng động đất theo phương pháp này tương đối đơn giản và đã được sử dụng vào thiết kế các công trình nhà cửa từ trước đến nay.

Theo TCVN 9386-2012 ta có các phương pháp phân tích sau đây:

(1) Phương pháp phân tích đàn hồi tuyến tính:

- Phương pháp “phân tích phổ phản ứng dạng dao động”;

- Phương pháp “phân tích tĩnh lực ngang tương đương”.

(2) Phương pháp phi tuyến:

- Phương pháp tĩnh phi tuyến;

- Phương pháp phi tuyến theo thời gian (động).

**Phương pháp phân tích phổ phản ứng dạng dao động:** xác định chu kỳ và dao động cho mỗi dạng dao động chính của hệ kết cấu. Tiếp đó là từ phổ phản ứng động đất cho trước, xác định các phổ gia tốc cực đại ứng với chu kỳ dao động và hệ số cản tới hạn của mỗi dạng dao động chính. Trên cơ sở này, bằng kỹ thuật phân tích dạng, xác định phản ứng lớn nhất của hệ kết cấu ở mỗi dạng dao động chính. Phản ứng toàn phần của hệ kết cấu được xác định theo phương pháp tổ hợp thống kê các phản ứng lớn nhất ở các dạng dao động chính. Ưu điểm chính của phương pháp phổ phản ứng là tính toán nhanh, đơn giản và cho kết quả tính toán với độ chính xác có thể chấp nhận được.

**Phương pháp phân tích tĩnh lực ngang tương đương:** là phương pháp trong đó lực quán tính do động đất sinh ra tác động lên công trình theo phương ngang được thay bằng các tĩnh lực ngang tương đương. Lực ngang này có tên là lực cắt đáy hoặc lực cắt ở chân công trình, được phân phối trở lại trên chiều cao công trình tại các vị trí có khối lượng tập trung, thường là cao trình bản sàn. Phương pháp phân tích này có thể áp dụng cho các nhà mà phản ứng của nó không chịu ảnh hưởng đáng kể bởi các dạng dao động bậc cao hơn dạng dao động cơ bản trong mỗi phương chính. Phương pháp tĩnh lực ngang tương đương không áp dụng cho các công trình có hình dạng không đều đặn hoặc có sự phân bố khối lượng và độ cứng không đều trong mặt bằng cũng như trên chiều cao.

**Phương pháp tĩnh phi tuyến (đẩy dần):** được thực hiện dưới điều kiện lực trọng trường không đổi và tải trọng nằm ngang tăng một cách đơn điệu. Phương pháp này có thể áp dụng để kiểm tra tính năng kết cấu của nhà hiện hữu và nhà được thiết kế mới với những mục đích sau:

- Để kiểm tra hoặc đánh giá lại các tỷ số vượt cường độ  $\alpha_u/\alpha_1$  (xem 5.2.2.2.1, 6.3.2, 7.3.2);

- Để xác định các cơ cấu dẻo dự kiến và sự phân bố hư hỏng;

- Để đánh giá tính năng kết cấu của nhà hiện hữu hoặc được cải tạo theo các mục tiêu của tiêu chuẩn liên quan;

- Sử dụng như một phương pháp thiết kế thay cho phương pháp phân tích đàn hồi-tuyến tính có sử dụng hệ số ứng xử  $q$ . Trong trường hợp đó, chuyển vị mục tiêu cho trong 4.3.3.4.2.6(1)P cần được sử dụng làm cơ sở thiết kế.

**Phương pháp phi tuyến theo thời gian:** phản ứng phụ thuộc thời gian của kết cấu có thể xác định bằng cách phân tích theo lịch sử thời gian các phương trình vi phân chuyển động của nó, sử dụng các giản đồ gia tốc biểu thị các chuyển động nền cho trong 3.2.3.1.

#### **3.4.4. Phương pháp xác định tải trọng động đất theo TCVN 9386-2012**

Để tính toán tải trọng động đất cần tiến hành xác định các thông số phục vụ cho việc tính tải trọng động đất theo TCVN 9386 -2012.

**1- Xác định loại đất nền:** có 7 loại đất nền A, B, C, D, E, S<sub>1</sub> và S<sub>2</sub>.

Các loại nền đất A, B, C, D và E được mô tả bằng các mặt cắt địa tầng, các tham số cho trong Bảng 3.1 và được mô tả dưới đây, có thể được sử dụng để kể đến ảnh hưởng của điều kiện nền đất tới tác động động đất. Việc kể đến ảnh hưởng này còn có thể thực hiện bằng cách xem xét thêm ảnh hưởng của địa chất tầng sâu tới tác động động đất.

Bảng 3. 8. Các loại nền đất

Loại	Mô tả	Các tham số		
		V <sub>s,30</sub> (m/s)	N <sub>SPT</sub> (nhát/30 cm)	Cu (Pa)
A	Đá hoặc các kiến tạo địa chất khác tựa đá, kể cả các đất yếu hơn trên bề mặt với bề dày lớn nhất là 5 m.	> 800	-	-
B	Đất cát, cuội sỏi rất chặt hoặc đất sét rất cứng có bề dày ít nhất hàng chục mét, tính chất cơ học tăng dần theo độ sâu.	360 - 800	> 50	> 250
C	Đất cát, cuội sỏi chặt, chặt vừa hoặc đất sét cứng có bề dày lớn từ hàng chục tới hàng trăm mét.	180 - 360	15 - 50	70 - 250
D	Đất rời trạng thái từ xốp đến chặt vừa (có hoặc không xen kẹp vài lớp đất dính) hoặc có đa phần đất dính trạng thái từ mềm đến cứng vừa.	< 180	< 15	< 70
E	Địa tầng bao gồm lớp đất trầm tích sông ở trên mặt với bề dày trong khoảng 5 m đến 20 m có giá trị tốc độ truyền sóng như loại C, D và bên dưới là các đất cứng hơn với tốc độ truyền sóng V <sub>s</sub> lớn hơn 800 m/s.			
S1	Địa tầng bao gồm hoặc chứa một lớp đất sét mềm/bùn (bùn) tính dẻo cao (Pl lớn hơn 40) và độ ẩm cao, có chiều dày ít nhất là 10 m.	< 100 (tham khảo)	-	10 - 20
S2	Địa tầng bao gồm các đất dễ hóa lỏng, đất sét nhạy hoặc các đất khác với các đất trong các loại nền A-E hoặc S1.			

Nền đất cần được phân loại theo giá trị của vận tốc sóng cắt trung bình v<sub>s,30</sub> (m/s) nếu có giá trị này. Nếu không, có thể dùng giá trị N<sub>SPT</sub>.

Vận tốc sóng cắt trung bình, v<sub>s,30</sub>, được tính toán theo biểu thức sau:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{v_i}} \quad (3.49)$$

trong đó:

$h_i, v_i$  là chiều dày (m) và vận tốc sóng cắt (tại mức biên dạng cắt bằng  $10^{-5}$  hoặc thấp hơn) của lớp thứ  $i$  trong tổng số  $N$  lớp tồn tại trong 30 m đất trên bề mặt.

Đối với các địa điểm có điều kiện nền đất thuộc một trong hai loại nền đặc biệt  $S_1$  và  $S_2$  cần phải có nghiên cứu đặc biệt để xác định tác động động đất. Đối với những loại nền này, đặc biệt là đối với nền  $S_2$ , cần phải xem xét khả năng phá huỷ nền khi chịu tác động động đất.

*CHÚ THÍCH: Cần đặc biệt lưu ý nếu trầm tích là nền loại  $S_1$ . Diễn hình của loại nền đất này là giá trị  $v_s$  rất thấp, độ cản bên trong nhỏ và phạm vi mở rộng bất thường về ứng xử tuyến tính. Vì thế, có thể tạo ra những hiệu ứng dị thường về sự khuếch đại chấn động nền và tương tác nền-công trình (xem Chương 6, Phần 2 – TCVN9386-2012). Trường hợp này, cần nghiên cứu đặc biệt để xác định tác động động đất nhằm thiết lập quan hệ giữa phổ phản ứng với chiều dày và giá trị  $v_s$  của lớp sét/ bùn và sự tương phản về độ cứng giữa lớp này và các lớp đất nằm dưới.*

## 2- Xác định tỷ số $a_{gR}/g$

Căn cứ vào bản đồ phân vùng gia tốc nền chu kỳ lặp lại 500 năm cho nền loại A lãnh thổ Việt Nam cho trong Phụ lục G về phân vùng gia tốc nền lãnh thổ Việt Nam (TCVN 9386-2012), hoặc căn cứ phân vùng gia tốc nền theo địa danh hành chính Phụ lục H (TCVN 9386-2012) để xác định tỉ số  $a_{gR}/g$  (trong đó:  $a_{gR}$  là đỉnh gia tốc nền tham chiếu ở địa điểm xây dựng công trình,  $g$  là gia tốc trọng trường,  $g=9,81m/s^2$ ). Tỉ số  $a_{gR}/g$  cũng có thể lấy theo số liệu được cung cấp bởi cơ quan chuyên môn có thẩm quyền.

*Ghi Chú: Để tránh nhầm lẫn khi xác định lực cắt đáy  $F_b$  (thông qua tổng khối lượng công trình  $m$  và tham số tung độ của phổ thiết kế  $S_d(T_1)$  tại chu kỳ  $T_1$ ), trong quy trình tính toán này sử dụng tỉ số  $a_{gR}/g$  và phổ thiết kế không thứ nguyên  $S_d(T)$  xem mục (xem 4.3.3.2.2-TCVN 9386-2012).*

## 3- Xác định hệ số tầm quan trọng $\gamma_I$

Công trình xây dựng được chia thành 5 cấp tùy thuộc vào khả năng gây nguy hại cho tính mạng con người trong trường hợp công trình bị sụp đổ,... hệ quả kinh tế và xã hội mà nó gây ra.

Để xác định hệ số tầm quan trọng xem trong (**Error! Reference source not found.**Bảng 3.9). Hệ số này xem xét đến mức độ cũng như tính chất quan trọng của công trình mà chia thành 5 cấp khác nhau: Đặc biệt, cấp I, cấp II, cấp III và cấp IV. Không thiết kế chịu động đất như nhau đối với mọi công trình mà công trình khác nhau thiết kế chịu động đất khác nhau. Tùy theo mức độ tầm quan trọng của công trình đang xem xét để áp dụng hệ số tầm quan trọng  $\gamma_I$  thích hợp. Trường hợp có thể có tranh chấp về mức độ tầm quan trọng, giá trị  $\gamma_I$  do chủ đầu tư quyết định.

Bảng 3. 9. Mức độ và hệ số tầm quan trọng

Mức độ quan trọng	Công trình	Hệ số tầm quan trọng $\gamma_I$
-------------------	------------	---------------------------------

Đặc biệt	Công trình có tầm quan trọng đặc biệt, không cho phép hư hỏng do động đất	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Đập chịu áp chiều cao &gt; 100 m);</li> <li>- Nhà máy điện có nguồn nguyên tử;</li> <li>- Nhà để nghiên cứu sản xuất thử các chế phẩm sinh vật kích độc, các loại vi khuẩn, mầm bệnh thiên nhiên và nhân tạo (chuột dịch, dịch tả, thương hàn,...);</li> <li>- Công trình cột, tháp cao hơn 300 m;</li> <li>- Nhà nhiều tầng cao hơn 60 tầng.</li> </ul>	Thiết kế với gia tốc lớn nhất có thể xảy ra
I	Công trình có tầm quan trọng sống còn đối với việc bảo vệ cộng đồng, chức năng không được gián đoạn trong quá trình xảy ra động đất	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Công trình thường xuyên đông người có hệ số sử dụng cao: công trình mục 1-2.a, 1-2.b, 1-2.d, 1-2.h, 1-2.k, 1-2.1, 1-2.m có số tầng, nhịp, diện tích sử dụng hoặc sức chứa phân loại cấp I;</li> <li>- Công trình mà chức năng không được gián đoạn sau động đất: công trình công cộng I.2.C diện tích sử dụng phân loại cấp I;</li> <li>- Công trình mục 2.9.a, 2.9.b; công trình mục 5.1.a, 5-1.b phân loại cấp I;</li> <li>- Kho chứa hoặc tuyến ống có liên quan đến chất độc hại, chất dễ cháy, dễ nổ: công trình mục 2.5.a, 2-5.b, mục 2-5.c phân loại cấp I, II;</li> <li>- Nhà nhiều tầng cao từ 20 đến 60 tầng, công trình dạng tháp cao từ 200 m đến 300 m.</li> </ul>	1,25
II	Công trình có tầm quan trọng trong việc ngăn ngừa hậu quả động đất, nếu bị sụp đổ gây tổn thất lớn về người và tài sản	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Công trình thường xuyên đông người, có hệ số sử dụng cao: công trình mục 1.2.a, 1-2.b, 1-2.d, 1.2.h, 1-2.k, 1-2.1, 1,2.mcó nhịp, diện tích sử dụng hoặc sức chứa phân loại cấp II;</li> <li>- Trụ sở hành chính cơ quan cấp tỉnh, thành phố, các công trình trọng yếu của các tỉnh, thành phố đóng vai trò đầu mối như: công trình mục 1- 2.đ, 1- 2.g, 1- 2.h có nhịp, diện tích sử dụng phân loại cấp I, II;</li> <li>- Các hạng mục quan trọng, lắp đặt các thiết bị có giá trị kinh tế cao của các nhà máy thuộc công trình công nghiệp mục 2-1 đến 2-4, từ 2- 6 đến 2-8, từ 2-10 đến 12; công trình năng lượng mục 2-9.a, 2-9.b ; công trình giao thông 3-3, 3-5; công trình thủy lợi 4-2; công trình hầm 3-4; công trình cấp thoát nước 5-1 tất cả thuộc phân loại cấp I, II;</li> <li>- Các công trình quốc phòng, an ninh;</li> <li>- Nhà nhiều tầng cao từ 9 đến 19 tầng, công trình dạng tháp cao từ 100 m đến 200 m.</li> </ul>	1,00
III	Công trình không thuộc mức độ đặc biệt và mức độ I, II, IV.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Nhà ở mục 1-1, nhà làm việc mục 1-2.đ, nhà triển lãm nhà văn hóa, câu lạc bộ, nhà biểu diễn, nhà hát, rạp chiếu bóng, rạp xiếc phân loại cấp III;</li> <li>- Công trình công nghiệp mục 2-1 đến 2-4, từ 2- 6 đến 2-8, từ 2-10 đến 2-12 phân loại cấp 3 diện tích sử dụng từ 1.000 m<sup>2</sup> đến 5000 m<sup>2</sup>;</li> <li>- Nhà cao từ 4 tầng đến 8 tầng, công trình dạng tháp cao từ 50 m đến 100 m;</li> <li>- Tường cao hơn 10 m.</li> </ul>	0,75

IV	Công trình có tầm quan trọng thứ yếu đối với sự an toàn sinh mạng con người	- Nhà tạm cao không quá 3 tầng; - Trại chăn nuôi gia súc 1 tầng; - Kho chứa hàng hóa diện tích sử dụng không quá 1.000 m <sup>2</sup> ; - Xưởng sửa chữa, công trình công nghiệp phụ trợ; thứ tự mục 2-1 đến 2-4, từ 2-6 đến 2-8, từ 2-10 đến 2-12 phân loại cấp IV; - Công trình mà sự hư hỏng do động đất ít gây thiệt hại về người và thiết bị quý giá.	Không yêu cầu tính toán kháng chấn.
----	---	--	-------------------------------------

#### 4- Xác định gia tốc đỉnh đất nền thiết kế $a_g$

Gia tốc đỉnh nền thiết kế  $a_g$  ứng với trạng thái giới hạn cực hạn xác định theo công thức

$$a_g = a_{gR}\gamma_I \quad (3.50)$$

TCVN 9386-2012 quy định mức độ động đất như sau:

- Động đất mạnh  $a_g \geq 0,08g$ , phải tính toán và cấu tạo kháng chấn;
- Động đất yếu  $0,04g \leq a_g < 0,08g$ , chỉ cần áp dụng các biện pháp cấu tạo kháng chấn;
- Động đất rất yếu  $a_g < 0,04g$ , không cần thiết kế kháng chấn.

#### 5- Xác định hệ số ứng xử $q$ của kết cấu

Hệ số ứng xử  $q$  là hệ số xét đến khả năng có thể tiêu tán năng lượng (tính dẻo) của kết cấu, hệ số ứng xử  $q$  của kết cấu BTCT được lấy như sau:

Hệ khung hoặc hệ khung tương đương (hỗn hợp khung - vách), có thể xác định gần đúng như sau (cấp dẻo trung bình):  $q = 3,3$  - nhà một tầng;  $q = 3,6$  - nhà nhiều tầng, khung một nhịp;  $q = 3,9$  - nhà nhiều tầng, khung nhiều nhịp hoặc kết cấu hỗn hợp tương đương khung.

Hệ vách cứng hoặc vách cứng có lỗ cửa:  $q = 3,6$  - hệ kết cấu hỗn hợp tương đương vách cứng, hoặc hệ vách cứng có lỗ (hệ tường có dầm liên kết);  $q = 3,0k_w$  - hệ tường/vách cứng chỉ có hai tường/vách cứng (không phải là vách cứng có lỗ);  $q = 3,1k_w$  - các hệ vách cứng không phải là vách cứng có lỗ.

trong đó:

$$0,5 < k_w = (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1; \quad (3.51)$$

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi}$$

với  $h_{wi}$ ,  $l_{wi}$  lần lượt là chiều cao và độ dày của tường thứ  $i$ .

#### 3.4.4.1. Phương pháp phân tích phổ phản ứng dạng dao động

##### 1- Phổ phản ứng đàn hồi theo phương nằm ngang

Chuyển động động đất tại một điểm cho trước trên bề mặt được biểu diễn bằng phổ phản ứng gia tốc đàn hồi, được gọi tắt là “phổ phản ứng đàn hồi”.

(1) Với các thành phần nằm ngang của tác động động đất, phổ phản ứng đàn hồi  $S_e(T)$  được xác định bằng các công thức sau (xem Hình 3.27):

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.52)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.53)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (3.54)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (3.55)$$

trong đó:  $S_e(T)$  là phổ phản ứng đàn hồi;

$T$  là chu kỳ dao động của hệ tuyến tính một bậc tự do;

$a_g$  là gia tốc nền thiết kế trên nền loại A ( $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$ );

$T_B$  là giới hạn dưới của chu kỳ, ứng với đoạn nằm ngang của phổ phản ứng gia tốc;

$T_C$  là giới hạn trên của chu kỳ, ứng với đoạn nằm ngang của phổ phản ứng gia tốc;

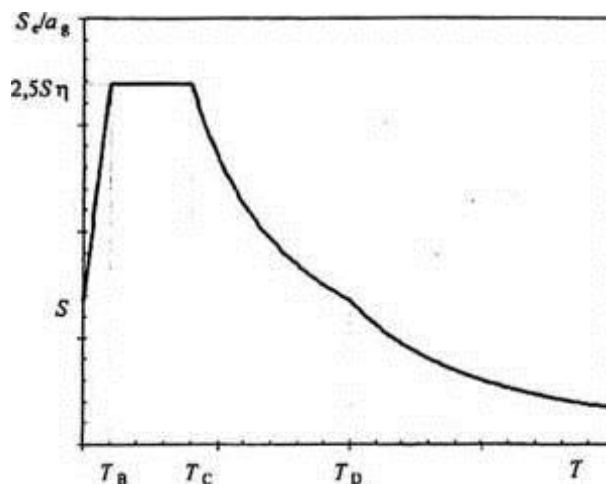
$T_D$  là giá trị xác định điểm bắt đầu của phần phản ứng dịch chuyển không đổi trong phổ phản ứng;

$S$  là hệ số nền;

$\eta$  là hệ số điều chỉnh độ cản với giá trị tham chiếu  $\eta = 1$  đối với độ cản nhớt 5%, xem (3) của điều này.

(2) Giá trị của chu kỳ  $T_B$ ,  $T_C$  và  $T_D$  và của hệ số nền  $S$  mô tả dạng phổ phản ứng đàn hồi phụ thuộc vào loại nền đất, nếu không xét tới địa chất tầng sâu (xem 3.1.2(1)).

*CHÚ THÍCH 1:* Đối với 5 loại nền đất A, B, C, D, và E, giá trị các tham số  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  và  $T_D$  được cho trong Bảng 3.9, các dạng phổ được chuẩn hóa theo  $a_g$  với độ cản 5% được cho ở Hình 3.28.



Hình 3. 27. Dạng của phổ phản ứng đàn hồi.



Bảng 3. 10. Giá trị của các tham số mô tả các phổ phản ứng đàn hồi

Loại nền đất	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

CHÚ THÍCH 2: Đối với các nền đất Loại  $S_1$  và  $S_2$ , cần có các nghiên cứu riêng để xác định các giá trị tương ứng của  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  và  $T_D$ .

(3) Hệ số điều chỉnh độ cản  $\eta$  có thể xác định bằng biểu thức:

$$\eta = 10/(5 + \xi) \geq 0,55 \quad (3.56)$$

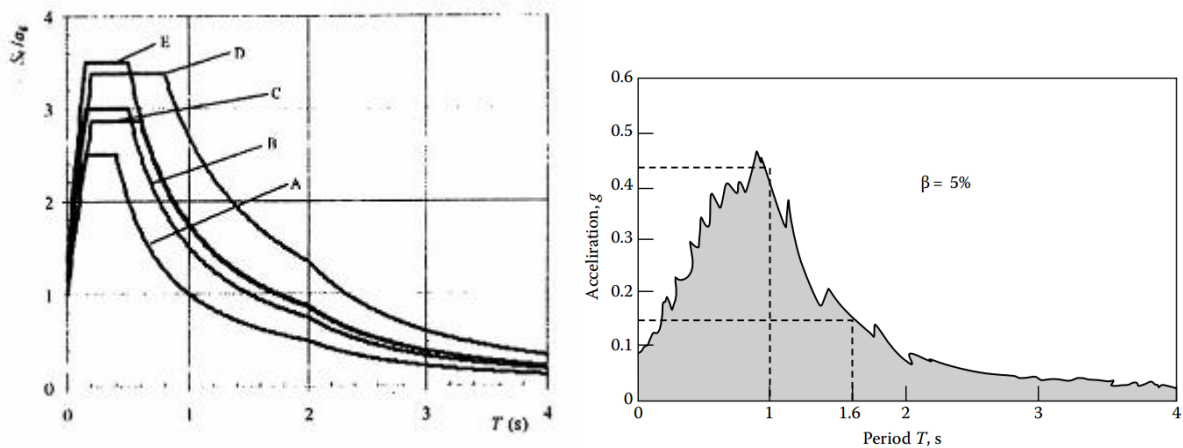
trong đó:

$\xi$  là tỷ số cản nhớt của kết cấu, tính bằng phần trăm.

(4) Trường hợp đặc biệt, khi dùng tỷ số cản nhớt khác 5%, giá trị này được cho trong phần có liên quan của tiêu chuẩn này.

(5) Phổ phản ứng chuyển vị đàn hồi  $S_{De}(T)$ , nhận được bằng cách biến đổi trực tiếp phổ phản ứng gia tốc đàn hồi  $S_e(T)$  theo biểu thức sau:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \cdot \left[ \frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (3.57)$$



Hình 3. 28. Phổ phản ứng đàn hồi cho các loại nền đất từ A đến E (độ cản 5%).

(6) Thông thường, cần áp dụng biểu thức (3.59) cho các chu kỳ dao động không vượt quá 4,0s. Đối với các kết cấu có chu kỳ dao động lớn hơn 4,0s có thể dùng một định nghĩa phổ chuyển vị đàn hồi hoàn chỉnh hơn.

CHÚ THÍCH: Với phổ phản ứng đàn hồi tham khảo Chú thích 1 của (1), một định nghĩa như thế được trình bày trong Phụ lục tham khảo A dưới dạng phổ phản ứng chuyển vị. Đối với những chu kỳ dài hơn 4s, phổ phản ứng gia tốc đàn hồi  $S_e(T)$  có thể lấy từ phổ phản ứng chuyển vị đàn hồi dựa vào biểu thức (3.57).

## 2- Phổ phản ứng đàn hồi theo phương thẳng đứng

(1)P Thành phần thẳng đứng của tác động động đất phải được thể hiện bằng phổ phản ứng đàn hồi,  $S_{ve}(T)$ , được xác định bằng cách sử dụng các biểu thức như sau:

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right] \quad (3.58)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \quad (3.59)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \frac{T_C}{T} \quad (3.60)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad (3.61)$$

*CHÚ THÍCH:* Đối với 5 loại nền đất A, B, C, D và E, giá trị các tham số  $T_B$ ,  $T_C$  và  $T_D$  mô tả các phổ thẳng đứng được cho trong Bảng 3.8. Không áp dụng các giá trị này cho các loại nền đất đặc biệt  $S_1$  và  $S_2$ .

Bảng 3. 11. Giá trị các tham số mô tả phổ phản ứng đàn hồi theo phương thẳng đứng

$a_{vg} / a_g$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
0,90	0,05	0,15	1,0

**Chuyển vị nền thiết kế:** Trừ phi có nghiên cứu riêng dựa trên thông tin sẵn có, giá trị chuyển vị nền thiết kế  $d_g$  ứng với gia tốc nền thiết kế có thể tính bằng biểu thức sau:

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad (3.62)$$

với  $a_g$ ,  $S$ ,  $T_C$  và  $T_D$  như đã định nghĩa trong 1.

## 3- Phổ thiết kế dùng cho phân tích đàn hồi

(1) Khả năng kháng chấn của hệ kết cấu trong miền ứng xử phi tuyến thường cho phép thiết kế kết cấu với các lực động đất bé hơn so với các lực ứng với phản ứng đàn hồi tuyến tính.

(2) Để tránh phải phân tích trực tiếp các kết cấu không đàn hồi, người ta kể đến khả năng tiêu tán năng lượng chủ yếu thông qua ứng xử dẻo của các cấu kiện của nó và/hoặc các cơ cấu khác bằng cách phân tích đàn hồi dựa trên phổ phản ứng được chiết giảm từ phổ phản ứng đàn hồi, vì thế phổ này được gọi là “phổ thiết kế”. Sự chiết giảm được thực hiện bằng cách đưa vào hệ số ứng xử  $q$ .

(3) Hệ số ứng xử  $q$  biểu thị một cách gần đúng tỷ số giữa lực động đất mà kết cấu sẽ phải chịu nếu phản ứng của nó là hoàn toàn đàn hồi với tỷ số cản nhớt 5% và lực động đất có thể sử dụng khi thiết kế theo mô hình phân tích đàn hồi thông thường mà vẫn tiếp tục bảo đảm cho kết cấu một phản ứng thỏa mãn các yêu cầu đặt ra. Giá trị của hệ số ứng xử  $q$  trong đó có xét tới ảnh hưởng của tỷ số cản nhớt khác 5% của các loại vật liệu và hệ kết cấu khác nhau tùy theo cấp dẻo kết cấu tương ứng được cho

trong các phần khác nhau của tiêu chuẩn này. Giá trị của hệ số ứng xử  $q$  có thể khác nhau theo các hướng nằm ngang khác nhau của kết cấu, mặc dù sự phân loại cấp dèo kết cấu phải như nhau trong mọi hướng.

(4) Đối với các thành phần nằm ngang của tác động động đất, phổ thiết kế  $S_d(T)$  được xác định bằng các biểu thức sau:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.63)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.64)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C}{T} \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.65)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.66)$$

trong đó:

$a_g, S, T_C, T_D$  như đã định nghĩa trong 1;

$S_d(T)$  là phổ thiết kế;

$q$  là hệ số ứng xử;

$\beta$  là hệ số ứng với cận dưới của phổ thiết kế theo phương nằm ngang,  $\beta = 0,2$ .

(5) Đối với thành phần thẳng đứng của tác động động đất, phổ thiết kế cho bởi các biểu thức từ (3.65) đến (3.68) với gia tốc nền thiết kế  $a_{vg}$  theo phương thẳng đứng được thay bằng giá trị  $a_g$ ;  $S$  lấy bằng 1,0 còn các tham số khác như đã định nghĩa trong 2.

(6) Đối với thành phần thẳng đứng của tác động động đất, hệ số ứng xử  $q$  nói chung có thể lấy nhỏ hơn hoặc bằng 1,5 cho mọi loại vật liệu và hệ kết cấu.

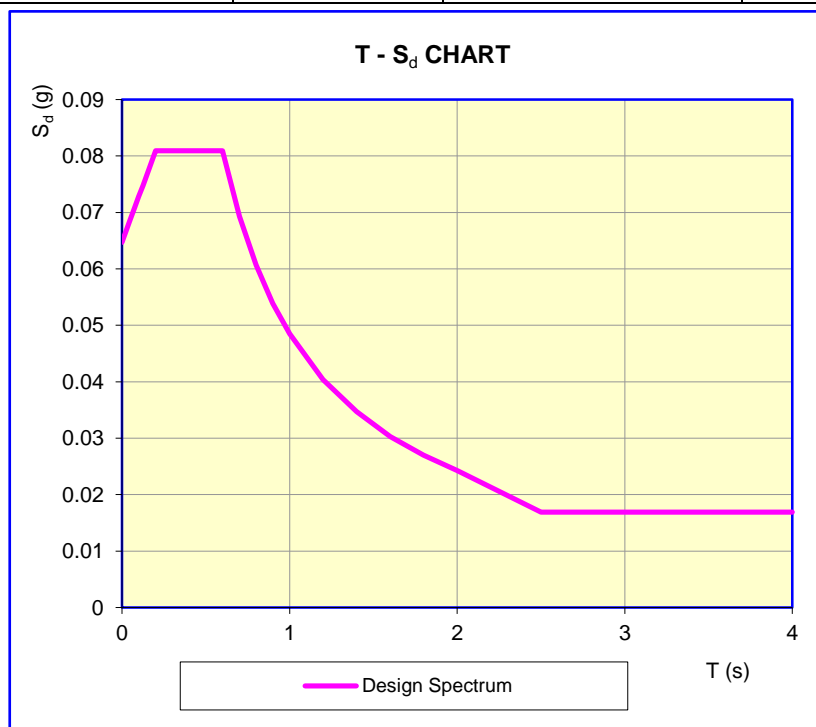
(7) Việc lấy giá trị  $q$  lớn hơn 1,5 theo phương thẳng đứng cần được lý giải thông qua phân tích phù hợp.

(8) Phổ thiết kế được xác định như trên không thích hợp cho thiết kế công trình có hệ cách chấn đáy hoặc có hệ tiêu tán năng lượng.

**Xây dựng hàm phổ thiết kế đàn hồi theo phương nằm ngang:** xây dựng hàm phổ phản ứng để gán vào phần mềm Etabs tính động đất. Hàm phổ theo phương ngang được tính như sau:

No	Period T	$S_d$	
		g	m/s <sup>2</sup>
$0 \leq T \leq T_B \rightarrow 0 \leq T \leq 0.2$	<b>0</b>	<b>0.0647</b>	0.6347
	0.01	<b>0.0655</b>	0.6426

$T_B \leq T \leq T_C \rightarrow 0.2 \leq T \leq 0.6$	0.05	0.0688	0.6749	
	0.075	0.0708	0.6945	
	0.1	0.0728	0.7142	
	0.125	0.0748	0.7338	
	<b>0.2</b>	0.0809	0.7936	
	0.3	0.0809	0.7936	
	0.4	0.0809	0.7936	
	0.5	0.0809	0.7936	
	$T_C \leq T \leq T_D \rightarrow 0.6 \leq T \leq 2$	<b>0.6</b>	0.0809	0.7936
		0.7	0.0693	0.6798
0.8		0.0607	0.5955	
0.9		0.0539	0.5288	
1.0		0.0485	0.4758	
1.2		0.0404	0.3963	
1.4		0.0347	0.3404	
1.6		0.0303	0.2972	
1.8		0.027	0.2649	
$T_D \leq T \rightarrow 2 \leq T$		<b>2.0</b>	0.0243	0.2384
	2.5	0.0169	0.1658	
	3	0.0169	0.1658	
	3.5	0.0169	0.1658	
	<b>4</b>	0.0169	0.1658	



#### 4- Phương pháp phân tích phổ phản ứng dạng dao động theo TCVN 9386-2012

(1) Phương pháp phân tích này cần được áp dụng cho nhà không thỏa mãn những điều kiện đã nêu trong 4.3.3.2.1(2) khi ứng dụng phương pháp phân tích tĩnh lực ngang tương đương.

(2) Phải xét tới phản ứng của tất cả các dạng dao động góp phần đáng kể vào phản ứng tổng thể của nhà.

(3) Các yêu cầu cho trong mục (2) có thể thỏa mãn nếu đạt được một trong hai điều kiện sau:

- Tổng các khối lượng hữu hiệu của các dạng dao động được xét chiếm ít nhất 90 % tổng khối lượng của kết cấu;

- Tất cả các dạng dao động có khối lượng hữu hiệu lớn hơn 5% của tổng khối lượng đều được xét đến.

*CHÚ THÍCH: Khối lượng hữu hiệu  $m_k$  ứng với dạng dao động  $k$ , được xác định sao cho lực cắt đáy  $F_{bk}$ , tác động theo phương tác động của lực động đất, có thể biểu thị dưới dạng  $F_{bk} = S_d(T_k)m_k$ . Có thể chứng minh rằng tổng các khối lượng hữu hiệu (đối với tất cả các dạng dao động và đối với một hướng cho trước) là bằng khối lượng kết cấu.*

(4) Khi sử dụng mô hình không gian, những điều kiện trên cần được kiểm tra cho mỗi phương cần thiết.

(5) Nếu các yêu cầu quy định trong (3) không thể thỏa mãn (ví dụ trong nhà và công trình mà các dao động xoắn góp phần đáng kể) thì số lượng tối thiểu các dạng dao động  $k$  được xét trong tính toán khi phân tích không gian cần thỏa mãn cả hai điều kiện sau:

$$k \geq 3\sqrt{n} \quad (3.67)$$

và

$$T_k \leq 0,20 \text{ s} \quad (3.68)$$

trong đó:

$k$  là số dạng dao động được xét tới trong tính toán;

$n$  là số tầng ở trên móng hoặc đỉnh của phần cứng phía dưới;

$T_k$  là chu kỳ dao động của dạng thứ  $k$ .

### **Quy trình tính toán:**

**Bước 1:** Xác định các chu kỳ và dạng dao động riêng của nhà, sử dụng các phần mềm phân tích kết cấu thông dụng hiện nay như: SAP2000, ETABS... Tính toán các chu kỳ dao động riêng và dạng dao động riêng cần thiết của công trình (số chu kỳ và dạng dao động riêng cần thiết là  $k$  xác định theo mục nêu trên);

**Bước 2:** Xác định phổ thiết kế không thứ nguyên  $S_d(T_k)$  của nhà và công trình ứng với từng dạng dao động theo các công thức từ (3.63) đến (3.66) bằng cách thay thế chu kỳ dao động riêng  $T$  bằng  $T_k$ , trong đó  $k$  là dạng dao động riêng thứ  $k$  tương ứng theo phương  $X$  trên mặt bằng nhà;

**Bước 3:** Xác định tổng lực cắt tại chân công trình tương ứng với dạng dao động thứ  $k$  theo phương  $X$  theo công thức sau

$$F_{bk} = S_d(T_k)m_k \quad (3.69)$$

trong đó:  $S_d(T_k)$  là phổ thiết kế không thứ nguyên được xác định bước 2

$m_k$  là trọng lượng hữu hiệu hay hiệu dụng (theo phương  $X$  trên mặt bằng) tương ứng với dạng dao động thứ  $k$ , xác định theo công thức sau

$$m_k = \frac{\left( \sum_{j=1}^n X_{k,j} m_j \right)^2}{\sum_{j=1}^n X_{k,j}^2 m_j} \quad (3.70)$$

trong đó:  $n$  là tổng bậc tự do (số tầng) xét đến theo phương  $X$ ;

$X_{k,j}$  là giá trị chuyển vị tỉ đối theo phương  $X$  của trọng tâm phần công trình thứ  $j$  ứng với dạng dao động thứ  $k$ ;

$m_j$  là trọng lượng tập trung tại tầng thứ  $j$  của công trình.

*Khối lượng hiệu dụng của dạng dao động biểu thị phần khối lượng trong tổng khối lượng của kết cấu phản ứng lại tác động động đất trong mỗi dạng dao động  $i$ .*

**Bước 4:** Phân phối tải trọng ngang lên các cao trình tầng của tổng lực cắt tại chân công trình tương ứng với dạng dao động thứ  $k$  theo phương  $X$  như sau:

$$F_{X,k}^i = F_{bk} \frac{X_{k,i} m_i}{\sum_{k=1}^n X_{k,j} m_j} \quad (3.71)$$

trong đó:  $F_{X,k}^i$  là lực ngang tác dụng lên tầng thứ  $j$  theo phương  $X$  ứng với dạng dao động riêng thứ  $k$ ;

$m_i$  và  $m_j$  là trọng lượng tập trung tại tầng thứ  $i$  và  $j$  của công trình;

$X_{k,i}$  và  $X_{k,j}$  giá trị chuyển vị theo phương  $X$  tại điểm đặt trọng lượng thứ  $i$  và  $j$  của dạng dao động thứ  $k$ .

**Bước 5:** Tổ hợp các phản ứng dạng dao động

Phản ứng ở hai dạng dao động  $i$  và  $j$  (kể cả các dạng dao động tịnh tiến và xoắn) có thể xem là độc lập với nhau, nếu các chu kỳ  $T_i$  và  $T_j$  thỏa mãn điều kiện sau:

$$T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad (3.72)$$

Khi tất cả các dạng dao động cần thiết (xem (3) - (5)) được xem là độc lập với nhau, thì giá trị lớn nhất  $E_E$  của hệ quả tác động động đất có thể lấy bằng:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad (3.73)$$

trong đó:

$E_E$  là hệ quả tác động động đất đang xét (lực, chuyển vị, v.v...);

$E_{Ei}$  là giá trị của hệ quả tác động động đất này do dạng dao động thứ  $i$  gây ra.

Nếu phản ứng ở hai dạng dao động  $i$  và  $j$  được xem là phụ thuộc lẫn nhau nếu các chu kỳ  $T_i$  và  $T_j$  thỏa mãn điều kiện

$$0,9 \leq T_j / T_i \leq 1,0 / 0,9 \quad (3.74)$$

Trong trường hợp phản ứng của hai dạng dao động  $i$  và  $j$  là không độc lập với nhau theo điều kiện (3.74) thì giá trị lớn nhất của tác động động đất  $E_E$  sẽ lấy bằng

$$E_E = \sqrt{\sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^k r_{ij} E_i E_j} \quad (3.75)$$

trong đó  $r_{ij}$  được xác định như sau

$$r_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \xi_j} (\xi_i + \rho \xi_j) \rho^{3/2}}{(1 - \rho^2)^2 + 4\xi_i \xi_j \rho (1 + \rho^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) \rho^2} \quad (3.76)$$

với  $\rho = T_j / T_i$  và  $\xi_i$  và  $\xi_j$  là hệ số cản nhớt lấy bằng 5%.

*Ghi chú: Đối với phương Y trên mặt bằng, quy trình tính toán cũng tiến hành tương tự như đối với phương X cho cả phương pháp phân tích tĩnh lực ngang tương đương và phương pháp phân tích phổ phản ứng.*

### Phương pháp nhập tải trong phần mềm Etabs:

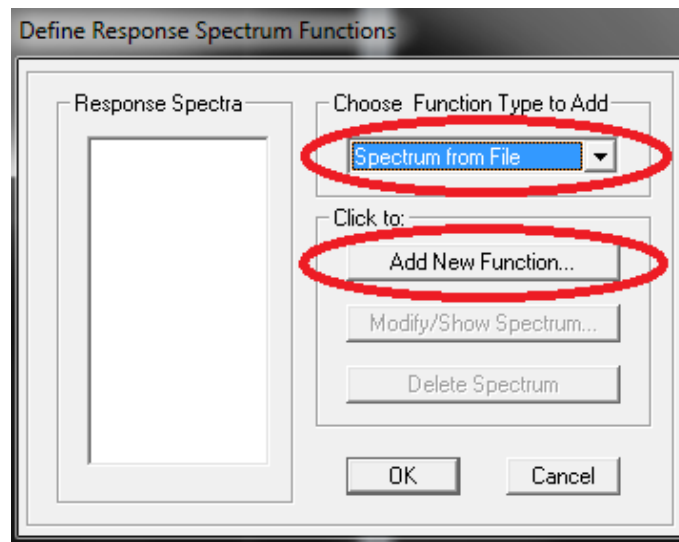
#### Phương pháp 1. Tải trọng động đất được tính toán bán tự động trong Etabs.

Trong phương pháp này, ta phải tính toán các giá trị của phổ phản ứng gia tốc và lưu vào 1 file \*.txt, nội dung của file này như sau

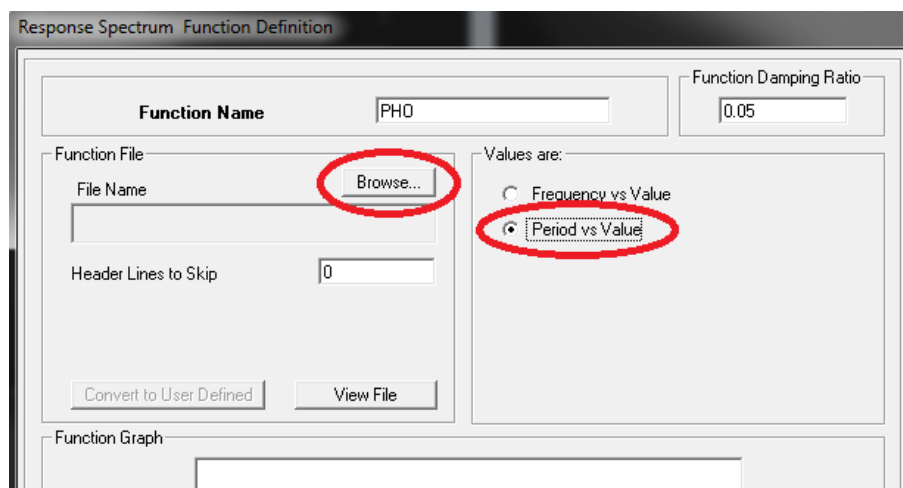
File	Edit	Format	View	Help
0.0000	0.9013			
0.1000	0.8840			
0.2000	0.8666			
0.3000	0.8666			
0.4000	0.8666			
0.5000	0.8666			
0.6000	0.8666			
0.7000	0.7428			
0.8000	0.6500			
0.9000	0.5778			
1.0000	0.5200			
1.1000	0.4727			
1.2000	0.4333			
1.3000	0.4000			

Bạn khai báo phổ phản ứng gia tốc trong Etabs theo các bước sau đây:

Vào menu **Define** -> **Response Spectrum Functions**, cửa sổ **Define Response Spectrum Functions** sẽ xuất hiện

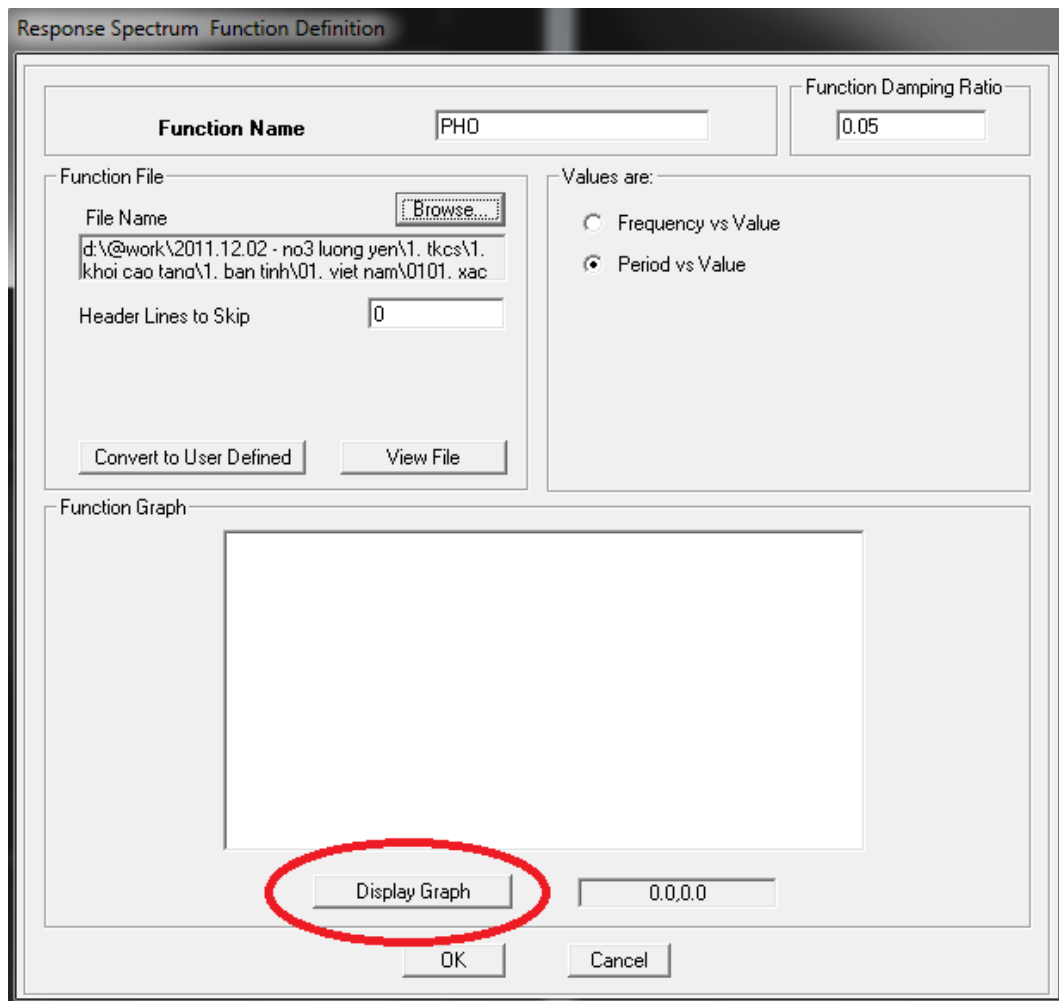


Trong mục **Choose Function Type to Add**, chọn **Spectrum from File**. Click **Add New Function**, cửa sổ **Response Spectrum Function Definition** sẽ xuất hiện

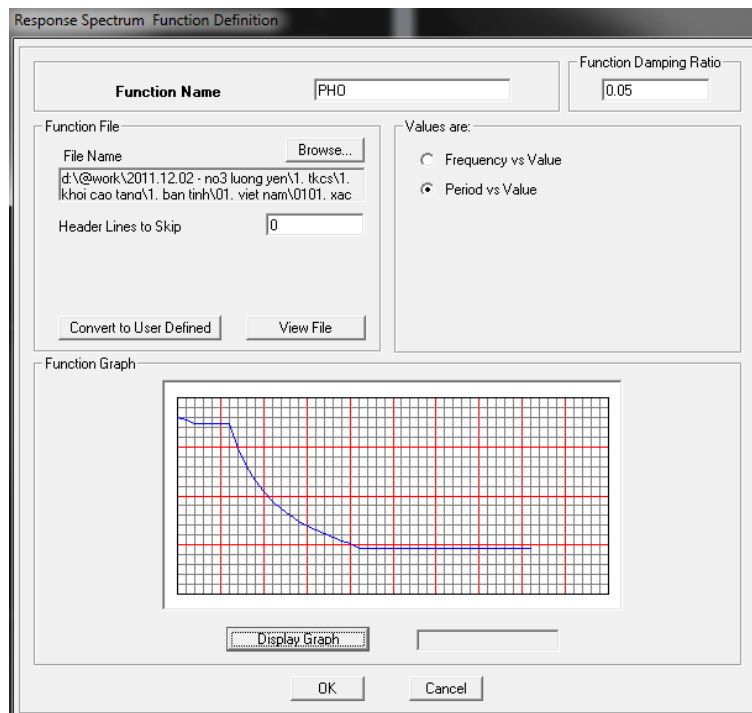


Trong mục **Values are**, chọn **Period vs Value**, click **Browse** để chọn file





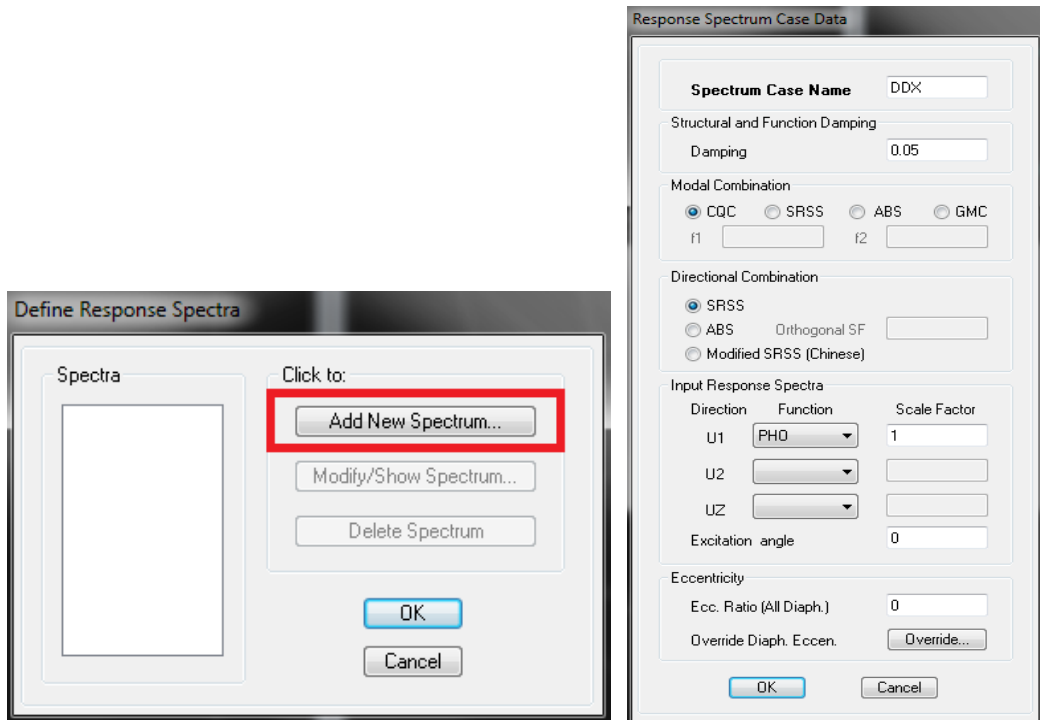
Sau khi chọn file, click Display Graph để Etabs đọc và biểu diễn phổ phản ứng gia tốc



Bạn có thể chọn **Convert to User Defined** để Etabs chép dữ liệu từ file này vào file \*.EDB.

Khai báo xong phổ phản ứng gia tốc, nhiệm vụ tiếp theo là khai báo trường hợp tải trong động đất.

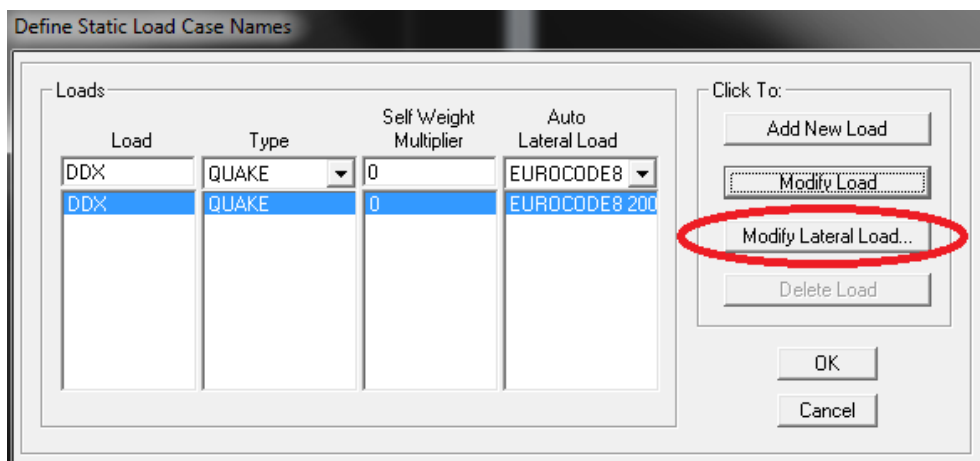
Vào menu **Define** -> **Response Spectrum Case**, cửa sổ **Define Response Spectra** sẽ xuất hiện.



Click **Add New Spectrum**, cửa sổ **Response Spectrum Case Data** sẽ xuất hiện. Trong mục **Input Response Spectra**, chọn phương tương ứng và nhập giá trị ở ô **Scale Factor** với giá trị phụ thuộc vào đơn vị đang sử dụng. Lưu ý rằng đơn vị mặc định của phổ phản ứng gia tốc là  $m/s^2$ , nên nếu đang dùng đơn vị mm, bạn phải nhập giá trị 1000 vào ô Scale Factor.

Tiếp tục khai báo cho các phương khác, và từ đây chúng ta có thể đưa tải trọng vào tổ hợp như các trường hợp tải trọng khai báo thông thường.

**Phương pháp 2: Tải trọng động đất được tính toán tự động hoàn toàn trong Etabs**



Do TCVN 9386-2012 được biên dịch từ EuroCode 8, nên ta có thể sử dụng phương pháp khai báo tải trọng động đất theo tiêu chuẩn EuroCode 8 để Etabs tính toán tải trọng động đất một cách tự động hoàn toàn. Trong phương pháp này, chúng ta phải khai báo giá trị của đỉnh gia tốc nền, loại đất nền, hệ số ứng xử của kết cấu.

Các bước tiến hành: Lựa chọn tiêu chuẩn EuroCode 8 cho việc tính toán tải trọng động đất.

### Khai báo các thông số

The screenshot shows the '2004 Eurocode8 Seismic Load Pattern' dialog box. It contains the following settings:

- Direction and Eccentricity:**
  - X Dir
  - Y Dir
  - X Dir + Eccen Y
  - Y Dir + Eccen X
  - X Dir - Eccen Y
  - Y Dir - Eccen X
  - Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05
  - Override Diaph. Eccen.: Override...
- Parameters:**
  - Ground Acceleration, ag: 0.3
  - Spectrum Type: 1
  - Ground Type: C
  - Lower Bound Factor, Beta: 0.2
  - Behavior Factor, q: 3.6
  - Correction Factor, Lambda: 1.
- Time Period:**
  - Approximate Ct (m):
  - Program Calc
  - User Defined T =
- Story Range:**
  - Top Story: STORY30
  - Bottom Story: BASE

Buttons: OK, Cancel

Trong hộp thoại trên: Mục **Direction and Eccentricity** dùng để khai báo phương của lực và độ lệch tâm ngẫu nhiên. Ví dụ trong trường hợp tải trọng động đất theo phương X, ta chọn **X Dir + Eccen Y** với ý nghĩa rằng tải trọng theo phương X, và kể đến độ lệch tâm ngẫu nhiên. Giá trị của độ lệch tâm được khai trong: **Ecc. Ratio**, giá trị này áp dụng chung cho tất cả các tầng. Đối với trường hợp độ lệch tâm giữa các tầng là khác nhau, ta khai báo trong phần **Override Diaph. Eccen.** Mục **Time Period** dùng để khai báo chu kỳ dao động của hệ kết cấu. Lựa chọn **Approximate** áp dụng cho trường hợp tính toán gần đúng chu kỳ dao động, giá trị khai báo là chiều cao của công trình. Lựa chọn **Program Calc** có nghĩa là Etabs sẽ tính toán chu kỳ dao động của kết cấu. Lựa chọn **User Defined** dùng cho trường hợp người dùng nhập trực tiếp giá trị chu kỳ dao động của kết cấu. Mục **Story Range** dùng để khai báo các tầng sẽ chịu tải trọng động đất. Mục **Parameters** dùng để khai báo các tham số liên quan đến việc xác định tải trọng động đất. **Ground Acceleration, ag** là giá trị của gia tốc nền, đã được bao gồm hệ số tầm quan trọng của công trình. **Spectrum Type** là dạng của phổ phản ứng gia tốc, tùy thuộc vào vận tốc sóng mặt mà sử dụng dạng phổ nào (quy định trong EuroCode 8). Qua so sánh mục 3.2.2.2 trong tiêu chuẩn EuroCode 8 và mục 3.2.2.2 trong tiêu chuẩn TCVN 9386-2012, Spectrum Type có giá trị là 1 là phù hợp với tiêu chuẩn Việt Nam. **Group Type** là dạng của nền đất, phụ thuộc vào chỉ số SPT trung bình ở 30m đầu tiên để xác định loại nền đất. **Lower Bound Factor, Beta** là chỉ số cận dưới của phổ.

### 3.4.4.2. Phương pháp phân tích tĩnh lực ngang tương đương

(1) Phương pháp phân tích này có thể áp dụng cho các nhà mà phản ứng của nó không chịu ảnh hưởng đáng kể bởi các dạng dao động bậc cao hơn dạng dao động cơ bản trong mỗi phương chính.

(2) Yêu cầu (1) của điều này được xem là thỏa mãn nếu kết cấu nhà đáp ứng được cả hai điều kiện sau:

a) Có các chu kỳ dao động cơ bản  $T_1$  theo hai hướng chính nhỏ hơn các giá trị sau:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4.T_C \\ 2,0s \end{cases} \quad (3.77)$$

trong đó  $T_C$  là giới hạn trên của chu kỳ, ứng với đoạn nằm ngang của phổ phản ứng gia tốc;

b) Thỏa mãn những tiêu chí về tính đều đặn theo mặt đứng cho trong 4.2.3.3 (TCVN9386-2012) như sau:

- Đối với nhà được xếp loại đều đặn theo mặt đứng cần thỏa mãn tất cả những điều kiện sau đây:

- Tất cả các hệ kết cấu chịu tải trọng ngang như vách, lõi, tường hoặc khung, phải liên tục từ móng tới mái của nhà hoặc tới đỉnh của vùng có giạt cấp của nhà nếu có giạt cấp tại các độ cao khác nhau.

- Cả độ cứng ngang lẫn khối lượng của các tầng riêng rẽ phải giữ nguyên không đổi hoặc giảm từ từ, không thay đổi đột ngột từ móng tới đỉnh nhà đang xét.

- Trong các nhà khung, tỷ số giữa độ bền thực tế và độ bền yêu cầu theo tính toán của tầng không được thay đổi một cách không cân xứng giữa các tầng liên kề. Về mặt này, các trường hợp riêng của khung có khối xây chèn được đề cập trong 4.3.6.3 2.

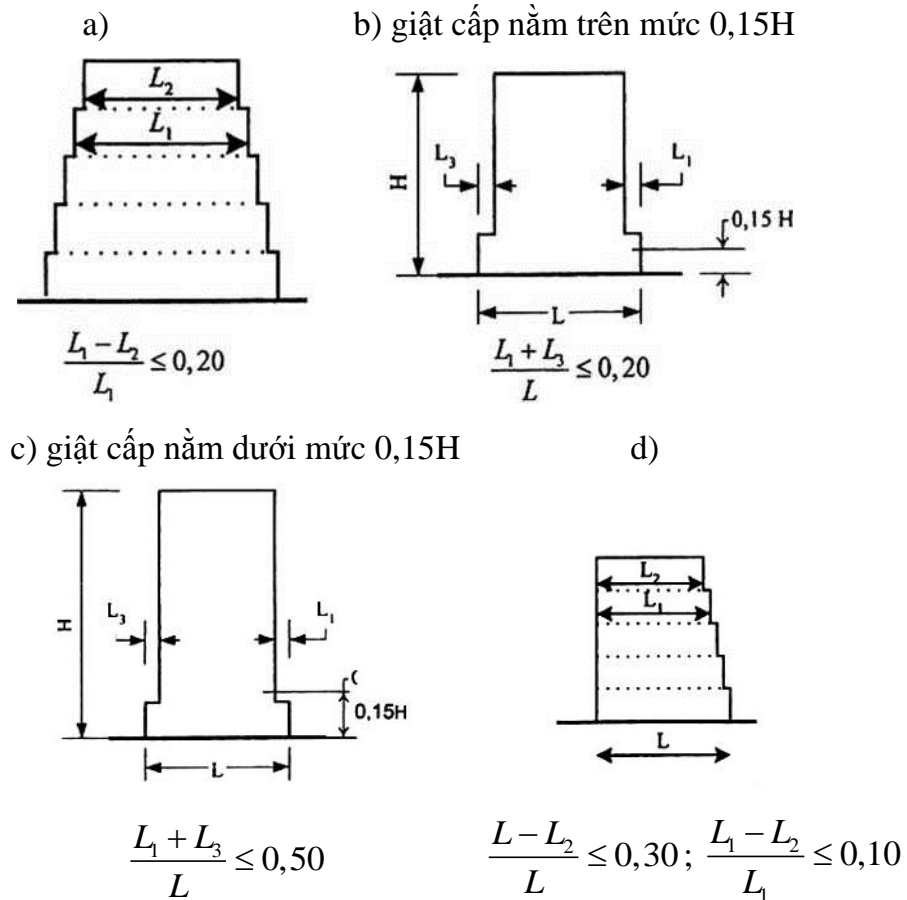
- Khi có giạt cấp thì áp dụng các quy định bổ sung sau:

+ Đối với các giạt cấp liên tiếp mà vẫn giữ được tính đối xứng trục, sự giạt cấp tại bất kỳ tầng nào cũng không được lớn hơn 20% kích thước của mặt bằng kê dưới theo hướng giạt cấp (xem Hình 3.29.a và 3.29.b);

+ Đối với giạt cấp một lần nằm trong phần thấp hơn 15% chiều cao H của hệ kết cấu chính kể từ móng, kích thước chỗ lùi vào không được lớn hơn 50% kích thước mặt bằng ngay phía dưới (xem Hình 3.29.c). Trong trường hợp này, kết cấu của vùng đáy trong phạm vi hình chiếu đứng của các tầng phía trên cần được thiết kế để chịu được ít nhất 75% các lực cắt ngang có thể sinh ra ở vùng này trong một công trình tương tự nhưng có đáy không mở rộng.

+ Nếu các giạt cấp không giữ được tính đối xứng, tổng kích thước của các giạt cấp ở mỗi mặt tại tất cả các tầng không được lớn hơn 30% kích thước mặt bằng tầng

trệt hoặc mặt bằng trên đỉnh của phần cứng phía dưới và kích thước của mỗi giạt cấp không được lớn hơn 10% kích thước mặt bằng liền dưới (xem Hình 3.29.d).



Hình 3. 29. Các tiêu chí về tính đều đặn của nhà có giạt cấp.

### Lực cắt đáy động đất:

- Theo mỗi phương nằm ngang được phân tích, lực cắt đáy động đất  $F_b$  phải được xác định theo biểu thức sau:

$$F_b = S_d(T_1) m \lambda \quad (3.78)$$

trong đó:

$S_d(T_1)$  là tung độ của phổ thiết kế tại chu kỳ  $T_1$  (xem 3.4.4.1(3));

$T_1$  là chu kỳ dao động cơ bản của nhà do chuyển động ngang theo phương đang xét;

$m$  là tổng khối lượng của nhà ở trên móng hoặc ở trên đỉnh của phần cứng phía dưới (tính tải lấy toàn bộ, hoạt tải lấy 50%);

$\lambda$  là hệ số hiệu chỉnh, lấy như sau:  $\lambda = 0,85$  nếu  $T_1 \leq 2, T_C$  với nhà có trên 2 tầng hoặc  $\lambda = 1,0$  với các trường hợp khác.

**CHÚ THÍCH:** Hệ số  $\lambda$  tính đến thực tế là trong các nhà có ít nhất 3 tầng và 3 bậc tự do theo mỗi phương nằm ngang, khối lượng hữu hiệu của dạng dao động cơ bản là trung bình nhỏ hơn 15% so với tổng khối lượng nhà.

- Để xác định chu kỳ dao động cơ bản  $T_1$  của nhà, có thể sử dụng các biểu thức của các phương pháp động lực học công trình (ví dụ phương pháp Rayleigh).

- Đối với nhà có chiều cao không lớn hơn 40 m, giá trị  $T_1$  (tính bằng giây) có thể tính gần đúng theo biểu thức sau:

$$T_1 = C_t H^{3/4} \quad (3.79)$$

trong đó:

$C_t = 0,085$  đối với khung thép không gian chịu mômen;

$C_t = 0,075$  đối với khung bê tông không gian chịu mômen và khung thép có giằng lệch tâm;

$C_t = 0,050$  đối với các kết cấu khác;

$H$  là chiều cao nhà, tính bằng m, từ mặt móng hoặc đỉnh của phần cứng phía dưới.

- Đối với các kết cấu có tường chịu cắt bằng bê tông hoặc khối xây, giá trị  $C_t$  trong biểu thức (3.81) có thể lấy bằng:

$$C_t = 0,075 / \sqrt{A_c} \quad (3.80)$$

trong đó:

$$A_c = \Sigma [A_i \cdot (0,2 + (l_{wi} / H))^2] \quad (3.81)$$

và:

$A_c$  là tổng diện tích hữu hiệu của các tường chịu cắt trong tầng đầu tiên của nhà, tính bằng mét vuông;

$A_i$  là diện tích tiết diện ngang hữu hiệu của tường chịu cắt  $i$  theo hướng đang xét trong tầng đầu tiên của nhà, tính bằng mét vuông;

$H$  là chiều cao nhà, tính bằng m, từ mặt móng hoặc đỉnh của phần cứng phía dưới;

$l_{wi}$  là chiều dài của tường chịu cắt ở tầng đầu tiên theo hướng song song với các lực tác động, tính bằng mét, với điều kiện:  $l_{wi} / H$  không được vượt quá 0,9.

- Một cách khác có thể xác định  $T_1$  (s) theo biểu thức sau:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d} \quad (3.82)$$

trong đó:

$d$  là chuyển vị ngang đàn hồi tại đỉnh nhà, tính bằng mét, do các lực trọng trường tác dụng theo phương ngang gây ra.

#### **Phân bố lực động đất nằm ngang:**

- Các dạng dao động cơ bản theo các phương nằm ngang được xét của nhà có thể được xác định bằng các phương pháp động lực học công trình hoặc có thể lấy gần đúng bằng các chuyển vị ngang tầng tuyến tính dọc theo chiều cao của nhà.

- Tác động động đất phải được xác định bằng cách đặt các lực ngang  $F_i$  vào tất cả các tầng  $i$  ở hai mô hình phẳng

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (3.83)$$

trong đó:

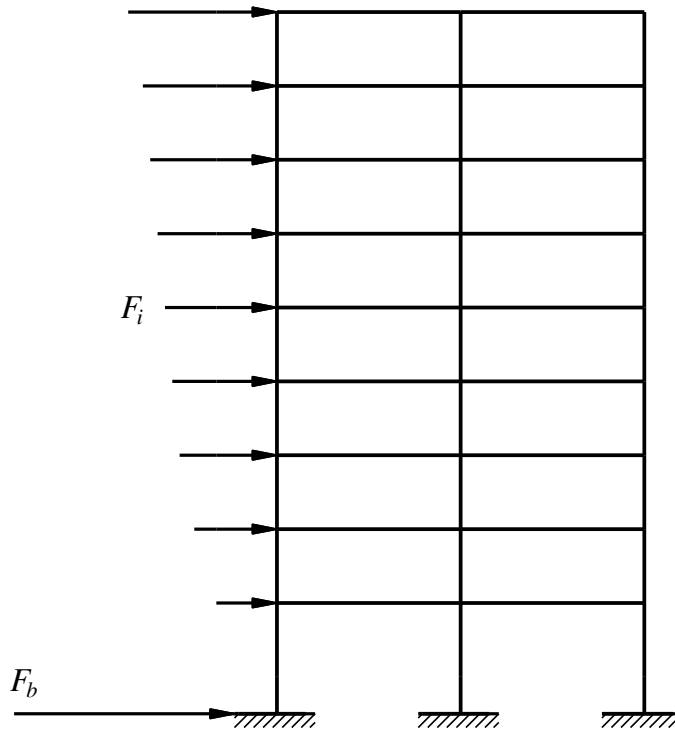
$F_i$  là lực ngang tác dụng tại tầng thứ  $i$ ;

$F_b$  là lực cắt đáy do động đất tính theo (3.80);

$s_i, s_j$  lần lượt là chuyển vị của các khối lượng  $m_i, m_j$  trong dạng dao động cơ bản (các thành phần chuyển vị  $s_i, s_j$  theo phương  $X$ , phương  $Y$  chính là các véc tơ riêng  $UX, UY$  trong Etabs) ;

$m_i, m_j$  là khối lượng của các tầng tính như phần sau.

- Lực nằm ngang  $F_i$  xác định theo điều này phải được phân bố cho hệ kết cấu chịu tải ngang với giả thiết sàn cứng trong mặt phẳng của chúng.



Hình 3. 30. Phân phối lực động đất lên tầng thứ  $i$ .

### Khối lượng công trình $m$ :

Các hiệu ứng quán tính của tác động động đất thiết kế phải được xác định có xét đến các khối lượng liên quan tới tất cả các lực trọng trường xuất hiện trong tổ hợp tải trọng sau:

$$\Sigma G_{k,j} "+" \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.84)$$

trong đó:

$\psi_{E,i}$  là hệ số tổ hợp tải trọng đối với tác động thay đổi thứ  $i$ ;

Các hệ số tổ hợp  $\psi_{E,i}$  xét đến khả năng là tác động thay đổi  $Q_{k,i}$  không xuất hiện trên toàn bộ công trình trong thời gian xảy ra động đất. Các hệ số này còn xét đến sự tham gia hạn chế của khối lượng vào chuyển động của kết cấu do mối liên kết không cứng giữa chúng.

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i} \quad (3.85)$$

trong đó:  $\psi_{2,i}$  là hệ số tổ hợp đối với các giá trị gần như thường xuyên của tải trọng tạm thời  $i$ . Các giá trị  $\psi_{2,i}$  cho trong Bảng 3.12.

Bảng 3. 12. Các giá trị  $\psi_{2,i}$  đối với nhà

Tác động	$\psi_{2,i}$
Tải trọng đặt lên nhà, loại	
Loại A: Khu vực nhà ở, gia đình	0,3
Loại B: Khu vực văn phòng	0,3
Loại C: Khu vực hội họp	0,6
Loại D: Khu vực mua bán	0,6
Loại E: Khu vực kho lưu trữ	0,8
Loại F: Khu vực giao thông, trọng lượng xe $\leq 30$ kN	0,6
Loại G: Khu vực giao thông, $30 \text{ kN} \leq$ trọng lượng xe $\leq 160$ kN	0,3
Loại H: Mái	0

Các giá trị  $\varphi$  cho trong Bảng 3.13.

Bảng 3. 13. Giá trị của  $\varphi$  để tính toán  $\psi_{E,i}$

Loại tác động thay đổi	Tầng	$\varphi$
Các loại từ A - C*	Mái	1,0
	Các tầng được sử dụng đồng thời	0,8
	Các tầng được sử dụng độc lập	0,5
Các loại từ D-F* và kho lưu trữ		1,0
* Các loại tác động thay đổi được định nghĩa trong Bảng 3.12.		

**Chú ý:** Động đất có thể tác động lên nhà theo phương bất kỳ trong không gian. Nhà cao tầng thường được thiết kế với hình dáng mặt bằng và mặt đứng đơn giản, tải trọng động đất được xem như tác động theo hai phương theo hai trục dọc và ngang của nhà. Tuy nhiên, khi mặt bằng nhà phức tạp cần chọn phương tính toán bất lợi nhất.

Tác động của tải trọng động đất theo phương thẳng đứng của nhà cao tầng có thể không xét tới. Theo tiêu chuẩn, đối với các kết cấu công xon nằm ngang hoặc xiên, kết



cầu vòm, dàn khẩu độ từ 24m trở lên xây dựng trong vùng động đất còn phải tính toán theo phương thẳng đứng.

### 3.4.5. Số dạng dao động cần xét đến trong tính toán động đất

Trong tính toán, nhà cao tầng lấy bao nhiêu dạng dao động tùy thuộc mức độ tham gia của dạng dao động đó vào dạng dao động chung của công trình, thông thường chỉ xét 3 dạng dao động chính đầu tiên vì nó ảnh hưởng lớn nhất tới phản ứng toàn phần của hệ kết cấu, số dạng dao động xem xét sẽ tăng thêm với kết cấu có chu kỳ dao động riêng cơ bản lớn hơn 1,5s và kết cấu có tỷ số chiều cao trên chiều rộng lớn hơn 5.

Việc tổ hợp các phản ứng của các dạng dao động chính thường được thực hiện theo phương pháp căn bậc hai của tổng bình phương.

Đối với nhà cao tầng sau khi tính được lực động đất tác động vào sàn thứ  $k$  ứng với  $n$  dạng dao động đầu tiên là  $F_{k1}, F_{k2}, \dots, F_{kn}$ , ta tổ hợp các giá trị trên để xác định lực động đất tác dụng vào sàn thứ  $k$ .

$$F_k = \sqrt{F_{k1}^2 + F_{k2}^2 + \dots + F_{kn}^2} \quad (3.86)$$

### 3.4.6. Tổ hợp các hệ quả của các thành phần tác động động đất

#### 3.4.6.1. Tổ hợp các hệ quả các thành phần tác động động đất theo phương ngang

Như đã biết, tác động động đất có thể xuất hiện theo bất kỳ hướng nào trong không gian nên việc giả thiết lực động đất tác động dọc theo các trục chính của nhà chỉ mang tính quy ước. Vì lý do này các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn thường kiến nghị phải tổ hợp các hệ quả tác động động đất theo phương ngang (nội lực và chuyển vị) được xác định một cách độc lập theo cả hai phương vuông góc với nhau. Tiêu chuẩn TCVN 9386:2012 quy định các thành phần ngang của tác động động đất phải tác động đồng thời theo cả hai hướng chính của nhà và không phụ thuộc vào phương pháp tính toán. Việc tổ hợp các thành phần ngang của tác động động đất có thể thực hiện theo một trong hai cách như sau

#### 1- Cách thứ nhất

Trước hết phản ứng của kết cấu đối với mỗi thành phần ngang của tác động động đất được xác định một cách độc lập bằng cách sử dụng các quy tắc tổ hợp đối với các phản ứng dạng dao động chính. Tiếp sau đó, giá trị lớn nhất của mỗi hệ quả tác động lên kết cấu do hai thành phần ngang của tác động động đất được xác định bằng cách lấy căn bậc hai của tổng các bình phương các giá trị hệ quả tác động do mỗi thành phần ngang gây ra:

$$E_{Ed\max} = \pm \sqrt{E_{Edx}^2 + E_{Edy}^2} \quad (3.87)$$

trong đó:  $E_{Ed\max}$  là các giá trị hệ quả (mô men uốn, mô men xoắn, lực cắt, lực dọc, chuyển vị) tác động lớn nhất do tác động đồng thời của các lực động đất ngang trong cả hai phương chính gây ra;

$E_{Edx}$  và  $E_{Edy}$  tương ứng là các giá trị hệ quả tác động do các lực động đất tác động theo phương  $x-x$  và  $y-y$  gây ra.

Nói chung nếu dùng kết quả xác định theo (3.90) để tổ hợp với các hệ quả do các loại tải trọng khác gây ra, ta sẽ được các giá trị phản ứng quá thiên về an toàn. Do đó các tiêu chuẩn thiết kế kháng chấn cho phép dùng cách tổ hợp thứ hai sau đây.

## 2- Cách thứ hai

Trong thực tế, lực động đất tác động theo hai phương ngang vuông góc với nhau không phải lúc nào cũng cùng pha với nhau, do đó có thể sử dụng một phương án tổ hợp khác trong đó lấy 100% hệ quả tác động động đất theo một phương kết hợp với 30% hệ quả tác động động đất theo phương vuông góc. Cụ thể như sau

$$E_{Ed} = E_{Edx} + 0,30E_{Edy}; \quad E_{Ed} = 0,30E_{Edx} + E_{Edy} \quad (3.88)$$

trong đó: Dấu của mỗi thành phần trong các tổ hợp kể trên phải lấy theo hệ quả tác động riêng đang xét bất lợi nhất.

Đối với các công trình nhà thỏa mãn các tiêu chí về tính đều đặn trong mặt bằng, trong đó các tường hoặc các hệ giằng độc lập theo hai phương ngang chính là các cấu kiện kháng chấn chính duy nhất, thì tác động động đất dọc theo hai trục ngang chính vuông góc của kết cấu có thể được giả thiết tác động độc lập và không áp dụng cách tổ hợp trên.

### 3.4.6.2. Tổ hợp các thành phần của tác động động đất theo phương đứng và ngang

Theo tiêu chuẩn TCVN 9386-2012, nếu gia tốc chuyển động địa chấn theo phương thẳng đứng  $a_{vg}$  lớn hơn  $0,25g$  ( $2,5 \text{ m/s}^2$ ) cần phải xét tới thành phần thẳng đứng của tác động động đất trong các trường hợp sau:

Các bộ phận kết cấu nằm ngang hoặc gần như nằm ngang có nhịp bằng hoặc lớn hơn 20 m; Các thành phần kết cấu dạng côngxôn nằm ngang hoặc gần như nằm ngang dài hơn 5 m; Các thành phần kết cấu ứng lực trước nằm ngang hoặc gần như nằm ngang; Các dầm đỡ các cột; Các kết cấu có cách chấn đáy.

Khi các bộ phận kết cấu trên phải xét tới các thành phần tác động động đất theo phương ngang, có thể sử dụng ba tổ hợp sau để tính toán các hệ quả tác động

$$\begin{cases} E_{Ed} = E_{Edx} + 0,30E_{Edy} + 0,30E_{Edz} \\ E_{Ed} = 0,30E_{Edx} + E_{Edy} + 0,30E_{Edz} \\ E_{Ed} = 0,30E_{Edx} + 0,30E_{Edy} + E_{Edz} \end{cases} \quad (3.89)$$

$E_{Edz}$  là biểu thị các hệ quả tác động do tác dụng của thành phần thẳng đứng của tác động động đất thiết.

Lực động đất trên mỗi tầng được gán vào tâm cứng của mỗi tầng đó.

### 3.4.6.3. Các tổ hợp tác động động đất với các tác động khác

Giá trị thiết kế  $E_d$  của các hệ quả tác động do động đất gây ra phải được xác định theo công thức:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} "+" "P" "+" A_{Ed} "+" \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.90)$$

trong đó:  $G_{k,j}$  là giá trị đặc trưng của tĩnh tải;

$Q_{k,i}$  là giá trị đặc trưng của hoạt tải;

$A_{Ed}$  là giá trị thiết kế của tác động động đất;

$\psi_{2,i}$  được xác định theo (Bảng 3.11)

$P$  là giá trị thiết kế của tác động ứng lực trước;

"+" có nghĩa là “tổ hợp với”.

#### Ví dụ:

Cho công trình tại Thành phố Tuy Hòa – Tỉnh Phú Yên.

Công trình khung BTCT toàn khối 6 tầng, với chiều cao mỗi tầng là 3,9m, nền sử dụng móng cọc ép BTCT tựa lên nền loại C. Gia tốc đỉnh nền tham chiếu  $a_{gR} = 0,069g$ . Mức độ tầm quan trọng của công trình: **Cấp I**. Kết quả phân tích dao động theo phương X được thể hiện như sau:

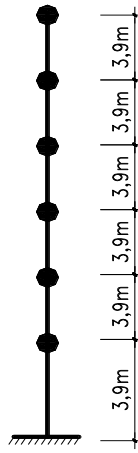
STT	Tầng	$m_j$ (kNs <sup>2</sup> /m)	Chu kỳ của 4 dạng dao động đầu tiên (s)			
			Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4
			<b>T<sub>1</sub> = 0,619</b>	<b>T<sub>2</sub> = 0,145</b>	<b>T<sub>3</sub> = 0,064</b>	<b>T<sub>4</sub> = 0,0402</b>
1	<b>1</b>	1039,8	0,0034	0,0257	-0,0391	0,0556
2	<b>2</b>	1039,8	0,0131	0,0669	-0,0562	0,0165
3	<b>3</b>	1039,8	0,0259	0,0831	-0,0079	-0,0531
4	<b>4</b>	1039,8	0,0401	0,0378	0,047	0,0004
5	<b>5</b>	1039,8	0,0543	-0,0041	0,0324	0,0509
6	<b>6</b>	1039,8	0,0676	-0,0546	-0,0407	-0,0288

#### Yêu cầu:

1. Xác định sơ đồ tính khi tính toán dao động của công trình. Công trình có bao nhiêu bậc tự do động? Giải thích?;
2. Tính toán lực động đất phân bố lên mỗi tầng theo phương X theo phương pháp phân tích tĩnh lực ngang tương đương?;
3. Tính toán lực động đất phân bố lên mỗi tầng theo phương X theo phương pháp phân tích phổ phản ứng?.

#### Giải quyết vấn đề:

1. Sơ đồ tính của công trình khi dao động:



Số bậc tự do động của công trình: 6 bậc tự do

Giải thích:

- + Xem sàn tuyệt đối cứng trong mặt phẳng ngang và toàn bộ khối lượng của mỗi tầng tập trung ở mức sàn.
- + Chuyển vị dọc trục được xem là bé so với chuyển vị ngang của công trình.
- + Kết cấu chịu lực theo phương đứng (cột, vách) được bảo toàn độ cứng ngang và không có khối lượng.

2. Tính toán lực động đất phân bố lên mỗi tầng theo phương X theo phương pháp phân tích tĩnh lực ngang tương đương.

**\* Đặc điểm công trình**

- Địa điểm xây dựng: Tỉnh, thành: **Phú Yên**  
 Quận, huyện: **Tuy Hòa**  
 Loại nền đất: **C**

- Hệ số tầm quan trọng:  $\gamma_1 =$  **1,25**

**\* Các thông số dẫn xuất:**

Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
- Gia tốc nền quy đổi	$a_{gRo}$	<b>0,0690</b>	
- Gia tốc nền	$a_{gR}$	<b>0,6769</b>	$m/s^2$
- Gia tốc nền thiết kế	$a_g$	<b>0,8461</b>	$m/s^2$
- Thông số xác định phổ với đất nền loại C	S	<b>1,15</b>	
	$T_B$	<b>0,2</b>	s
	$T_C$	<b>0,6</b>	s
	$T_D$	<b>2</b>	s
- Hệ số ứng xử	q	<b>3,9</b>	
- Hệ số xác định cận dưới	$\beta$	<b>0,2</b>	
- Hệ số điều chỉnh	$\lambda$	<b>1</b>	

Lưu ý: Nếu  $\lambda=0,85$  khi  $T_1 \leq 2T_c$  kết quả tính toán vẫn được chấp nhận

**\* Bảng xác định lực động đất phân phối lên các tầng theo phương X**

Chu kỳ dao động, T (s)	<b>0,62</b>
Giá trị phổ phiệt kế, $S_d$ (m/s <sup>2</sup> )	<b>0,6050</b>
Tổng khối lượng, m (kNs <sup>2</sup> /m)	<b>6238,6</b>
Lực cắt đáy, $F_{bx}$ (kN)	<b>3774,0</b>

STT	Tầng	$m_i$ (kN.s <sup>2</sup> /m)	$s_i$	$m_i \cdot s_i$	$F_{Xi}$ (kN)
1	<b>6</b>	1039,8	0,0676	70,2878	1248,2
2	<b>5</b>	1039,8	0,0543	56,4590	1002,6
3	<b>4</b>	1039,8	0,0401	41,6944	740,4
4	<b>3</b>	1039,8	0,0259	26,9298	478,2
5	<b>2</b>	1039,8	0,0131	13,6209	241,9
6	<b>1</b>	1039,8	0,0034	3,5352	62,8
<b>TỔNG</b>				<b>212,5269</b>	<b>3774,0</b>

3. Tính toán lực động đất phân bố lên mỗi tầng theo phương X theo phương pháp phân tích phổ phản ứng.

**Bảng xác định lực động đất phân phối lên các tầng theo phương X, dạng dao động thứ 1**

Chu kỳ dao động, T (s) **0,62**

Giá trị phổ phiệt kế,  $S_d$  (m/s<sup>2</sup>) **0,6050**

STT	Tầng	$m_k$ (kN.s <sup>2</sup> /m)	$s_j$	$m_k \cdot s_{kj}$	$m_k \cdot s_{kj}^2$	$F_{Xi}$ (kN)
1	<b>1</b>	1039,8	0,0034	3,5352	0,0120	43,8
2	<b>2</b>	1039,8	0,0131	13,6209	0,1784	168,8
3	<b>3</b>	1039,8	0,0259	26,9298	0,6975	333,7
4	<b>4</b>	1039,8	0,0401	41,6944	1,6719	516,6
5	<b>5</b>	1039,8	0,0543	56,4590	3,0657	699,5
6	<b>6</b>	1039,8	0,0676	70,2878	4,7515	870,8
<b>TỔNG</b>		<b>6238,6</b>		<b>212,5269</b>	<b>10,3771</b>	<b>2633,2</b>
<b>Khối lượng hữu hiệu(kN.s<sup>2</sup>/m)</b>					<b>4352,6516</b>	
<b>Phần trăm khối lượng hữu hiệu(%)</b>					<b>69,7701</b>	

**Bảng xác định lực động đất phân phối lên các tầng theo phương X, dạng dao động thứ 2**

Chu kỳ dao động, T (s) **0,14**

Giá trị phổ phiến kế,  $S_d$  (m/s<sup>2</sup>) **0,6307**

STT	Tầng	$m_k$ (kN.s <sup>2</sup> /m)	$s_j$	$m_k \cdot s_{kj}$	$m_k \cdot s_{kj}^2$	$F_{Xi}$ (kN)
1	1	1039,8	0,0257	26,6698	0,6841	158,1
2	2	1039,8	0,0669	69,5599	4,6536	412,3
3	3	1039,8	0,0831	86,4041	7,1802	512,1
4	4	1039,8	0,0378	39,3029	1,4857	232,9
5	5	1039,8	-0,0041	-4,2630	0,0175	-25,3
6	6	1039,8	-0,0546	-56,7709	3,0997	-336,5
<b>TỔNG</b>		<b>6238,6</b>		<b>160,9029</b>	<b>17,1206</b>	<b>953,7</b>
<b>G</b>						
<b>Khối lượng hữu hiệu(kN.s<sup>2</sup>/m)</b>					<b>1512,1942</b>	
<b>Phần trăm khối lượng hữu hiệu(%)</b>					<b>24,2395</b>	

Các dạng dao động cần phân tích:

- Tổng phần trăm khối lượng hữu hiệu của 2 mode dao động đầu tiên theo phương X:

$$\%W = 69,7701 + 24,2395 = 94,0096 \% > 90 \%$$

- Phần trăm khối lượng hữu hiệu của mỗi mode dao động theo phương X lớn hơn 5%

Vậy sử dụng 2 mode đầu tiên có ảnh hưởng lớn nhất đến phản ứng của kết cấu để tính phổ phản ứng và không cần sử dụng mode 3 và 4.

### 3.5. Tổ hợp tải trọng

Đối với nhà cao tầng: hoạt tải đứng có thể chỉ xét trường hợp chất đầy lên tất cả các tầng mà không phải thực hiện việc bố trí các trường hợp bất lợi của hoạt tải để tổ hợp (xem gần đúng).

Các trường hợp tải trọng:

- (1) Tĩnh tải toàn bộ (chất đầy các tầng);
- (2) Hoạt tải đứng (chất đầy các tầng);
- (3) Gió X (cả gió tĩnh + gió động);
- (4) Gió XX (cả gió tĩnh + gió động), ngược chiều với gió X;
- (5) Gió Y (cả gió tĩnh + gió động);

- (6) Gió YY (cả gió tĩnh + gió động), ngược chiều với gió Y;
- (7) Động đất theo phương X;
- (8) Động đất theo phương XX;
- (9) Động đất theo phương Y;
- (10) Động đất theo phương YY;

**1- Nếu công trình không tính đến động đất**

- TH1:  $1 \times (1) + 1 \times (2)$ ;
- TH2:  $1 \times (1) + 1 \times (3)$ ;
- TH3:  $1 \times (1) + 1 \times (4)$ ;
- TH4:  $1 \times (1) + 1 \times (5)$ ;
- TH5:  $1 \times (1) + 1 \times (6)$ ;
- TH6:  $1 \times (1) + 0,9 \times [(2) + (3)]$ ;
- TH7:  $1 \times (1) + 0,9 \times [(2) + (4)]$ ;
- TH8:  $1 \times (1) + 0,9 \times [(2) + (5)]$ ;
- TH9:  $1 \times (1) + 0,9 \times [(2) + (6)]$ ;
- TH10:  $1 \times (1) + 0,9 \times (2) + 0,9 \times \sin 45^\circ [(3) + (5)]$ ;
- TH11:  $1 \times (1) + 0,9 \times (2) + 0,9 \times \sin 45^\circ [(3) + (6)]$ ;
- TH12:  $1 \times (1) + 0,9 \times (2) + 0,9 \times \sin 45^\circ [(4) + (5)]$ ;
- TH13:  $1 \times (1) + 0,9 \times (2) + 0,9 \times \sin 45^\circ [(4) + (6)]$ ;
- TH14 (TH bao): ENVE[TH1, TH2, ..., TH13].

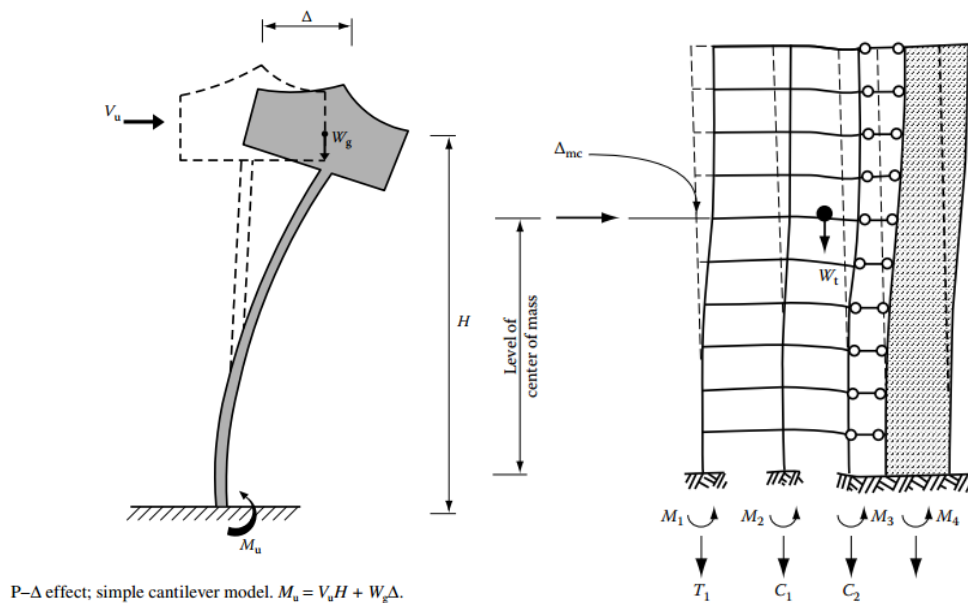
**2- Nếu công trình tính đến động đất**

- TH1:  $1 \times (1) + 1 \times (2)$ ;
- TH2:  $1 \times (1) + 1 \times (3)$ ;
- TH3:  $1 \times (1) + 1 \times (4)$ ;
- TH4:  $1 \times (1) + 1 \times (5)$ ;
- TH5:  $1 \times (1) + 1 \times (6)$ ;
- TH6:  $1 \times (1) + 0,9 \times [(2) + (3)]$ ;
- TH7:  $1 \times (1) + 0,9 \times [(2) + (4)]$ ;
- TH8:  $1 \times (1) + 0,9 \times [(2) + (5)]$ ;
- TH9:  $1 \times (1) + 0,9 \times [(2) + (6)]$ ;
- TH10:  $1 \times (1) + 0,9 \times (2) + 0,9 \times \sin 45^\circ [(3) + (5)]$ ;
- TH11:  $1 \times (1) + 0,9 \times (2) + 0,9 \times \sin 45^\circ [(3) + (6)]$ ;
- TH12:  $1 \times (1) + 0,9 \times (2) + 0,9 \times \sin 45^\circ [(4) + (5)]$ ;

- TH13:  $1 \times (1) + 0,9 \times (2) + 0,9 \times \sin 45^\circ [(4) + (6)]$ ;  
 TH14:  $0,9 \times (1) + 0,8 \times (2) + (7)$ ;  
 TH15:  $0,9 \times (1) + 0,8 \times (2) + (8)$ ;  
 TH16:  $0,9 \times (1) + 0,8 \times (2) + (9)$ ;  
 TH17:  $0,9 \times (1) + 0,8 \times (2) + (10)$ ;  
 TH18:  $0,9 \times (1) + 0,8 \times (2) + (7) + 0,3 \times (9)$ ;  
 TH19:  $0,9 \times (1) + 0,8 \times (2) + (7) + 0,3 \times (10)$ ;  
 TH20:  $0,9 \times (1) + 0,8 \times (2) + (9) + 0,3 \times (7)$ ;  
 TH21:  $0,9 \times (1) + 0,8 \times (2) + (9) + 0,3 \times (8)$ ;  
 TH(n): .....;  
 TH(n+1)(TH bao): ENVE [TH1, TH2, ..., TH(n)].

### 3.6. Các hiệu ứng bậc hai (hiệu ứng P - Δ)

Khi các kết cấu mềm, dễ biến dạng, ví dụ như khung BTCT chịu các lực ngang, các chuyển vị ngang phát sinh sẽ làm tăng mô men lật. Sự gia tăng mô men uốn này xảy ra là do tải trọng thẳng đứng P tác động lên khung cũng bị dịch chuyển theo sự biến dạng của khung. Hiệu ứng này được gọi là hiệu ứng P - Δ, hoặc gọi là hiệu ứng bậc hai. Hiệu ứng này càng lớn nếu chuyển vị ngang và/hoặc tải trọng thẳng đứng càng lớn. Ở kết cấu rất mềm, hiện tượng này sẽ có thể làm kết cấu mất ổn định và gây ra sụp đổ. Đa số các kết cấu làm việc đàn hồi – dẻo đều có chuyển vị ngang lớn và kèm theo đó là các hiệu ứng bậc hai lớn.



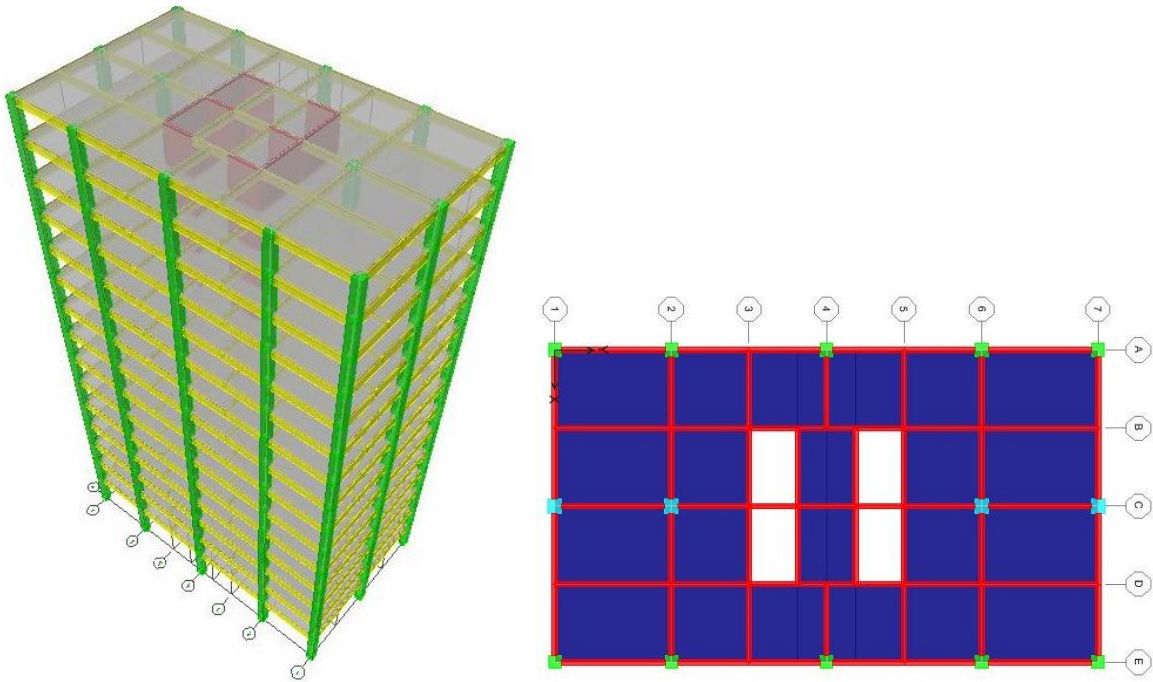
Hình 3. 31. Hiệu ứng P - Δ của mô hình công xôn.

### 3.7. Ví dụ tính toán

**Thực hành tính toán tải trọng động đất tác dụng lên công trình**



Sau đây trình bày hai cách phân tích tĩnh lực ngang tương đương và phổ phân ứng dạng dao động cho cùng một bài toán. Từ đó đưa ra các nhận xét về kết quả tính.



Xét bài toán có mô hình kết cấu thỏa các điều kiện để phân tích bằng phương pháp tĩnh lực ngang tương đương.

Các chu kỳ dao động cơ bản  $T_1$  theo hai hướng nhỏ hơn các giá trị sau:

$$T_1 \leq \begin{cases} 4.T_c \\ 2,0s \end{cases}$$

Thỏa mãn nhưng tiêu chí về tình đều đặn theo mặt đứng.

**a. Phương pháp tĩnh lực ngang tương đương**

Các bảng sau là kết quả tính phân tích chu kỳ dao động, khối lượng và chuyển vị tầng:

Bảng 3. 14. Các chu kỳ dao động cơ bản

Chu kỳ dao động cơ bản (s)	$T_{1x}$	$T_{1y}$
		1.11

Bảng 3. 15. Khối lượng và chuyển vị tầng theo dạng dao động cơ bản.

		Story displacements	
		$T_{1x}$	$T_{1y}$
Story	$m_j$ (Kg)	Story	$s_j$
1	379081	1	-0.0004
2	477552	2	-0.0012
3	477552	3	-0.0021
4	477552	4	-0.0033
5	477552	5	-0.0046
6	477552	6	-0.0061
7	477552	7	-0.0077
8	477552	8	-0.0094
9	477552	9	-0.0111
10	477552	10	-0.0128
11	477552	11	-0.0146
12	477552	12	-0.0163
13	477552	13	-0.0181
14	477552	14	-0.0198
15	477552	15	-0.0214

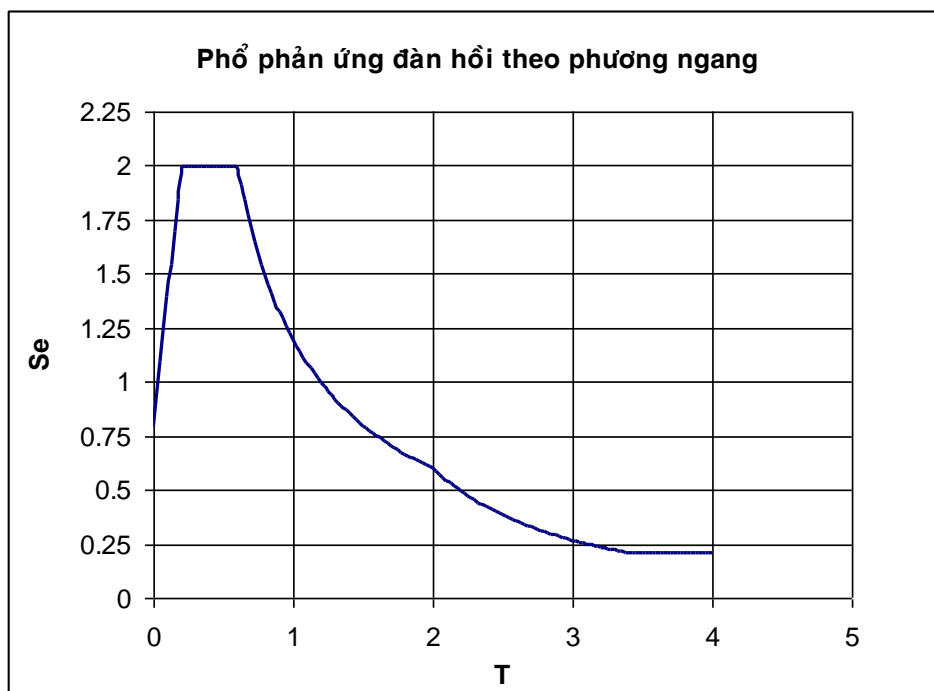
  

$M =$	7064809
-------	---------

Giả sử có số liệu tính động đất cho công trình như sau.

<b>1</b>	Loại đất nền C	Gia tốc nền tham chiếu (g)	S	$T_B$ (s)	$T_c$ (s)	$T_d$ (s)
			1.15	0.20	0.60	2.00
			$a_{gR} = 0.0848g$		$\gamma_1 = 1.25$	
					$q_h = 1.50$	

Từ đó xây dựng phổ phản ứng dạng dao động thiết kế cho công trình như sau:



Tính lực cắt đáy móng thiết kế theo công thức sau:

$$F_b = S_d(T_1)M\lambda$$

trong đó:

$S_d(T_1)$  - Tung độ của phổ thiết kế tại chu kỳ  $T_1$ ;

$T_1$  - Chu kỳ dao động cơ bản do chuyển động ngang theo phương đang xét;

$\lambda$  - Hệ số hiệu chỉnh, lấy như sau:

$\lambda = 0,85$  nếu  $T_1 \leq 2T_C$  với nhà > 2 tầng;  $\lambda = 1,0$  với các trường hợp khác.

$M$  - Tổng khối lượng nhà ở trên móng để tính lực cắt đáy móng  $F_b$ , xác định bằng:

$$M = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} Q_{k,i}$$

$G_{k,j}$  - tĩnh tải tính toán thứ  $j$ ;  $Q_{k,i}$  - hoạt tải tính toán thứ  $i$ ;

$\psi_{E,i}$  - hệ số tổ hợp tải trọng đối với tác động thay đổi thứ  $i$ ;

Hoạt tải đặt lên nhà	$\psi_2$	$\phi$	$\psi_E = \phi \times \psi_2$
Loại A: Khu vực nhà ở, gia đình	0,3	0,8	0,24
Loại B: Khu vực văn phòng	0,3	0,8	0,24
Loại C: Khu vực hội họp	0,6	0,8	0,48
Loại D: Khu vực mua bán	0,6	1,0	0,6
Loại E: Khu vực kho lưu trữ	0,8	1,0	0,8

### Theo phương X

Từ chu kỳ dao động cơ bản theo phương X:  $T_{1X}=1.109$ , tính được  $S_d(T_{1X}, \xi) = 1.0783$

Lực cắt đáy móng:

$$F_{bX} = 1.0783 \times 7064809 \times 1 = 7617983(N)$$

Phân phối lực cắt đáy cho các tầng theo công thức sau:

$$F_k = \frac{s_k m_k}{\sum s_j m_j} \times F_b$$

trong đó:

$F_k$  - lực ngang tác dụng tại tầng thứ  $k$ ;

$F_b$  - lực cắt đáy do động đất;

$s_k, s_j$  - chuyển vị của các khối lượng  $m_k, m_j$  trong dạng dao động cơ bản;

$m_k, m_j$  khối lượng của các tầng.

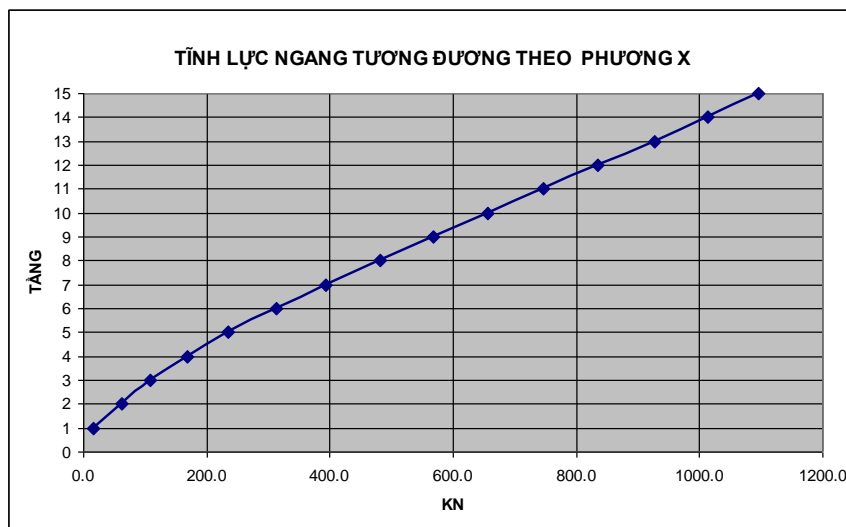
Từ công thức  $F_k$  và số liệu trong bảng 2, tính được lực ngang phân phối lên tầng như sau:

Phân phối tải ngang theo phương X lên từng tầng:

F <sub>bx</sub> = 7617.983 KN				
Story	m <sub>i</sub> (Kg)	s <sub>j</sub>	m <sub>i</sub> s <sub>j</sub>	F <sub>kx</sub> (KN)
1	379081	-0.0004	-151.6325	16.3
2	477552	-0.0012	-573.0624	61.4
3	477552	-0.0021	-1002.859	107.5
4	477552	-0.0033	-1575.921	168.9
5	477552	-0.0046	-2196.739	235.5
6	477552	-0.0061	-2913.067	312.3
7	477552	-0.0077	-3677.15	394.2
8	477552	-0.0094	-4488.988	481.2
9	477552	-0.0111	-5300.827	568.2
10	477552	-0.0128	-6112.665	655.2
11	477552	-0.0146	-6972.259	747.4
12	477552	-0.0163	-7784.097	834.4
13	477552	-0.0181	-8643.69	926.5
14	477552	-0.0198	-9455.529	1013.6
15	477552	-0.0214	-10219.61	1095.5

M =		7064809		-71068.1	
-----	--	---------	--	----------	--



**Theo phương Y**

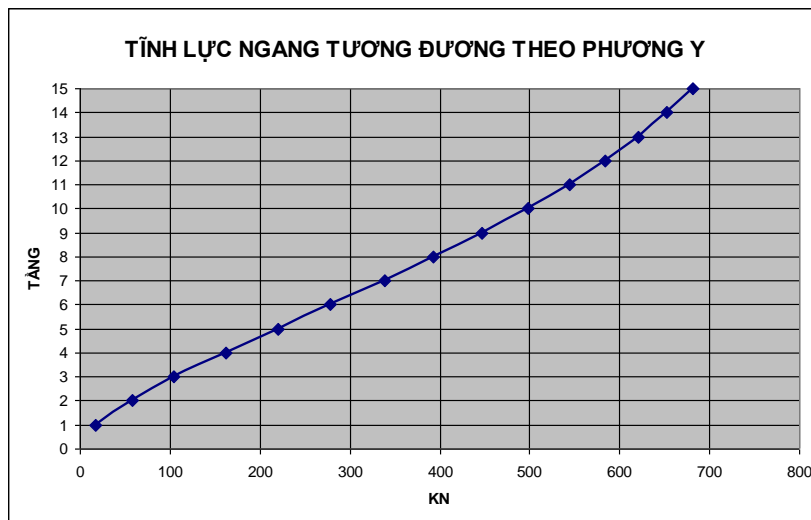
Từ chu kì dao động cơ bản theo phương Y:  $T_{1Y} = 1.509$ , tính được  $S_d(T_{1Y}, \xi) = 0.7925$

Lực cắt đáy móng:

$$F_{bY} = 0.7925 \times 7064809 \times 1 = 5598861(N)$$

Bảng 3. 16. Phân phối tải ngang theo phương Y lên từng tầng.

$F_{bY} = 5598.861 \quad \text{KN}$				
Story	$m_j(\text{Kg})$	$s_j$	$m_j s_j$	$F_{kY} (\text{KN})$
1	379081	0.0006	227.4487	17.2
2	477552	0.0016	764.0831	57.7
3	477552	0.0029	1384.901	104.6
4	477552	0.0045	2148.984	162.3
5	477552	0.0061	2913.067	220.0
6	477552	0.0077	3677.15	277.6
7	477552	0.0094	4488.988	338.9
8	477552	0.0109	5205.316	393.0
9	477552	0.0124	5921.644	447.1
10	477552	0.0138	6590.217	497.6
11	477552	0.0151	7211.035	544.5
12	477552	0.0162	7736.342	584.1
13	477552	0.0172	8213.894	620.2
14	477552	0.0181	8643.69	652.6
15	477552	0.0189	9025.732	681.5
$M = 7064809$		$74152.49$		



**b. Phương pháp phân tích phổ dạng dao động**

Theo phương pháp này, phải xét đến tất cả dạng dao động góp phần đáng kể vào phản ứng tổng thể của nhà, trong tính toán thực hành, có thể sử dụng các điều kiện sau:

$$\begin{cases} k \geq 3\sqrt{n} \\ T_k \leq 0,2s \end{cases}$$

trong đó:

$k$  số dạng dao động được xét tới trong tính toán;

$n$  số tầng ở trên móng hoặc đỉnh của phần cứng phía dưới;

$T_k$  chu kỳ dao động của dạng thứ  $k$  (chu kỳ dao động bé nhất được xét đến tính toán).

Nhà 15 tầng  $\Rightarrow k \geq 3\sqrt{15} = 11.6$ , chọn  $k = 12$ . Phân tích với 12 dạng dao động đầu tiên.

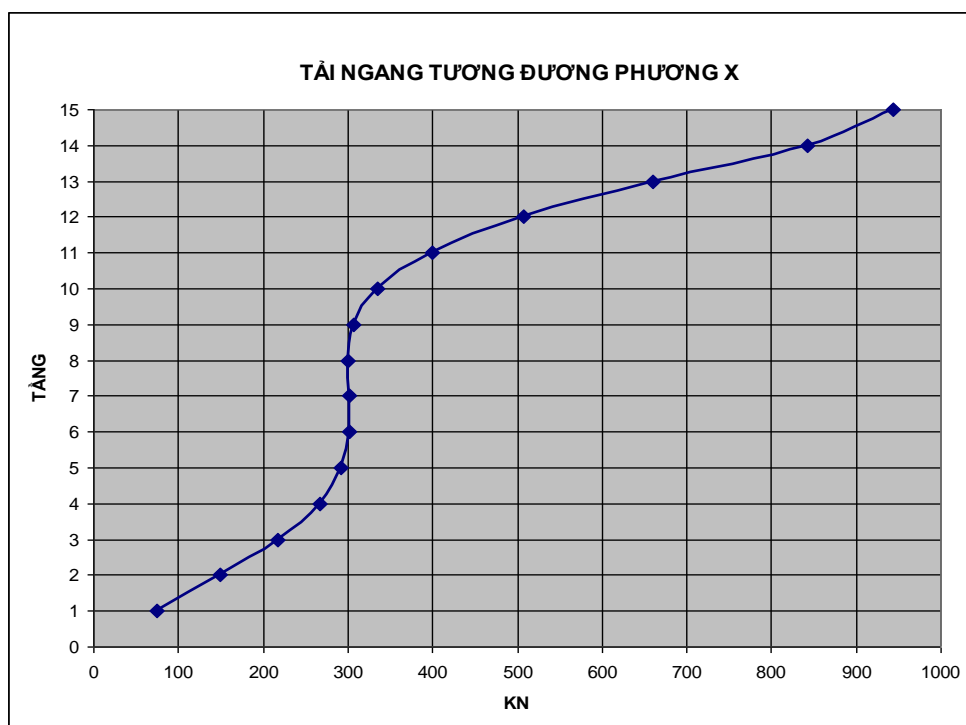
Bảng 3. 17. Chu kì dao động

Mode	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Period	1.510	1.297	1.110	0.436	0.375	0.248	0.212	0.189	0.126	0.121	0.110	0.088

Có thể thấy dạng dao động thứ 12 có chu kì  $0.008s < 0.2s$ .

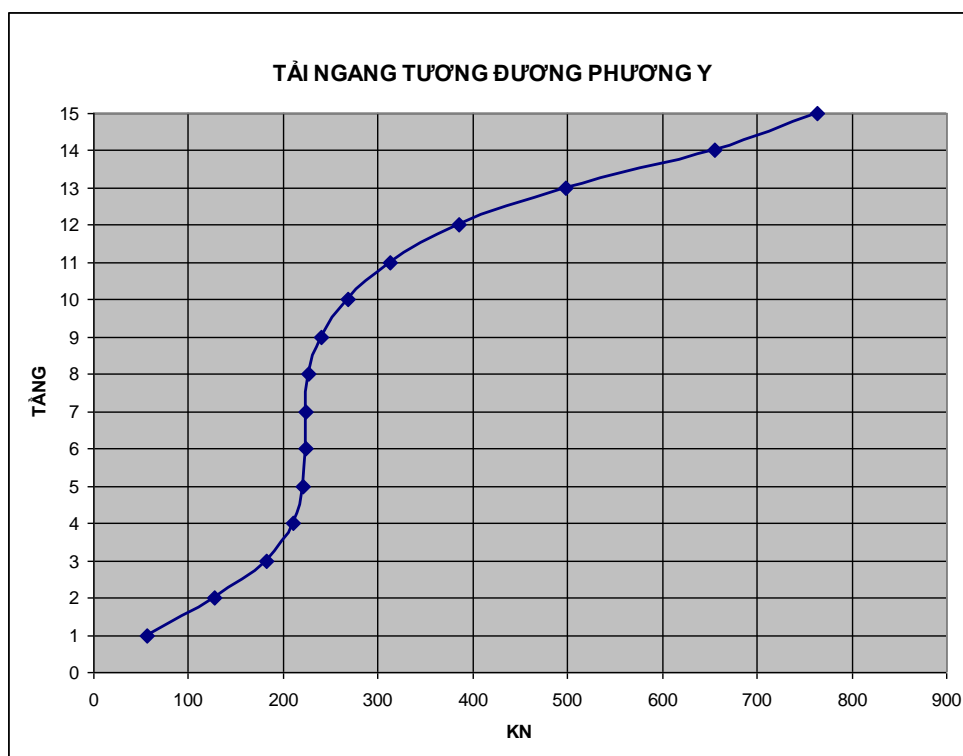
Bảng 3. 18. Tải trọng ngang theo phương X lên từng tầng.

$F_{bX} =$	5903.8	KN
Stoty	$F_{kX}$	
15	944.16	
14	842.98	
13	660.52	
12	508.29	
11	399.34	
10	335.48	
9	307.39	
8	300.57	
7	301.92	
6	301.91	
5	292.56	
4	266.2	
3	217.8	
2	149.63	
1	75.09	

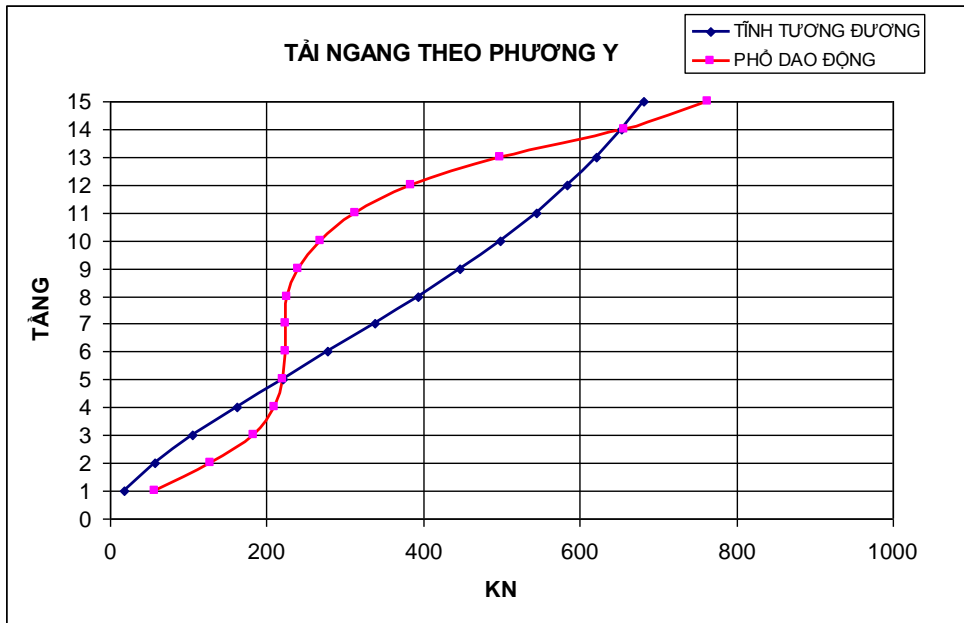


Bảng 3. 19. Tải trọng ngang theo phương Y lên từng tầng

$F_{bY} =$	4599.1 KN
Stoty	
15	763.83
14	655.9
13	498.41
12	385.02
11	313.52
10	268.28
9	239.8
8	226.68
7	224.4
6	224.15
5	220.7
4	210.43
3	182.94
2	127.96
1	57.08



*c. So sánh kết quả từ 2 phương pháp*



**Một số nhận xét:**

Từ kết quả phân tích trên cụ thể cho công trình trên, có một số nhận xét như sau:  
 - Có sự sai khác về kết quả tính theo 2 phương pháp trên.

Bảng 3. 20. So sánh lực cắt đáy

Đại lượng (KN)	Phương pháp		Sai số (%)
	TLNTĐ	PĐĐ	
$F_{bx}$	7618.0	5903.8	22.5
$F_{by}$	5598.9	4599.1	17.9

- Quy luật phân phối tải ngang lên từng tầng theo hai phương pháp là rất khác nhau, theo phương pháp phân tích tĩnh lực ngang tương đương, tải ngang phân bố lên từng tầng có dạng tăng gần tuyến tính, còn theo phương pháp phân tích phổ dao động thì không.



## Chương 4

# TÍNH TOÁN KẾT CẤU NHÀ CAO TẦNG

### 4.1. Khái niệm chung

#### 4.1.1. Giả thiết tính toán

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

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

Giả thiết ngôi nhà làm việc như một thanh công xon có độ cứng uốn tương đương độ cứng của các hệ kết cấu hợp thành. Giả thiết này đơn giản nhưng không hoàn toàn phản ánh đúng thực tế chịu lực của cả hệ. Giả thiết này thuận tiện cho việc xác định các đặc trưng động của công trình.

Giả thiết mỗi hệ kết cấu chỉ có thể tiếp thu một phần tải trọng ngang tỷ lệ với độ cứng uốn (xoắn) của chúng, nhưng được liên kết chặt chẽ với các hệ khác qua các thanh giằng liên kết khớp hai đầu. Độ cứng của các thanh giằng có giá trị lớn để có thể xem như không bị biến dạng co hoặc giãn dài. Các giằng ngang này chính là mô hình của hệ kết cấu dầm sàn có độ cứng lớn vô cùng trong mặt phẳng nằm ngang.

Giả thiết về các hệ chịu lực cùng có một dạng đường cong uốn. Giả thiết này chỉ thích hợp cho các nhà chỉ có một hệ khung hoặc vách hoặc lõi. Còn đối với nhà hệ khung - vách - lõi thì đường cong uốn của mỗi hệ khác nhau, trong cùng một sơ đồ tính toán.

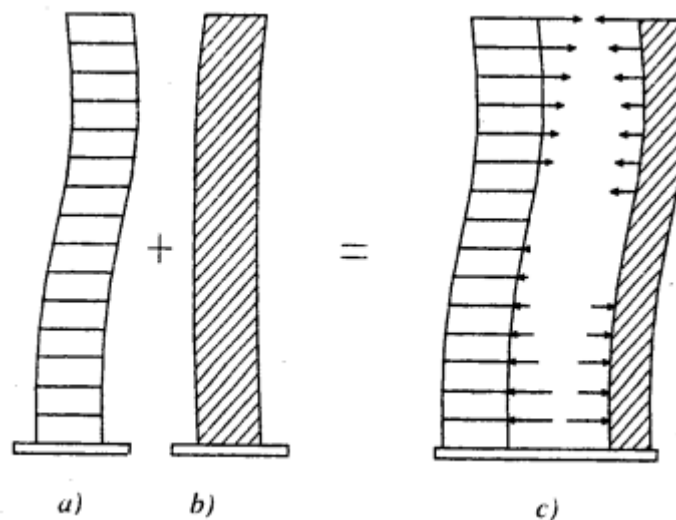
#### 4.1.2. Ảnh hưởng của kết cấu sàn đến sự làm việc của các hệ chịu lực thẳng đứng

Với giả thiết sàn cứng tuyệt đối trong mặt phẳng, chỉ là sự tương đối. Trong thực tế xây dựng kết cấu sàn nhà có nhiều loại: Sàn bê tông đổ liền khối, sàn bê tông lắp ghép, sàn bê tông thép, sàn nhiều lớp từ các vật liệu khác nhau. Mỗi loại sàn đều có liên kết cấu tạo riêng nhưng không phải lúc nào cũng có khả năng làm việc như một

kết cấu liền khối, không chỉ có các chuyển vị thẳng hoặc xoay mà không có biến dạng góc. Với kết cấu sàn có dầm bê tông đổ liền khối dùng giả thiết sàn cứng tuyệt đối là phù hợp.

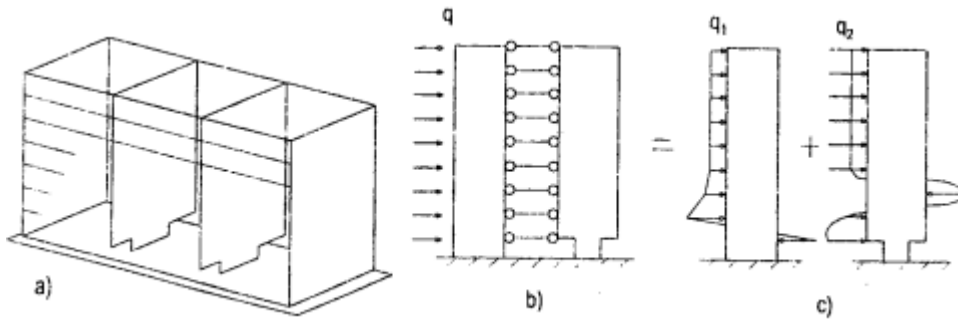
Trong nhà cao tầng thường dùng các lưới cột kích thước lớn từ 6 đến 10m, nhưng chiều cao tầng lại hạn chế đến mức có thể. Sự trái ngược này thường được giải quyết bằng việc ứng dụng các kết cấu sàn không dầm hay gọi là sàn phẳng. Bản sàn được kê trực tiếp lên các đầu cột, tường, vách, lõi và thường dùng bê tông ứng lực trước để tăng khả năng chống uốn, võng, và nứt. Đã có những nghiên cứu chứng tỏ, ứng với các giá trị độ cứng nhất định của sàn phẳng cần phải xét tới biến dạng của sàn trong tính toán.

Vai trò của sàn cứng đặc biệt quan trọng khi nhà có hệ khung vách hoặc khung - lõi. Ví dụ trong hệ khung - vách, nhà sẽ có đường cong uốn như trên (hình 4.1c). Đường cong uốn của hệ khung có dạng trên hình (4.1a) tại chân ngàm có lực cắt và góc nghiêng lớn nhất. Ngược lại, tường cứng hoặc lõi cứng có đường cong uốn như thanh công xon, và góc nghiêng lớn nhất lại ở vị trí đỉnh tường. Song để đạt được sự đồng điệu trong biến dạng uốn cho toàn hệ thì trong các liên kết sẽ xuất hiện những phản ứng, nội lực khác nhau về giá trị và vị trí (hình 4.1c). Kích thước chiều dài các mũi tên chỉ độ lớn của các phản lực. Và nhờ vai trò của hệ giằng ngang mà hệ khung dường như đẩy ngang hệ vách cứng ở phía trên và co nó lại ở phía dưới. Kết quả lực cắt sinh ra do tải trọng ngang được hệ khung tiếp thu phần lớn ở phía trên còn vách, lõi tiếp thu phần còn lại ở phía dưới.



Hình 4. 1. a) Khung; b) Vách (lõi); c) Sơ đồ biến dạng của hệ thống qua các liên kết (giằng) đặt ở các mức sàn.

Trong các ngôi nhà lõi hoặc hộp thì không những độ cứng của sàn mà khi có các tầng cứng (dạng dàn hoặc dầm kiểu Virendel có chiều cao bằng chiều cao tầng) ảnh hưởng rõ rệt đến đường cong uốn và các giá trị và dạng biểu đồ mômen uốn.



Hình 4. 2. a) Sơ đồ kết cấu chịu tải trọng ngang; b, c) Sơ đồ liên kết và tải trọng thành phần.

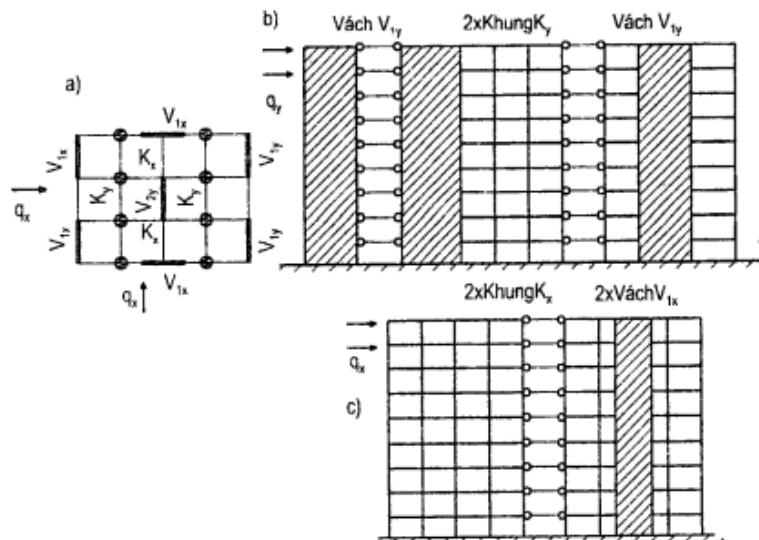
Trong trường hợp tổng quát, khi chấp nhận những giả thiết nêu trên thì mọi bộ phận kết cấu bố trí rời rạc trong công trình đều cùng chịu lực và tuân theo một quy luật nhất định trong một hệ kết cấu thống nhất, kể cả trường hợp các vách, lõi, khung bị giảm yếu ở những tầng dưới (hình 4.2). Trong sơ đồ này, tải trọng ngang tác động vào công trình có thể được xem như tổng các thành phần tải trọng do các kết cấu đơn vị tiếp nhận tương ứng với độ cứng uốn của chúng.

#### 4.1.3. Sơ đồ tính toán

Căn cứ vào những giả thiết tính toán có thể phân chia thành các sơ đồ tính toán theo nhiều cách khác nhau:

##### Sơ đồ phẳng tính toán theo hai chiều

Công trình được mô hình hoá dưới dạng những kết cấu phẳng theo hai phương mặt bằng chịu tác động của tải trọng trong mặt phẳng của chúng. Giữa các hệ được giằng với nhau bởi các dầm liên kết khớp hai đầu và ở ngang mức sàn các tầng (hình



4.3).

Hình 4. 3. a) Mặt bằng kết cấu hệ khung - vách; b) Sơ đồ tính toán theo phương trục y c) Sơ đồ tính toán theo phương trục x.

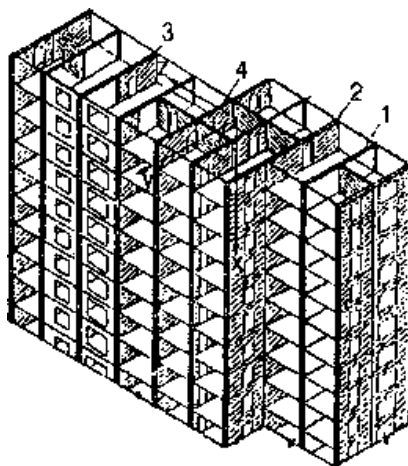
Các sơ đồ tính toán trên đây được dùng phổ biến cho hệ kết cấu khung - vách phẳng. Trong trường hợp dùng các vách hình chữ L, H, T, v.v... thiên về an toàn vẫn

có thể chỉ xét tới một cánh của vách theo một trong hai phương cùng trong mặt phẳng khung đang xét.

Đôi khi trong hệ khung - vách - lõi với tổng độ cứng của lõi nhỏ hơn tổng độ cứng vách và khung, cũng có thể sử dụng sơ đồ tính toán theo 2 phương.

### Sơ đồ tính toán không gian

Công trình được mô hình như một hệ khung và tấm không gian chịu tác động đồng thời của ngoại lực theo phương bất kỳ (hình 4.4)



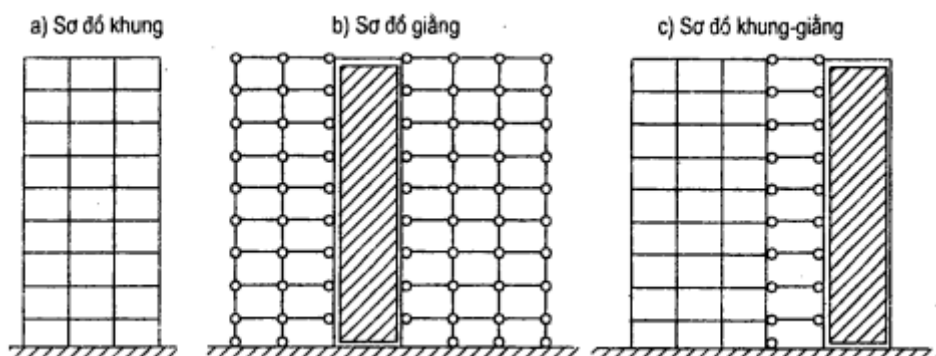
- 1) Khung phẳng; 2) Vách cứng liên tục;
- 3) Vách liên khung; 4) Lõi kết hợp với vách dọc, ngang.

Hình 4. 4. Hệ khung - vách - lõi trong ngôi nhà có mặt bằng gập khúc cần tính toán theo sơ đồ không gian.

Sơ đồ tính toán ba chiều thường sử dụng cho tính toán nhà có mặt bằng phức tạp. Dùng sơ đồ này để tính toán có thể cho ta hình ảnh về trạng thái ứng suất biến dạng của từng hệ kết cấu với những liên kết theo 3 chiều. Tuy nhiên đòi hỏi khối lượng tính toán khá lớn, nhất là khi số tầng lớn.

Theo các giả thiết về liên kết và các quan niệm về khả năng tiếp thu các tải trọng ngang của từng hệ, các hệ chịu lực khác nhau đều có thể đưa về một trong ba sơ đồ tính toán là sơ đồ *khung*, sơ đồ *khung - giằng* và sơ đồ *giằng*.

Trong sơ đồ *khung - giằng* (hình 4.5a) ta quan niệm sự cùng chịu tải trọng ngang của các hệ tuân theo quy luật tỷ lệ thuận với độ cứng của từng hệ theo từng phương tác động của tải trọng.



Hình 4. 5. Các sơ đồ tính toán.

Trong thực tế trong các hệ vách, lõi mặc dù không thể thiếu các khung phẳng nhưng thiên về an toàn ta có thể bỏ qua phần tải trọng ngang do hệ khung tiếp thu nên ta gọi đây là *sơ đồ giằng* (hình 5.5b). Như vậy các hệ lõi, hộp đều được tính toán như hệ giằng.

#### **4.1.3. Các phương pháp tính toán**

Dựa theo các sơ đồ tính toán chúng ta có thể sử dụng nhiều phương pháp khác nhau trong cơ học kết cấu và trong toán học để xác định các nội lực và chuyển vị trong hệ và từng cấu kiện kết cấu chịu lực.

Các phương pháp trong cơ học kết cấu như phương pháp lực, phương pháp chuyển vị, phương pháp lực - chuyển vị vẫn được sử dụng có hiệu quả và cho những kết quả tin cậy cho từng trường hợp cụ thể. Các phương pháp biến phân, sai phân hữu hạn để giải các hệ phương trình vi phân bậc cao cũng vậy còn được sử dụng để giải các sơ đồ giằng, khung giằng phức tạp.

Trong số các phương pháp tính toán nhà cao tầng, phương pháp phần tử hữu hạn (PTHH) được sử dụng rộng rãi hơn cả vì hầu hết trong các phần mềm chương trình tính toán thực hiện trên máy tính đều xuất phát từ phương pháp này.

Các kết cấu ngôi nhà được chia thành những phần tử nhỏ dạng thanh hay bản, và số phần tử có thể là hàng nghìn tùy theo số tầng nhà. Do vậy số lượng các ẩn số là các nội lực và chuyển vị cũng tăng theo ít nhất là 3 lần số phần tử. Nhờ có máy tính, khi khối lượng tính toán số học không còn là vấn đề trở ngại nữa, thì việc giải các phương trình đại số tuyến tính bậc cao cũng được giải quyết nhanh chóng và chính xác. Những phần mềm mạnh hiện nay cho phép chúng ta đi sâu nghiên cứu trạng thái ứng suất biến dạng của các hệ kết cấu phức tạp với các sơ đồ tính toán không gian phù hợp với sự làm việc thực của công trình. Tuy nhiên kết quả của bài toán còn phụ thuộc vào kỹ năng của người sử dụng các chương trình, nên những kết quả nhận được từ máy luôn phải được kiểm tra theo các điều kiện:

Cân bằng lực.

Tính liên tục của các chuyển vị.

Sự phù hợp với các tiêu chuẩn quy phạm thiết kế hiện hành.

Các bước tính toán

Căn cứ vào giải pháp kiến trúc và bố trí mặt bằng các kết cấu chịu lực có thể tiến hành tính toán theo các bước sau đây:

Chọn sơ đồ tính toán.

Xác định các loại tải trọng.

Xác định các đặc trưng hình học và độ cứng của kết cấu.

Phân phối tải trọng ngang vào các hệ chịu lực.

Xác định nội lực, chuyển vị trong từng hệ từng cấu kiện.

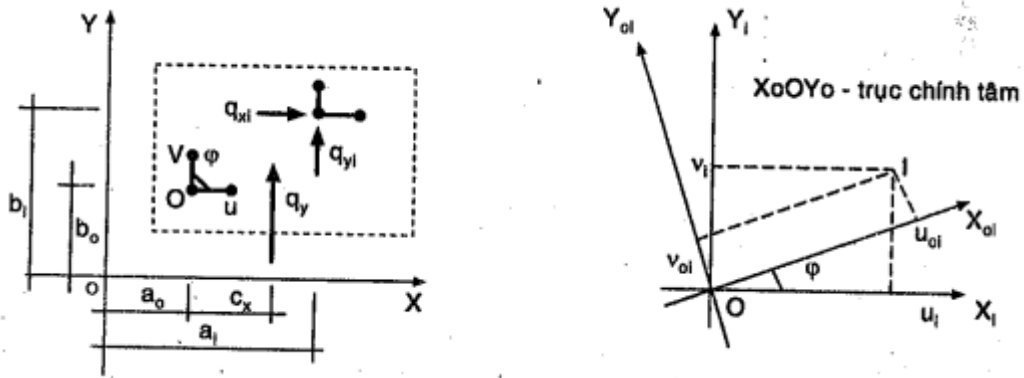
Kiểm tra các điều kiện bền, chuyển vị và các đặc trưng động.

Kiểm tra ổn định cục bộ và ổn định tổng thể công trình.

#### 4.2. Xác định nội lực hệ vách cứng theo phương pháp Khandzi

Các hệ kết cấu đứng chịu tải của công trình liên kết với nhau bằng các kết cấu sàn nằm ngang tạo thành một hệ không gian. Nhưng việc tính toán có thể đưa về dạng bài toán phẳng nếu tiến hành được việc phân phối tải trọng ngang theo độ cứng tương đối của mỗi cấu kiện chịu tải.

##### Xác định chuyển vị của mỗi vách cứng trên mặt bằng nhà



Hình 4. 6. Xác định chuyển vị vách cứng

Đối với hệ trục XOY thì: Tọa độ điểm O bất kỳ là O ( $a_0, b_0$ )

Tọa độ trọng tâm vách cứng thứ i bất kỳ là I ( $a_i, b_i$ )

Dưới tác động của tải trọng ngang theo phương y:  $q_y$  cách điểm O một đoạn  $c_x$  (Hình 4.6), tại điểm O bất kỳ trên mặt bằng, nhà sẽ bị xoay quanh trục thẳng đứng một góc  $\varphi$  và chuyển dịch một khoảng là  $u$  và  $v$  theo phương trục X và Y.

Theo giả thiết, mọi vách cứng đều được liên kết với nhau bởi các sàn cứng nên chuyển vị của chúng được xác định bởi các chuyển vị của điểm O.

Chuyển vị tại tâm uốn của một hệ vách cứng thứ i nào đó sẽ là:

$$u_i = u - (b_i - b_0) \operatorname{tg} \varphi \quad (4.1)$$

$$v_i = v - (a_i - a_0) \operatorname{tg} \varphi \quad (4.2)$$

$$\text{Với } \operatorname{tg} \varphi \approx \varphi$$

$$\varphi_i = \varphi \quad (4.3)$$

**Tâm uốn:** Tâm uốn là một điểm trên mặt bằng nhà, nếu hợp lực của tải trọng ngang đi qua tâm uốn sẽ không gây ra góc xoay trên mặt bằng nhà ( $\varphi = 0$ ), nghĩa là nhà không bị xoắn.

Đối với nhà có các hệ vách cứng có tiết diện hở hoặc kín, các trục chính không song song với các trục X và trục Y.

Công thức tổng quát xác định tọa độ tâm uốn:

$$a_o = A_y \left( \sum I_{xi} a_i - \sum I_{xyi} b_i \right) - A_{xy} \left( \sum I_{xyi} a_i - \sum I_{yi} b_i \right) \quad (4.4)$$

$$b_o = A_x \left( \sum I_{yi} b_i - \sum I_{xyi} a_i \right) - A_{xy} \left( \sum I_{xyi} b_i - \sum I_{xi} a_i \right) \quad (4.5)$$

Trong đó:

$$A_x = \frac{I_x}{I_x I_y - I_{xy}^2} \quad (4.6)$$

$$A_y = \frac{I_y}{I_x I_y - I_{xy}^2} \quad (4.7)$$

$$A_{xy} = \frac{I_{xy}}{I_x I_y - I_{xy}^2} \quad (4.8)$$

Các  $I_x$ ,  $I_y$  và  $I_{xy}$  lần lượt là mô men quán tính của nhà.

Định nghĩa “mô men quán tính của ngôi nhà”: Mô men quán tính theo trục  $I_x$ ,  $I_y$  và mô men quán tính ly tâm  $I_{xy}$  của ngôi nhà là tổng mô men quán tính của tất cả các vách cứng.

Do đó:

$$I_x = \sum I_{xi}; \quad I_y = \sum I_{yi}; \quad I_{xy} = \sum I_{xyi} \quad (4.9)$$

Mô men quán tính xoắn của ngôi nhà  $I_\omega$  xác định theo:

$$I_\omega = \sum I_{xi} (a_i - a_o)^2 + \sum I_{yi} (b_i - b_o)^2 + 2 \sum I_{xyi} (a_i - a_o)(b_i - b_o) + \sum I_{oi} \quad (4.10)$$

#### 4.2.1. Phân phối tải trọng vào vách cứng thứ $i$

##### 4.2.1.1. Khi tải trọng tác dụng theo phương $Y$

Dưới tác động của tải trọng ngang theo phương  $y$ :  $q_y$  cách điểm  $O$  một đoạn  $c_x$  (Hình 4.6). Tải trọng truyền vào vách cứng thứ  $i$  sẽ phân phối theo tỷ lệ đối với độ cứng và các chuyển vị tương ứng (hoặc mô men quán tính của các vách cứng tương ứng).

Tải trọng truyền vào các vách cứng thứ  $i$  do  $q_y$  gây ra được xác định theo:

$$q_{xi} = q_y \left\{ A_y I_{xyi} - A_x I_{yi} + c_x \left[ I_{xyi} (a_i - a_o) - I_{yi} (b_i - b_o) \right] / I_\omega \right\} \quad (4.11)$$

$$q_{yi} = q_y \left\{ A_y I_{xi} - A_x I_{xyi} + c_x \left[ I_{xi} (a_i - a_o) - I_{xyi} (b_i - b_o) \right] / I_\omega \right\} \quad (4.12)$$

$$M_i = q_y c_x K_{\omega xi} \quad (4.13)$$

Để đơn giản cách ghi và tính toán theo các công thức trên ta đặt:

$$K_{xxi} = A_x I_{yi} - A_{xy} I_{xyi} \quad (4.14)$$

$$K_{yyi} = A_y I_{xi} - A_{xy} I_{xyi} \quad (4.15)$$

$$K_{xyi} = A_x I_{xyi} - A_{xy} I_{xi} \quad (4.16)$$

$$K_{yxi} = A_y I_{xyi} - A_{xy} I_{yi} \quad (4.17)$$

$$K_{\omega xi} = \frac{I_{xyi} (a_i - a_o) - I_{yi} (b_i - b_o)}{I_\omega} \quad (4.18)$$

$$K_{\omega yi} = \frac{I_{xi} (a_i - a_o) - I_{xyi} (b_i - b_o)}{I_\omega} \quad (4.19)$$

Các hệ số  $K...$  trên gọi là hệ số phân phối tải trọng vào các vách cứng thứ  $i$ .

Chỉ số thứ nhất viết dưới hệ số  $K_{xxi}$ ;  $K_{yyi}$ ;  $K_{xyi}$ ;  $K_{yxi}$  ứng với hướng ngoại lực, trong các hệ số  $K_{\omega xi}$ ;  $K_{\omega yi}$  ứng với ảnh hưởng xoắn trên mặt bằng ngôi nhà.

Chỉ số thứ hai trong các hệ số trên ứng với hướng tác động của tải trọng vào vách cứng thứ i.

Nếu tính chính xác thì:

$$\sum K_{xxi} = \sum K_{yyi} = 1 \quad (4.20)$$

$$\sum K_{xyi} = \sum K_{yxi} = \sum K_{\omega xi} = \sum K_{\omega yi} = 0 \quad (4.21)$$

#### 4.2.1.2. Phân phối tải trọng vào các vách cứng thứ i có xét tới ảnh hưởng uốn dọc

Cần phải xét tới ảnh hưởng của uốn dọc và uốn ngang đồng thời, một cách gần đúng có thể dùng các hệ số  $\eta_x, \eta_y, \eta_\omega$  để hiệu chỉnh tải trọng truyền vào các vách cứng được xác định theo các công thức trong chương 5.

Tóm lại: Khi tải trọng tác dụng theo phương Y ( $q_y$ ) cách điểm O một đoạn  $c_x$  (Hình 4.7) thì tải trọng này được phân phối cho từng vách cứng thứ i xác định theo:

$$q_{xi} = q_y \left( K_{yxi} \eta_y + c_x K_{\omega xi} \eta_\omega \right) \quad (4.22)$$

$$q_{yi} = q_y \left( K_{yyi} \eta_y + c_x K_{\omega yi} \eta_\omega \right) \quad (4.23)$$

$$M_i = q_y c_x K_{\omega xi} \eta_\omega \quad (4.24)$$

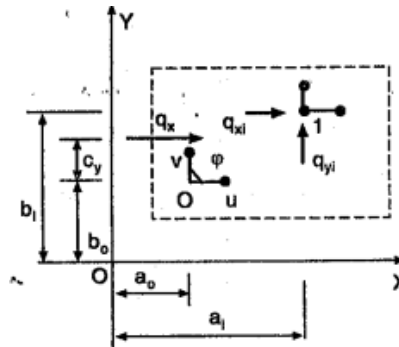
#### 4.2.1.3. Khi tải trọng tác dụng theo phương X

Khi tải trọng tác dụng theo phương x,  $q_x$  cách điểm O một đoạn  $c_y$  (Hình 4.7) thì tải trọng này được phân phối cho từng vách cứng thứ i xác định theo:

$$q_{xi} = q_x \left( K_{xxi} \eta_x + c_y K_{\omega xi} \eta_\omega \right) \quad (4.25)$$

$$q_{yi} = q_x \left( K_{xyi} \eta_x + c_y K_{\omega yi} \eta_\omega \right) \quad (4.26)$$

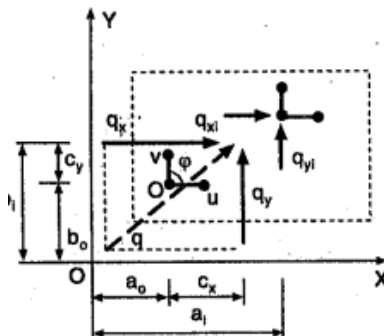
$$M_i = -q_x c_y K_{\omega yi} \eta_\omega \quad (4.27)$$



Hình 4. 7. Tải trọng tác dụng theo từng phương

#### 4.2.1.4. Khi xét tải trọng tác dụng theo hai phương

Khi xét tải trọng tác dụng theo hai phương  $q_x$  và  $q_y$  (Hình 4.8): ta tiến hành tính toán cho từng trường hợp tải trọng  $q_x$  và  $q_y$  riêng, sau đó dùng phương pháp tổ hợp.



Hình 4. 8. Tải trọng tác dụng theo hai phương.



#### 4.2.1.5. Xác định tâm uốn cho trường hợp đặc biệt

Khi các trục chính song song với trục nhà, có  $I_{xy} = \sum I_{xyi} = 0$  thì tâm uốn xác định theo:

$$a_o = \frac{\sum I_{xi} a_i - \sum I_{xyi} b_i}{I_x} \quad (4.28)$$

$$b_o = \frac{\sum I_{yi} b_i - \sum I_{xyi} a_i}{I_y} \quad (4.29)$$

Hệ số phân phối tải trọng:

$$K_{xxi} = \frac{I_{yi}}{I_y}; K_{yyi} = \frac{I_{xi}}{I_x}; K_{xyi} = \frac{I_{xyi}}{I_y}; K_{yxi} = \frac{I_{xyi}}{I_x} \quad (4.30)$$

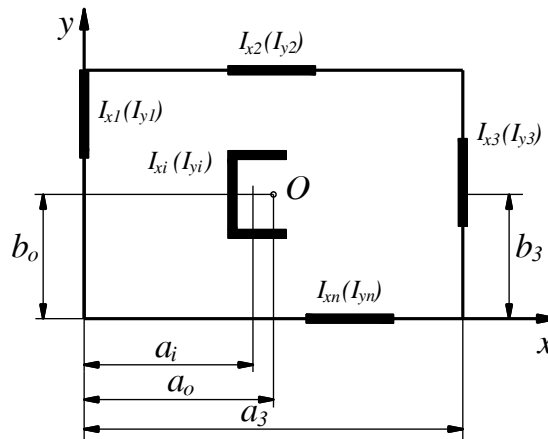
$$K_{\omega xi} = \frac{I_{xyi}(a_i - a_o) - I_{yi}(b_i - b_o)}{I_{\omega}} \quad (4.31)$$

$$K_{\omega yi} = \frac{I_{xi}(a_i - a_o) - I_{xyi}(b_i - b_o)}{I_{\omega}} \quad (4.32)$$

Khi các trục chính của các tường cứng song song với trục nhà, có các  $I_{xyi} = 0$  thì tâm uốn xác định theo:

$$a_o = \frac{\sum I_{xi} a_i}{I_x} \quad (4.33)$$

$$b_o = \frac{\sum I_{yi} b_i}{I_y} \quad (4.34)$$



Hình 4. 9. Trục chính các tường song song trục nhà.

Hệ số phân phối tải trọng:

$$K_{xxi} = \frac{I_{yi}}{I_y}; K_{yyi} = \frac{I_{xi}}{I_x}; K_{xyi} = K_{yxi} = 0 \quad (4.35)$$

$$K_{\omega xi} = -\frac{(b_i - b_o)I_{yi}}{I_{\omega}} \quad (4.36)$$

$$K_{\omega yi} = -\frac{(a_i - a_0)I_{xi}}{I_{\omega}} \quad (4.37)$$

Ngôi nhà chỉ có một hệ tường cứng thì toàn bộ tải trọng do hệ này chịu.

#### 4.2.2. Phân phối mô men vào vách cứng thứ $i$

Nếu biết được tổng mô men uốn  $M_x, M_y$  và tổng lực cắt ngang  $Q_x, Q_y$  do tải trọng ngang gây ra, ta có thể phân phối nội lực đó vào các vách cứng thứ  $i$  tương tự như phân phối tải trọng.

Với tổng mô men tác dụng theo phương  $Y(M_x)$  tại tầng bất kỳ thì mô men uốn tác dụng lên vách cứng thứ  $i$  xác định theo:

$$M_{xi} = M_x \left( K_{yyi} \eta_x + c_x K_{\omega yi} \eta_{\omega} \right) \quad (4.38)$$

$$M_{yi} = M_x \left( K_{xyi} \eta_y + c_x K_{\omega xi} \eta_{\omega} \right) \quad (4.39)$$

Với tổng mô men tác dụng theo phương  $X(M_y)$  tại tầng bất kỳ thì mô men uốn tác dụng lên vách cứng thứ  $i$  xác định theo:

$$M_{xi} = M_y \left( K_{xyi} \eta_x + c_y K_{\omega yi} \eta_{\omega} \right) \quad (4.40)$$

$$M_{yi} = M_y \left( K_{xxi} \eta_y + c_y K_{\omega xi} \eta_{\omega} \right) \quad (4.41)$$

### 4.3. Xác định nội lực nhà cao tầng bằng phần mềm thông dụng

Nhà cao tầng với mô hình kết cấu là một hệ siêu tĩnh bậc cao cùng với những đặc điểm về kết cấu phức tạp như: hệ kết cấu khung vách cứng và lõi cứng, hệ kết cấu hình ống, hệ kết cấu hình hộp.. .kết hợp với việc phải tính toán các tải trọng phức tạp như động đất, gió động.. .làm cho việc tính toán kết cấu của nhà cao tầng trở nên khó khăn và gần như không thể thực hiện bằng phương pháp thủ công.

Trong ngành xây dựng, Etabs là một phần mềm phân tích và thiết kế kết cấu được sử dụng với nhiều tính năng ưu việt như:

- ✓ Sử dụng hệ lưới và các lựa chọn bắt điểm giống AutoCAD.
- ✓ Xuất và nhập sơ đồ hình học từ môi trường AutoCAD (file \*.DXF)
- ✓ Tăng tốc nhập liệu nhà cao tầng bằng khái niệm tầng tương tự - similar story.
- ✓ Có khả năng chia ảo phần tử, làm tăng tốc quá trình phân tích tính toán.
- ✓ Tự động xác định trọng bản thân cấu kiện, khối lượng và trọng lượng các tầng.
- ✓ Tự động xác định tâm hình học, tâm cứng và tâm khối lượng công trình.
- ✓ Tự động xác định chu kỳ và tần số dao động riêng của công trình.

Dưới đây sẽ trình bày phương pháp ứng dụng phần mềm Etabs trong phân tích kết cấu nhà cao tầng thông qua mô hình cụ thể.

#### 4.3.1. Dữ liệu bài toán

Một công trình có mặt bằng như hình vẽ, gồm 15 tầng và 1 tầng hầm, chiều cao của tầng là 3,5m; tầng hầm cao 3m. Giả thiết tường gạch xây trên tất cả các dầm, tường dày 200,

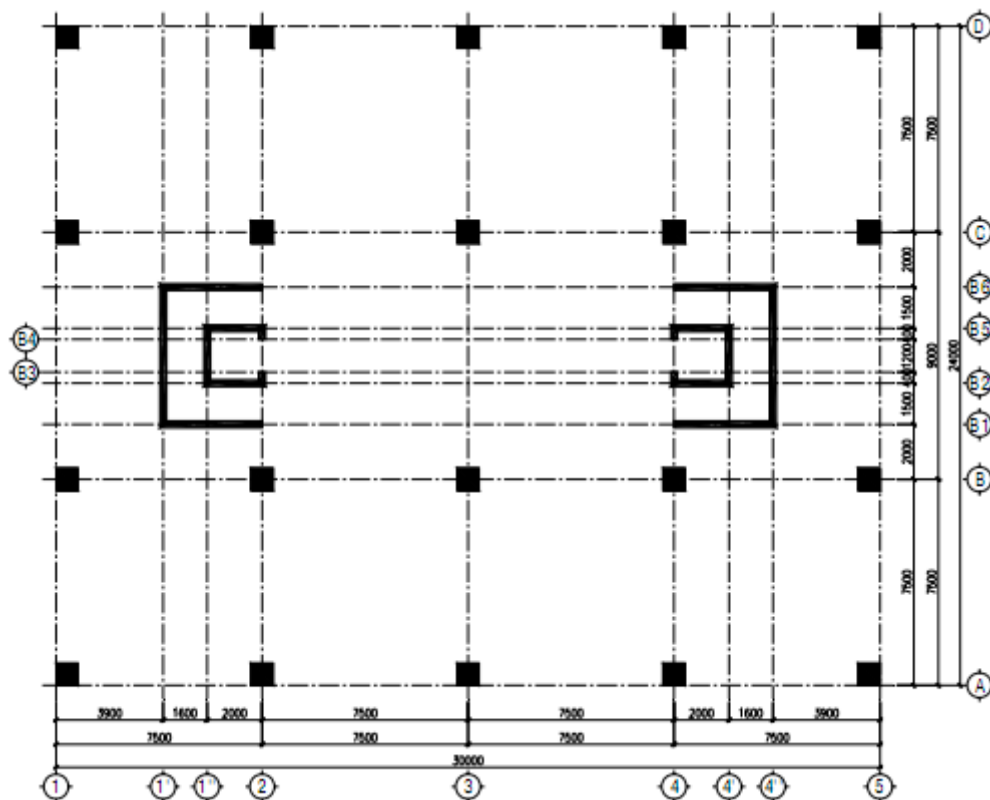
Tải trọng: tĩnh tải của các lớp hoàn thiện lên sàn  $0,15 \text{ T/m}^1$ . Hoạt tải tính toán sàn làm việc  $0,24 \text{ T/m}^2$ ; hoạt tải sàn mái  $0,09 \text{ T/m}^2$ . Tĩnh tải do tường tác dụng lên dầm:  $1,05 \text{ T/m}$ .

Chọn sơ bộ kích thước tiết diện: sàn dày 150; dầm  $\text{bxh} = 300 \times 600$ ; vách dày 250.

Vật liệu: bê tông cấp độ bền chịu nén B25, cốt thép CII.

Bảng 4. 1. Kích thước cột

Base ÷ story 3	Story 3 ÷ story 6	Story 6 ÷ story 9	Story 9 ÷ story 12	Story 12 ÷ story 16
800x800	700x700	600x600	500x500	600x600



Hình 4. 10. Mặt bằng công trình.

#### 4.3.2. Trình tự thực hiện

##### BƯỚC 1: CHỌN ĐƠN VỊ

Rê chuột đến thanh trạng thái góc bên phải của màn hình, click chọn đơn vị T-m

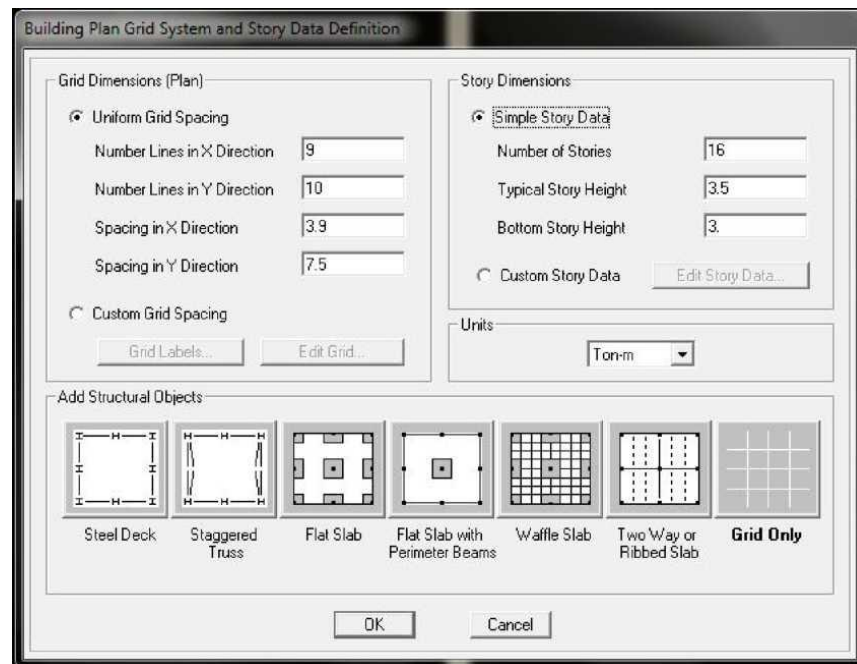
##### BƯỚC 2: TẠO HỆ LƯỚI

1. Click vào menu File  $\Rightarrow$  New Model...

Hộp thoại New Model Initialization xuất hiện: chọn Default.ebd

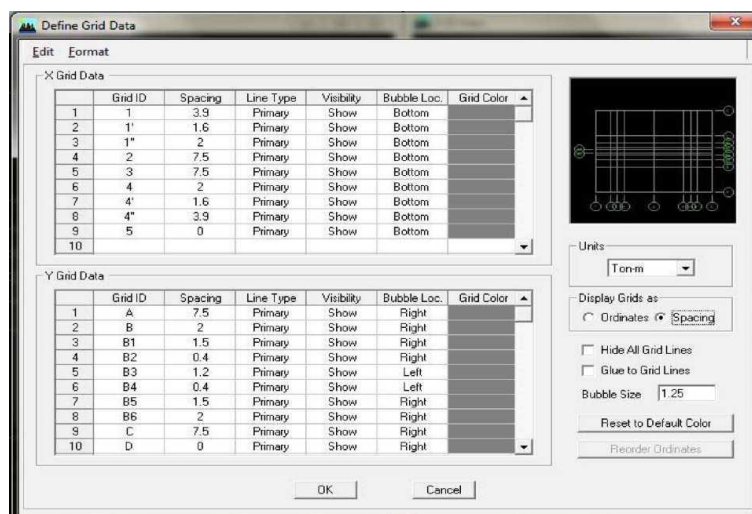
2. Chọn Default.ebd

Hộp thoại Building Plan Grid System and Data Definition xuất hiện, nhập thông số như hình vẽ.



3. Click chọn Custom Gird Spacing ⇒ Edit Gird...

Hộp thoại Define Grid Data xuất hiện, click chọn Spacing rồi nhập giá trị như hình:

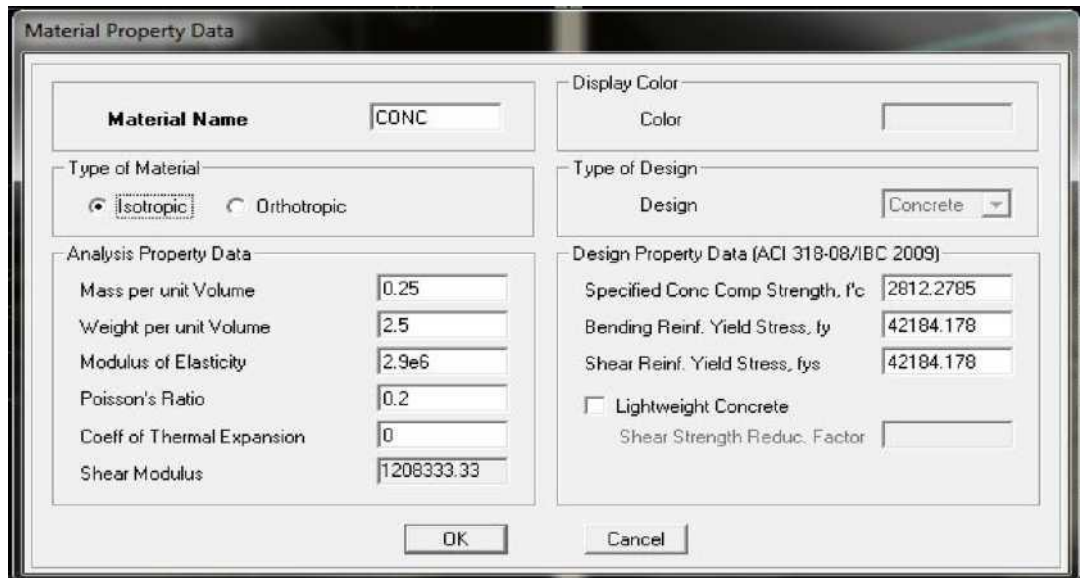


4. Click OK 2 lần để đóng hộp thoại Building Plan Grid System and Data Definition.

Sau khi đóng hộp thoại Building Plan Grid System and Data Definition trên màn hình xuất hiện hai cửa sổ làm việc, click chuột vào một điểm bất kỳ tại cửa sổ 3-D View, dùng các phím mũi tên để hiệu chỉnh góc nhìn.

### BƯỚC 3: KHAI BÁO VẬT LIỆU

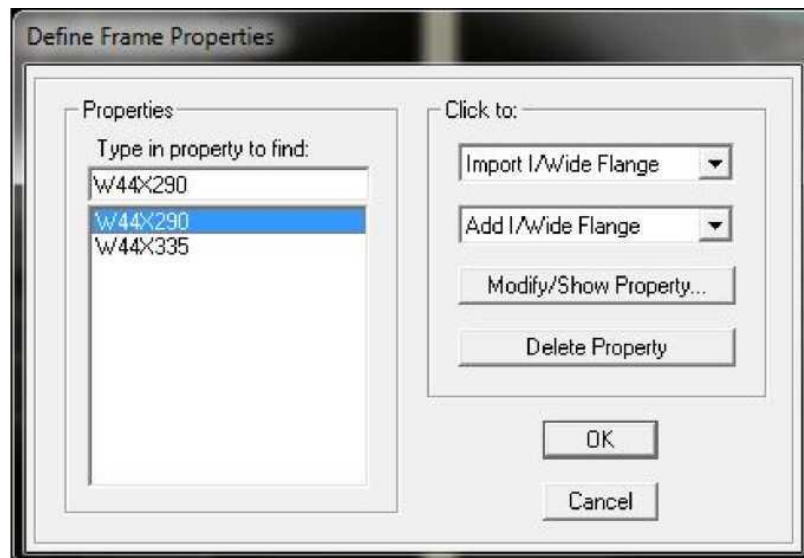
1. Click vào menu Define ⇒ Material Properties, hộp thoại Define Material xuất hiện.



2. Chọn CONC ⇒ Modify/show Material... Hộp thoại Material Property Data xuất hiện; nhập thông số như hình vẽ

#### BƯỚC 4: KHAI BÁO TIẾT DIỆN DÀM - CỘT

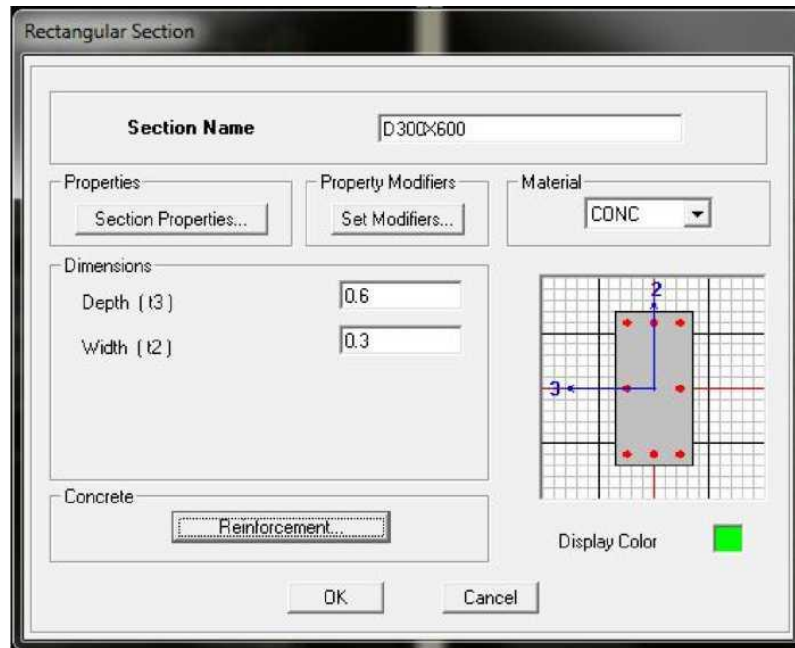
1. Click vào menu Define ⇒ Frame sections..., Hộp thoại Define Frame Properties xuất hiện.



2. Chọn tất cả các tiết diện có sẵn, click Delete Property để xóa.

3. Tại dòng Add I/Wide Flange chọn Add Rectangular, hộp thoại Rectangular Section xuất hiện, nhập số liệu như hình:

Khai báo tiết diện dầm kích thước 300x600: nhập số liệu như hình

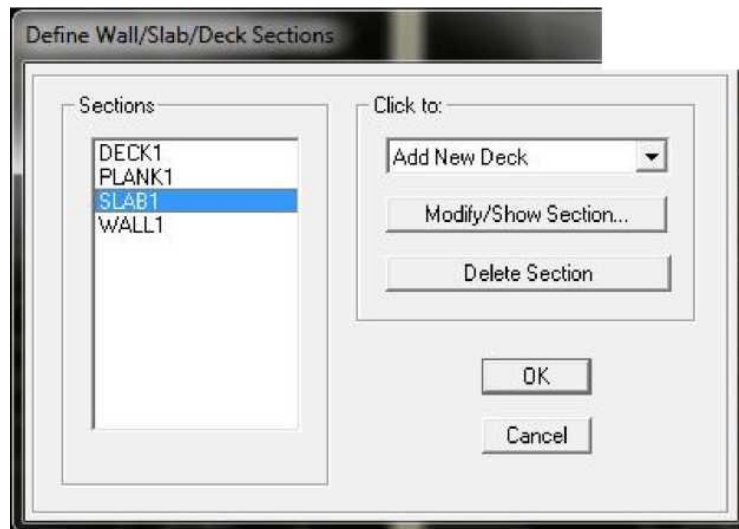


Làm tương tự với các tiết diện cột: C800x800, C700x700, C600x600, C500x500, C400x400.

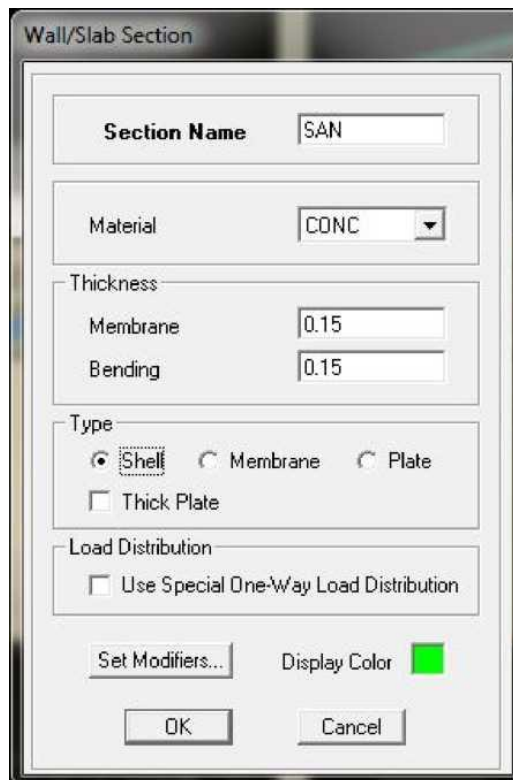
#### BƯỚC 5: KHAI BÁO TIẾT DIỆN SÀN - VÁCH

1. Click vào menu Define ⇒ Wall/Slab/Deck Section...

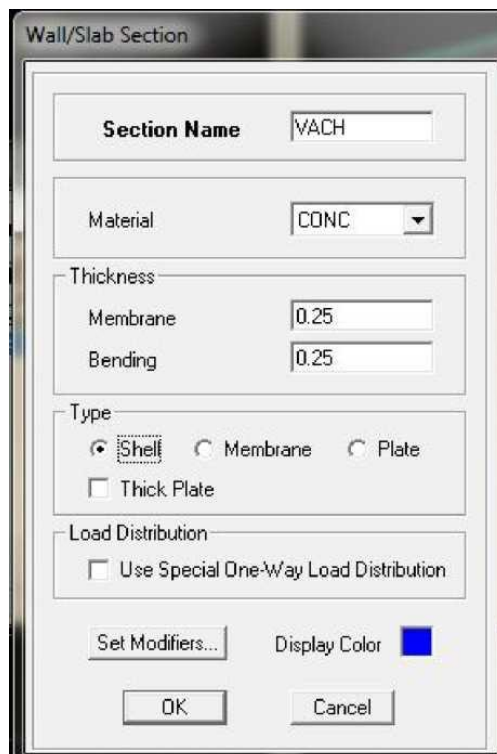
Hộp thoại Define Wall/Slab/Deck Section xuất hiện



2. Click chọn SLAB1 ⇒ Modify/Show Section..., hộp thoại Wall/Sab Section xuất hiện, nhập số liệu như hình:



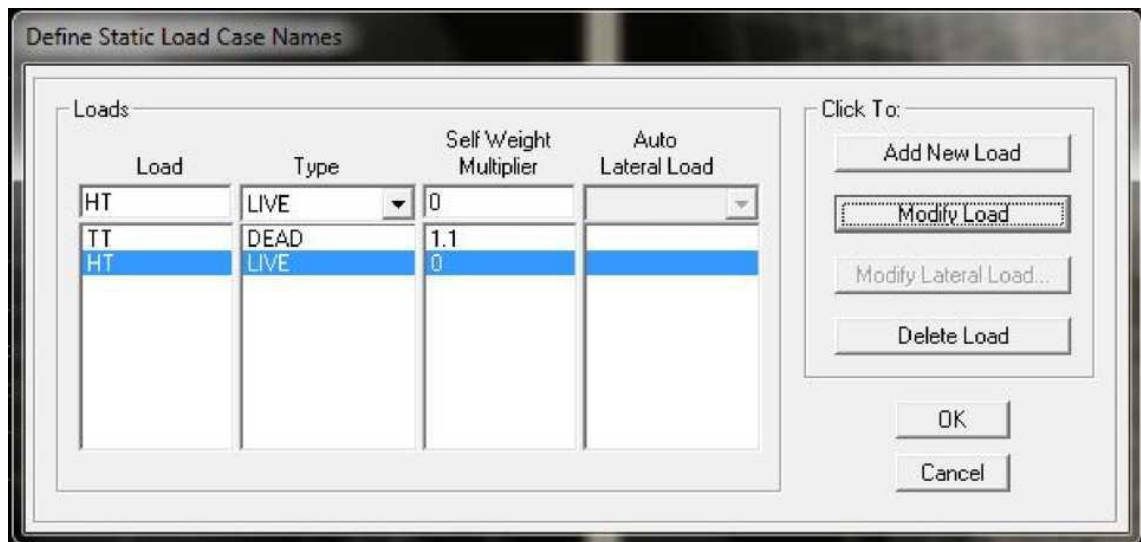
3. Click OK để đóng hộp thoại, tiếp tục click vào Wall1 ⇒ Modify/Show Section... để khai báo tiết diện vách. Nhập số liệu như hình:



#### BƯỚC 6: KHAI BÁO TẢI TRỌNG

1. Click vào menu Define ⇒ Static Load Cases... hộp thoại Define Static Load Cases

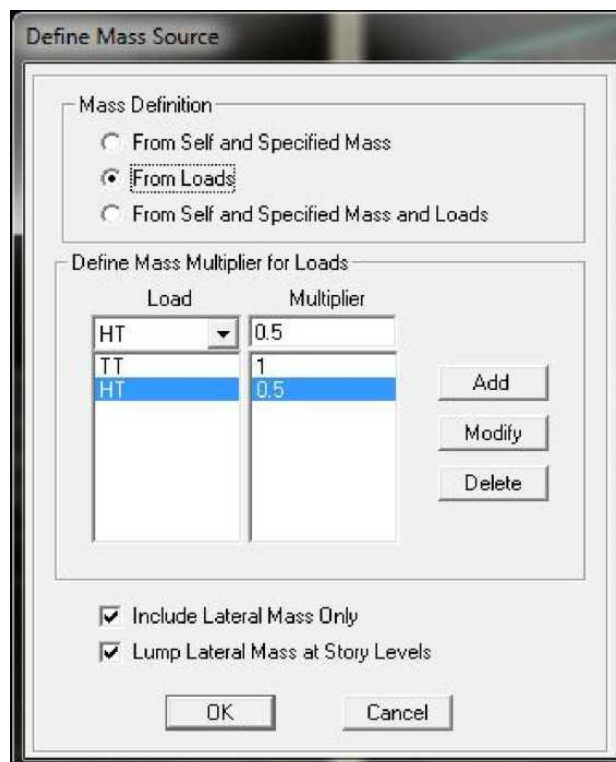
xuất hiện, khai báo tải trọng như hình sau:



2. Click OK để đóng hộp thoại.

### BUỚC 7: KHAI BÁO TẢI TRỌNG THAM GIA DAO ĐỘNG

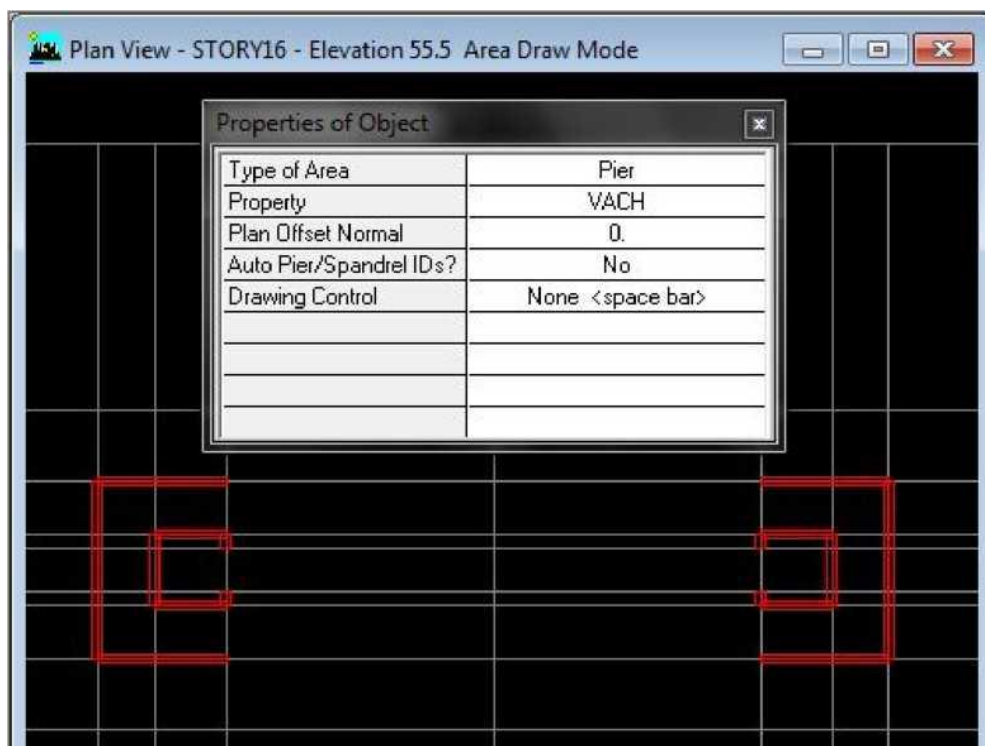
1. Click vào menu Define ⇒ Mass Source ⇒ From Loads
2. Khai báo TT hệ số 1, HT hệ số 0,5 như hình sau:



### BUỚC 8: VẼ VÁCH

1. Click chọn khung cửa sổ Plan View; rê chuột đến thanh trạng thái bên dưới góc phải màn hình click chọn chế độ Similar stories.
2. Click công cụ vẽ vách Draw Wall trên thanh công cụ Draw. Trên hộp thoại Properties of Object mục Property chọn “VACH”.
3. Click lần lượt từng điểm trên lưới ta vẽ được vách như hình sau:

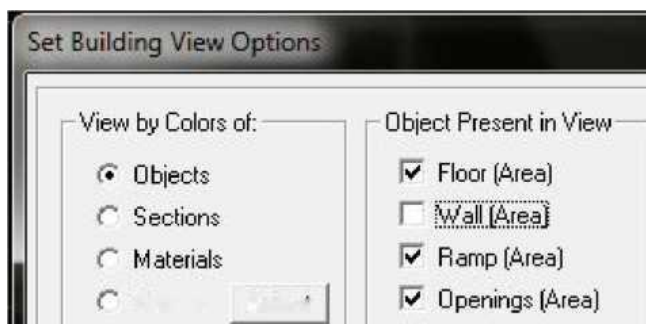




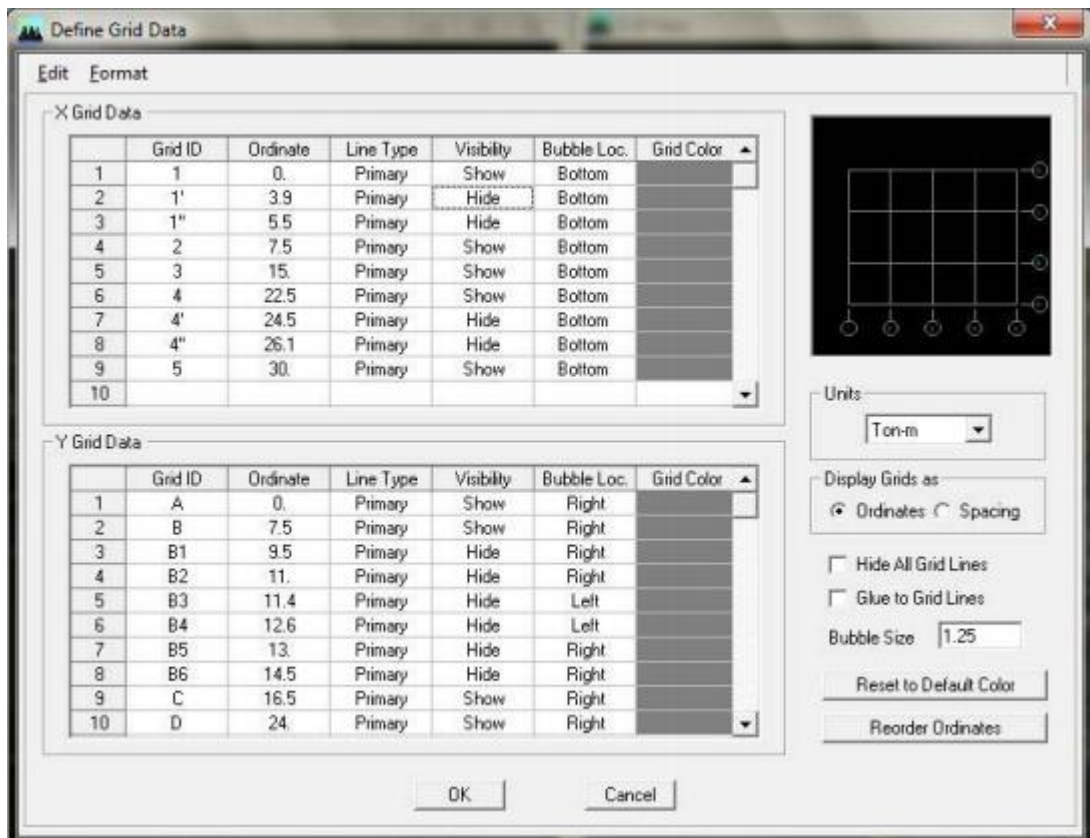
### BUỚC 9: VẼ CỘT

Để vẽ cột được dễ dàng và nhanh chóng, ta tạm thời ẩn một số đường lưới phụ và phân tử vách vừa vẽ.

1. Click vào menu View/Set Building View Options... hộp thoại Set Building View Options xuất hiện, click bỏ Wall (Area)



2. Click chuột phải chọn Edit Grid Data... hộp thoại Coordinate Systems xuất hiện, chọn Modify/Show System...
3. Click chọn Hide tại cột Visibility để tạm thời ẩn đi các đường lưới phụ



4. Click OK 2 lần để đóng các hộp thoại.

5. Click chuột phải chọn Edit Story Data... hộp thoại Story Data xuất hiện, tại các cột

Master Story và Similar To ta chọn như hình sau:

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Heig
17	STORY16	3.5	55.5	Yes		No	0.
16	STORY15	3.5	52.	No	STORY16	No	0.
15	STORY14	3.5	48.5	No	STORY16	No	0.
14	STORY13	3.5	45.	No	STORY16	No	0.
13	STORY12	3.5	41.5	Yes		No	0.
12	STORY11	3.5	38.	No	STORY12	No	0.
11	STORY10	3.5	34.5	No	STORY12	No	0.
10	STORY9	3.5	31.	Yes		No	0.
9	STORY8	3.5	27.5	No	STORY9	No	0.
8	STORY7	3.5	24.	No	STORY9	No	0.
7	STORY6	3.5	20.5	Yes		No	0.
6	STORY5	3.5	17.	No	STORY6	No	0.
5	STORY4	3.5	13.5	No	STORY6	No	0.
4	STORY3	3.5	10.	Yes		No	0.
3	STORY2	3.5	6.5	No	STORY3	No	0.
2	STORY1	3.	3.	No	STORY3	No	0.
1	BASE		0.				

6. Tại cửa sổ Plan View tại Story 16 click chọn công cụ vẽ cột Create Columns trên thanh công cụ Draw.

Hộp thoại Properties of Object xuất hiện, tại mục Property chọn tiết diện C400x400.

7. Click chọn 1 điểm từ góc bên trái đến góc bên phải để tạo thành khung cửa sổ chữ nhật bao trùm các vị trí cột.

8. Di chuyển xuống Story12, chọn tiết diện D500x500 rồi vẽ theo cách tương tự.

9. Lần lượt di chuyển đến các tầng Story9, Story6, Story3 để vẽ các cột có tiết diện tương ứng.

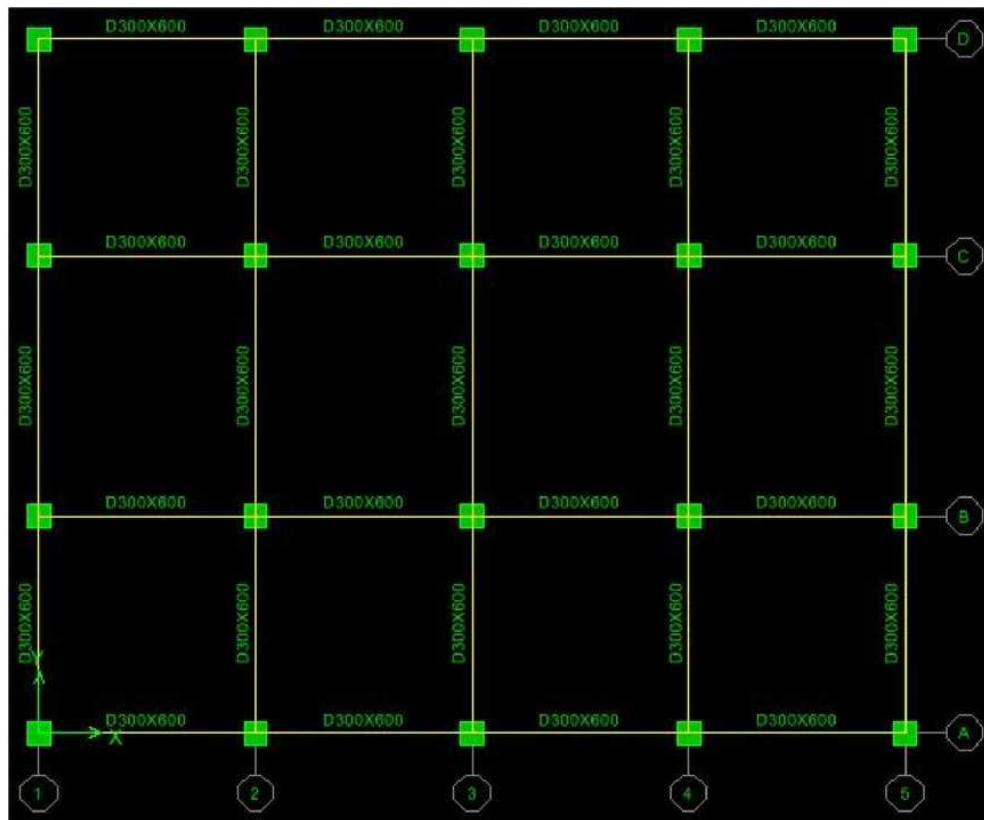
#### BƯỚC 10: VẼ DÀM

1. Click chuột phải chọn Edit Story Data... hộp thoại Story Data xuất hiện, click Reset để đưa tất cả các tầng về Similar to Story16.

2. Click chọn công cụ vẽ nhanh dầm Create Lines in Region or at Clicks trên thanh công cụ Draw.

Hộp thoại Properties of Object xuất hiện, tại mục Property chọn tiết diện D300x600.

3. Click chọn 1 điểm từ góc bên trái đến góc bên phải để tạo thành khung cửa sổ chữ nhật bao trùm các đường lưới. Kết quả ta được hệ dầm như hình sau:



#### BƯỚC 11: VẼ SÀN

1. Click công cụ vẽ nhanh sàn Create Areas at Click trên thanh công cụ Draw.

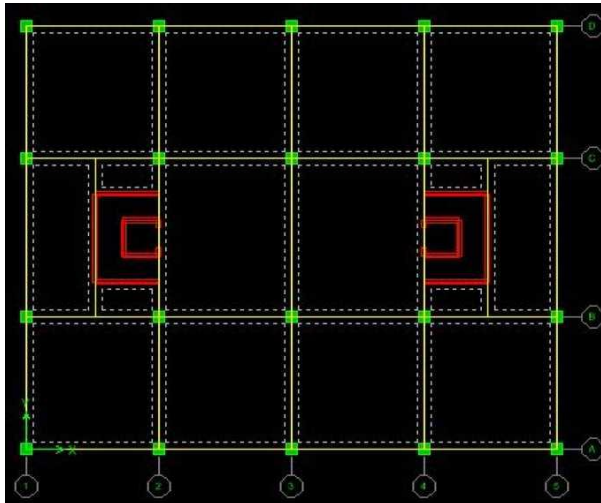
Hộp thoại Properties of Object xuất hiện, tại mục Property chọn tiết diện “SAN”.

2. Click chọn 1 điểm từ góc bên trái đến góc bên phải để tạo thành khung cửa sổ chữ nhật bao trùm các vị trí sàn.

3. Xóa các ô sàn tại vị trí thang máy.

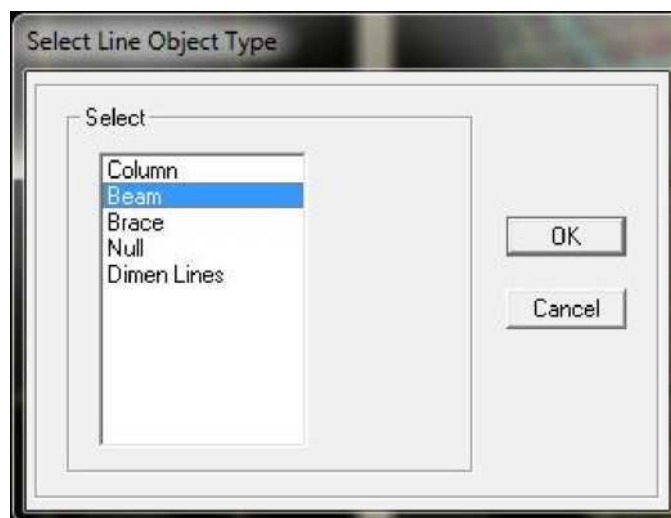
#### BƯỚC 12: HIỆU CHỈNH MÔ HÌNH

1. Click chuột phải chọn Edit Grid Data... hộp thoại Coordinate Systems xuất hiện, chọn Modify/Show System...
2. Click chọn Show tại cột Visibility để hiển thị lưới 1' và 4''.
3. Click chọn công cụ vẽ dầm Draw Lines trên thanh công cụ Draw, chọn tiết diện D300x600.
4. Click vẽ bổ sung đoạn dầm đi qua thang máy từ điểm lưới 1'-B đến 1'-C và đoạn dầm 4''B đến 4''C.
5. Click chọn công cụ vẽ sàn hình chữ nhật Draw Rectangular Areas, Hộp thoại Properties of Object xuất hiện, tại mục Property chọn tiết diện "SAN".
6. rê chuột từ góc trái đến góc phải của ô sàn tạo thành khung hình chữ nhật để vẽ các ô sàn nhỏ. Kết quả ta được mô hình như hình vẽ:



### BƯỚC 13: GÁN TẢI TRỌNG TƯỜNG TRÊN DẦM

1. Click vào menu Select ⇒ chọn by Line Object Type...  
Hộp thoại Select Line Object Type xuất hiện, chọn Beam ⇒ OK



2. Để bỏ chọn dầm tầng mái (Story16) ta click vào menu Select ⇒ chọn Deselect ⇒ by

Story Level...

Hộp thoại Select Story Level xuất hiện, chọn Story16 ⇒ OK

3. Click vào menu Assign ⇒ Frame/Line Loads ⇒ Distributed...

Hộp thoại Frame Distributed Loads xuất hiện, khai báo giá trị như hình vẽ

Frame Distributed Loads

Load Case Name: TT Units: Ton-m

Load Type and Direction:  Forces  Moments Direction: Gravity

Options:  Add to Existing Loads  Replace Existing Loads  Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads

	1	2	3	4
Distance	.0	.25	.75	.1
Load	0.0	0.0	0.0	0.0

Relative Distance from End-I  Absolute Distance from End-I

Uniform Load: Load: 1.05

OK Cancel

#### BƯỚC 14: GÁN TẢI TRỌNG PHÂN BỐ TRÊN SÀN

1. Click vào menu Select ⇒ chọn by Area Object Type...

Hộp thoại Select Area Object Type xuất hiện, chọn Floor ⇒ OK

2. Click vào menu Assign ⇒ Shell/Area Loads ⇒ Uniform...

Hộp thoại Uniform Surface Loads xuất hiện, gán giá trị như hình vẽ

Uniform Surface Loads

Load Case Name: TT Units: Ton-m

Uniform Load: Load: 0.15 Direction: Gravity

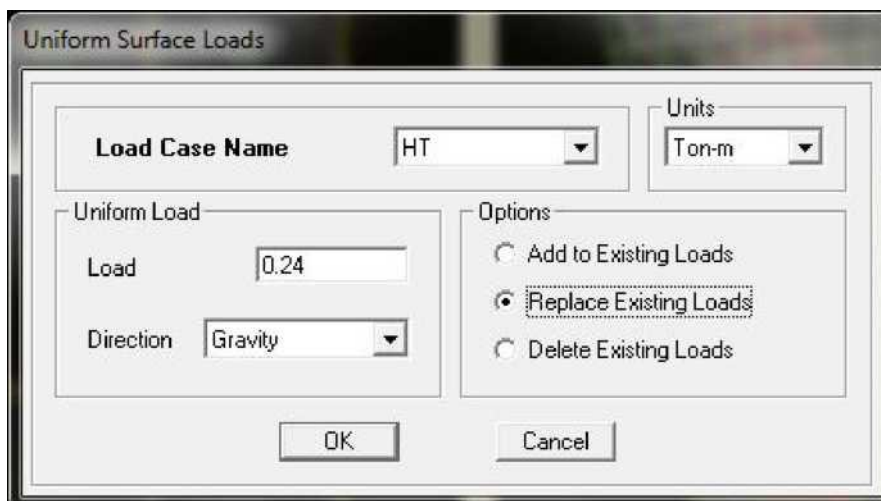
Options:  Add to Existing Loads  Replace Existing Loads  Delete Existing Loads

OK Cancel

3. Click vào menu Select ⇒ Get Previous Selection để chọn lại những ô sàn vừa được chọn trước đó.

4. Click vào menu Assign ⇒ Shell/Area Loads ⇒ Uniform...

Hộp thoại Uniform Surface Loads xuất hiện, gán giá trị như hình vẽ



5. Trên thanh trạng thái chuyển từ chế độ Similar Stories sang One Story.  
Trên cửa sổ Plan View, di chuyển đến Story16 rồi chọn tất cả các ô sàn ở tầng này.

6. Click vào menu Assign ⇒ Shell/Area Loads ⇒ Uniform...

Gán giá trị hoạt tải (HT) là 0,09 T/m<sup>2</sup>

#### BƯỚC 15: GÁN TÊN CHO VÁCH

Nếu người sử dụng muốn chương trình xuất ra kết quả nội lực để tính toán cốt thép cho vách cứng thì nên đặt tên cho từng vách riêng lẻ.

Nếu người sử dụng muốn chương trình xuất ra kết quả nội lực để tính toán cốt thép móng cho vách cứng thì nên đặt tên cho các vách cùng một tên.

1. Click vào menu Select ⇒ chọn by Area Object Type...

Hộp thoại Select Area Object Type xuất hiện, chọn Wall ⇒ OK

2. Click vào menu Assign ⇒ Shell/Area ⇒ Pier Label...

Hộp thoại Pier Names xuất hiện, gán tên vách là V1 ⇒ OK.

#### BƯỚC 16: CHIA PHẦN TỬ SÀN

1. Click vào menu Select ⇒ chọn by Area Object Type...

Hộp thoại Select Area Object Type xuất hiện, chọn Floor ⇒ OK

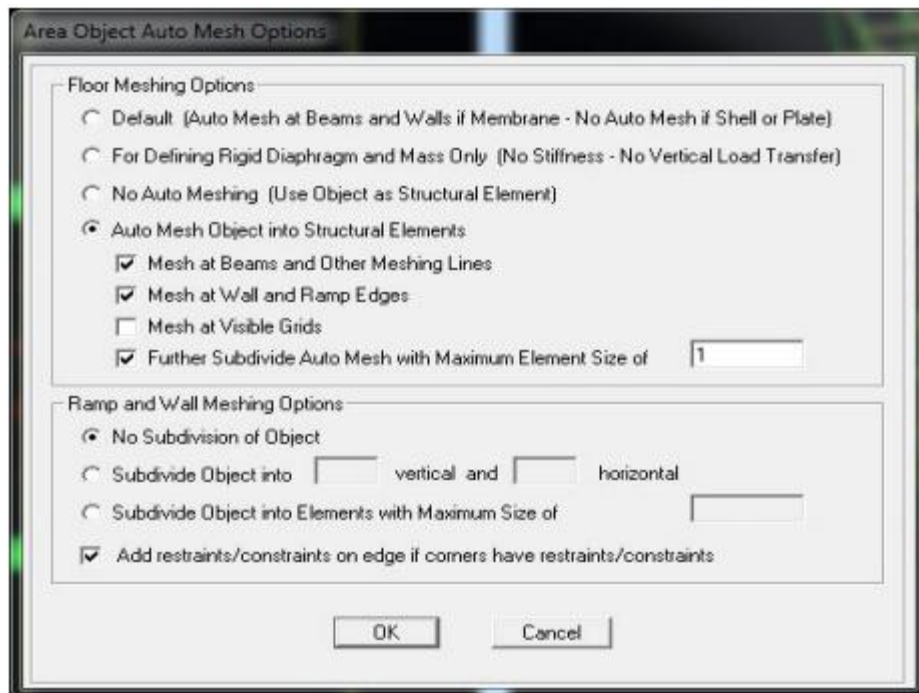
2. Click vào menu Assign ⇒ Shell/Area ⇒ Area Object Mesh Options...

Hộp thoại Area Object Auto Mesh Options xuất hiện.

3. Chọn chế độ Auto Mesh Object into Structural Elements ⇒ Chọn Futher Subdivide

Auto Mesh with Maximum Elemen Size of nhập giá trị là 1.





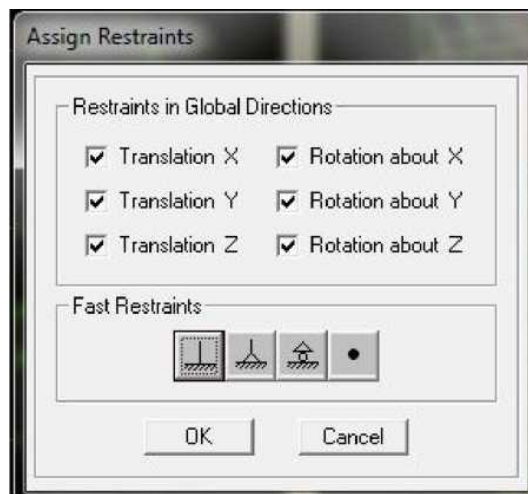
### BUỐC 17: CHIA NHỎ PHẦN TỬ VÁCH

Để tính toán cốt thép cho vách cứng và móng ta tiến hành chia nhỏ vách cứng.

1. Click chọn phần tử vách trục 1'', 4', B2, B5.
2. Click vào menu Edit ⇒ Mesh Areas, hộp thoại Mesh Selected Areas xuất hiện, nhập giá trị cần chia.
3. Thao tác tương tự cho các vách khác.

### BUỐC 18: GÁN ĐIỀU KIỆN BIÊN CHO KẾT CẤU

1. Trên cửa sổ Plan View, di chuyển đến tầng hầm Base rồi chọn tất cả các chân cột.
2. Click vào menu Assign ⇒ Joint/Point ⇒ Restraints (Supports)...  
Hộp thoại Assign Restraints xuất hiện
3. Click chọn biểu tượng liên kết ngầm ⇒ OK



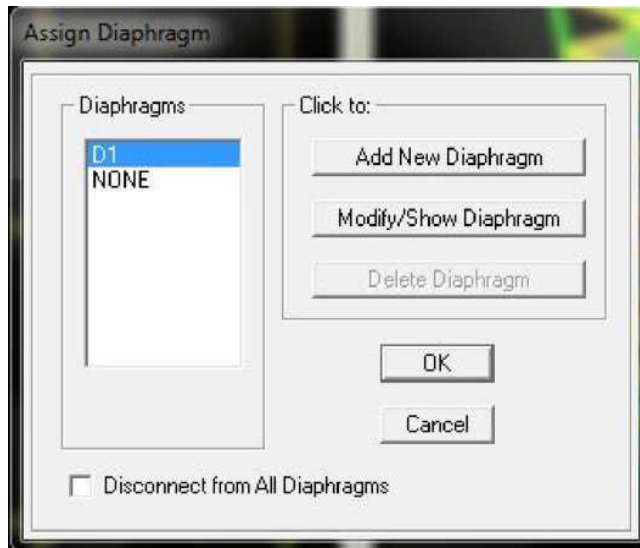
### BUỐC 19: KHAI BÁO SÀN TUYỆT ĐỐI CỨNG

1. Click vào menu Select ⇒ chọn by Area Object Type...

Hộp thoại Select Area Object Type xuất hiện, chọn Floor ⇒ OK

2. Click vào menu Assign ⇒ Shell/Area ⇒ Diaphragms...

Hộp thoại Assign Diaphragms xuất hiện.



3. Click chọn D1 ⇒ OK để đóng hộp thoại.

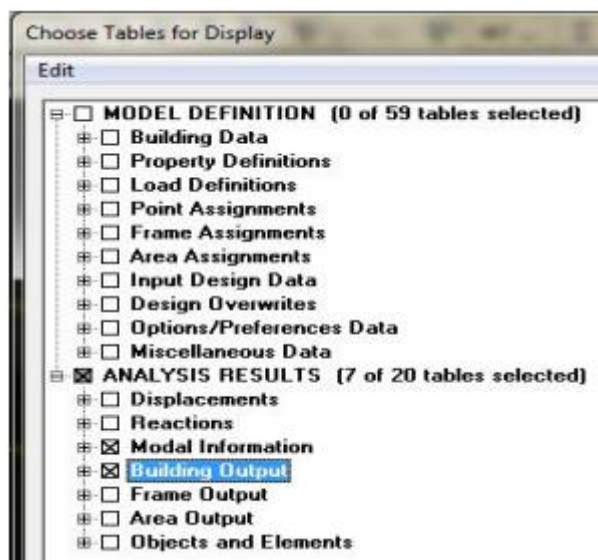
## BUỚC 20: THỰC HIỆN TÍNH TOÁN

Click vào menu Analyze ⇒ Run Analysis.

## BUỚC 21: XUẤT KẾT QUẢ - TÍNH TOÁN TẢI TRỌNG GIÓ

1. Click vào menu Display ⇒ Show Tables...

Hộp thoại Choose Tables for Display xuất hiện, click chọn Modal Information và Building Output



Khi đó trên màn hình sẽ xuất hiện hộp thoại cung cấp cho người sử dụng những bảng kết quả của bài toán.

2. Click chọn Modal Participating Mass Ratios



Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	2.233843	66.9809	0.0000	0.0000	66.9809	0.0000	0.0000	0.0000
2	1.761548	0.0000	66.6794	0.0000	66.9809	66.6794	0.0000	98.7285
3	1.544872	0.0000	0.0000	0.0000	66.9809	66.6794	0.0000	0.0000
4	0.602979	16.1655	0.0000	0.0000	83.1463	66.6794	0.0000	0.0000
5	0.463867	0.0000	17.8378	0.0000	83.1463	84.5172	0.0000	1.0012
6	0.431826	0.0000	0.0000	0.0000	83.1463	84.5172	0.0000	0.0000
7	0.266126	6.2165	0.0000	0.0000	89.3628	84.5172	0.0000	0.0000
8	0.210894	0.0000	6.4174	0.0000	89.3628	90.9346	0.0000	0.2144
9	0.203435	0.0000	0.0000	0.0000	89.3628	90.9346	0.0000	0.0000
10	0.152363	3.3565	0.0000	0.0000	92.7193	90.9346	0.0000	0.0000
11	0.129358	0.0000	3.1833	0.0000	92.7193	94.1179	0.0000	0.0333
12	0.126742	0.0000	0.0000	0.0000	92.7193	94.1179	0.0000	0.0000

Chú thích:

Mode: 12 dạng dao động của bài toán.

Period: chu kỳ (T) ứng với các dạng dao động.

### 3. Tiếp tục click vào Building Modes

Story	Diaphragm	Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
STORY16	D1	1	-0.0459	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
STORY15	D1	1	-0.0429	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
STORY14	D1	1	-0.0398	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
STORY13	D1	1	-0.0365	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
STORY12	D1	1	-0.0332	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
STORY11	D1	1	-0.0297	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
STORY10	D1	1	-0.0262	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
STORY9	D1	1	-0.0227	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
STORY8	D1	1	-0.0191	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
STORY7	D1	1	-0.0157	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
STORY6	D1	1	-0.0123	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
STORY5	D1	1	-0.0092	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
STORY4	D1	1	-0.0063	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
STORY3	D1	1	-0.0038	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
STORY2	D1	1	-0.0018	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
STORY1	D1	1	-0.0005	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000
STORY16	D1	2	0.0000	-0.0465	0.0000	0.00000	0.00000	0.0000

Chú thích:

UX: dịch chuyển theo phương trục X ứng với các dạng dao động (Mode).

UY: dịch chuyển theo phương trục Y ứng với các dạng dao động (Mode).

### 4. Tiếp tục click chọn Center Mass Rigidity

Center Mass Rigidity

Edit View

Center Mass Rigidity

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
	STORY16	D1	49.5578	49.5578	15.000	12.000	49.5578	49.5578	15.000
	STORY15	D1	98.1262	98.1262	15.000	12.000	147.6840	147.6840	15.000
	STORY14	D1	98.1262	98.1262	15.000	12.000	245.8102	245.8102	15.000
	STORY13	D1	98.1262	98.1262	15.000	12.000	343.9364	343.9364	15.000
	STORY12	D1	98.8531	98.8531	15.000	12.000	442.7895	442.7895	15.000
	STORY11	D1	99.7364	99.7364	15.000	12.000	542.5259	542.5259	15.000
	STORY10	D1	99.7364	99.7364	15.000	12.000	642.2623	642.2623	15.000
	STORY9	D1	100.6596	100.6596	15.000	12.000	742.9219	742.9219	15.000
	STORY8	D1	101.7392	101.7392	15.000	12.000	844.6610	844.6610	15.000
	STORY7	D1	101.7392	101.7392	15.000	12.000	946.4002	946.4002	15.000
	STORY6	D1	102.8588	102.8588	15.000	12.000	1049.2588	1049.2588	15.000
	STORY5	D1	104.1345	104.1345	15.000	12.000	1153.3934	1153.3934	15.000
	STORY4	D1	104.1345	104.1345	15.000	12.000	1257.5279	1257.5279	15.000
	STORY3	D1	105.4503	105.4503	15.000	12.000	1362.9782	1362.9782	15.000
	STORY2	D1	106.9225	106.9225	15.000	12.000	1469.9007	1469.9007	15.000
	STORY1	D1	105.4994	105.4994	15.000	12.000	1575.4000	1575.4000	15.000

OK

Chú thích:

MassX, MassY: khối lượng tập trung tại các tầng.

Dựa vào các kết quả trên ta thực hiện tính toán để ra được tổng tải trọng gió tác dụng lên công trình.

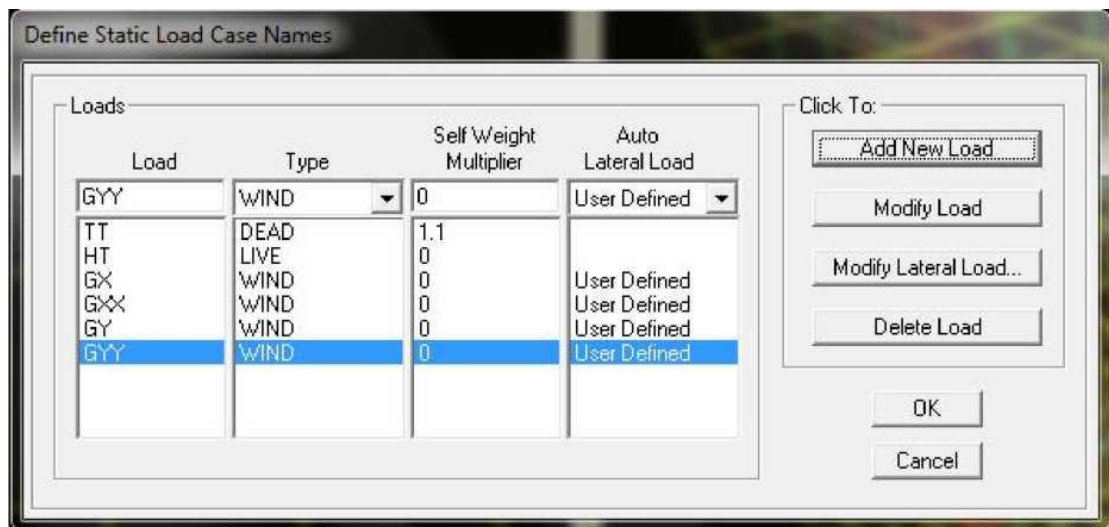
Tổng tải trọng gió (tĩnh + động): được xác định như chương 3

Tầng	Tổng tải gió lên phương OX (T)	Tổng tải gió lên phương OY (T)
Story 2	14.61	18.18
Story 3	16.58	20.51
Story 4	18.23	22.3
Story 5	19.38	23.7
Story 6	20.32	24.73
Story 7	21.12	25.72
Story 8	21.87	26.59
Story 9	22.42	27.28
Story 10	22.91	27.92
Story 11	23.37	28.48
Story 12	23.71	28.93
Story 13	23.96	29.29
Story 14	24.2	29.64
Story 15	24.41	29.94
Story 16	21.72	26.82

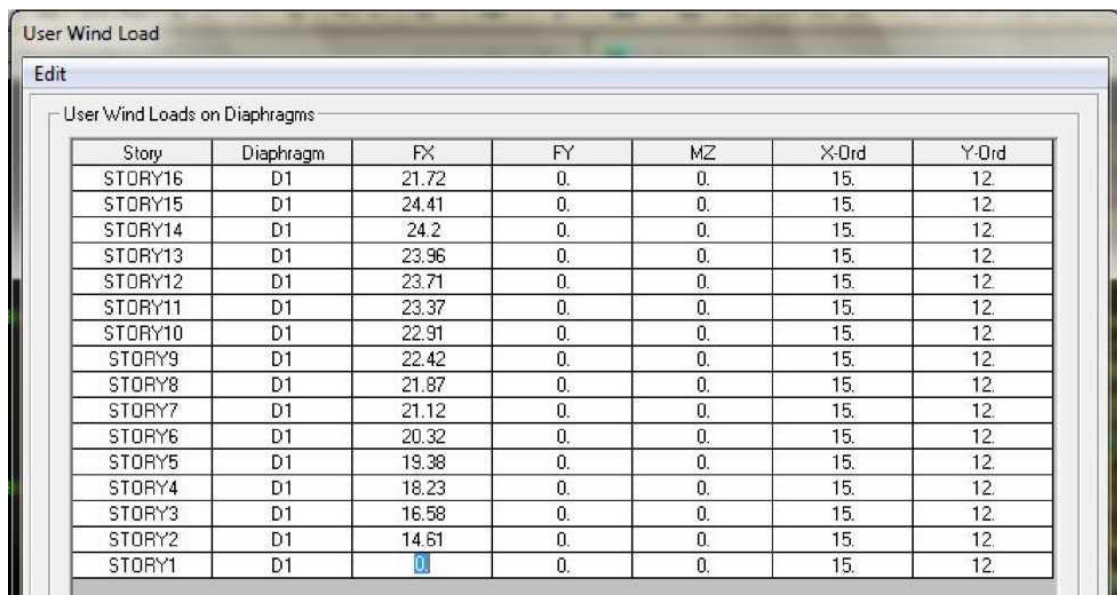
## BƯỚC 22: NHẬP TẢI GIÓ VÀO MÔ HÌNH TÍNH TOÁN

1. Click vào biểu tượng Lock/Unlock Model trên thanh công cụ.

2. Click vào menu Define ⇒ Static Load Cases... hộp thoại Define Static Load Cases xuất hiện, khai báo tải trọng như hình sau:



3. Click chọn GX (gió cùng chiều theo phương trục X) ⇒ Chọn Modify Lateral Load..., hộp thoại User Wind Load xuất hiện, nhập giá trị tại cột FX:



Click OK để kết thúc việc nhập tải gió GX.

4. Click chọn GXX (gió ngược chiều theo phương trục X) ⇒ Chọn Modify Lateral Load..., hộp thoại User Wind Load xuất hiện, nhập giá trị tại cột FX:

User Wind Load

Edit

User Wind Loads on Diaphragms

Story	Diaphragm	FX	FY	MZ	X-Ord	Y-Ord
STORY16	D1	-21.72	0.	0.	15.	12.
STORY15	D1	-24.41	0.	0.	15.	12.
STORY14	D1	-24.2	0.	0.	15.	12.
STORY13	D1	-23.96	0.	0.	15.	12.
STORY12	D1	-23.71	0.	0.	15.	12.
STORY11	D1	-23.37	0.	0.	15.	12.
STORY10	D1	-22.91	0.	0.	15.	12.
STORY9	D1	-22.42	0.	0.	15.	12.
STORY8	D1	-21.87	0.	0.	15.	12.
STORY7	D1	-21.12	0.	0.	15.	12.
STORY6	D1	-20.32	0.	0.	15.	12.
STORY5	D1	-19.38	0.	0.	15.	12.
STORY4	D1	-18.23	0.	0.	15.	12.
STORY3	D1	-16.58	0.	0.	15.	12.
STORY2	D1	-14.61	0.	0.	15.	12.
STORY1	D1		0.	0.	15.	12.

Click OK để kết thúc việc nhập tải gió GXX

5. Click chọn GY (gió cùng chiều theo phương trục Y) ⇒ Chọn Modify Lateral Load..., hộp thoại User Wind Load xuất hiện, nhập giá trị tại cột FY:

User Wind Load

Edit

User Wind Loads on Diaphragms

Story	Diaphragm	FX	FY	MZ	X-Ord	Y-Ord
STORY16	D1	0.	26.82	0.	15.	12.
STORY15	D1	0.	29.94	0.	15.	12.
STORY14	D1	0.	29.64	0.	15.	12.
STORY13	D1	0.	29.29	0.	15.	12.
STORY12	D1	0.	28.93	0.	15.	12.
STORY11	D1	0.	28.48	0.	15.	12.
STORY10	D1	0.	27.92	0.	15.	12.
STORY9	D1	0.	27.28	0.	15.	12.
STORY8	D1	0.	26.59	0.	15.	12.
STORY7	D1	0.	25.72	0.	15.	12.
STORY6	D1	0.	24.73	0.	15.	12.
STORY5	D1	0.	23.7	0.	15.	12.
STORY4	D1	0.	22.3	0.	15.	12.
STORY3	D1	0.	20.51	0.	15.	12.
STORY2	D1	0.	18.18	0.	15.	12.
STORY1	D1	0.	0.	0.	15.	12.

Click OK để kết thúc việc nhập tải gió GY.

6. Click chọn GYY (gió ngược chiều theo phương trục Y) ⇒ Chọn Modify Lateral Load..., hộp thoại User Wind Load xuất hiện, nhập giá trị tại cột FY:



User Wind Load

Edit

User Wind Loads on Diaphragms

Story	Diaphragm	FX	FY	MZ	X-Ord	Y-Ord
STORY16	D1	0.	-26.82	0.	15.	12.
STORY15	D1	0.	-29.94	0.	15.	12.
STORY14	D1	0.	-29.64	0.	15.	12.
STORY13	D1	0.	-29.29	0.	15.	12.
STORY12	D1	0.	-28.93	0.	15.	12.
STORY11	D1	0.	-28.48	0.	15.	12.
STORY10	D1	0.	-27.92	0.	15.	12.
STORY9	D1	0.	-27.28	0.	15.	12.
STORY8	D1	0.	-26.59	0.	15.	12.
STORY7	D1	0.	-25.72	0.	15.	12.
STORY6	D1	0.	-24.73	0.	15.	12.
STORY5	D1	0.	-23.7	0.	15.	12.
STORY4	D1	0.	-22.3	0.	15.	12.
STORY3	D1	0.	-20.51	0.	15.	12.
STORY2	D1	0.	-18.18	0.	15.	12.
STORY1	D1	0.	0.	0.	15.	12.

Click OK 2 lần để kết thúc việc nhập tải gió.

### BƯỚC 23: NHẬP TẢI ĐỘNG ĐẤT VÀO MÔ HÌNH TÍNH TOÁN

Trong trường hợp công trình có xét đến tải trọng động đất. Các bước tính toán và nhập tải vào mô hình tương tự như chương 3.

### BƯỚC 23: TỔ HỢP TẢI TRỌNG

Tùy trường hợp công trình có tính toán động đất hay không mà có những tổ hợp tải trọng khác nhau được thể hiện trong chương 3. Dưới đây là các bước nhập tổ hợp tải trọng.

1. Click vào menu Define ⇒ Load Combinations... hộp thoại Define Load Combinations xuất hiện, chọn Add New Combo...

2. Hộp thoại Load Combination Data xuất hiện, khai báo TH1 như sau:

Load Combination Data

Load Combination Name: TH1

Load Combination Type: ADD

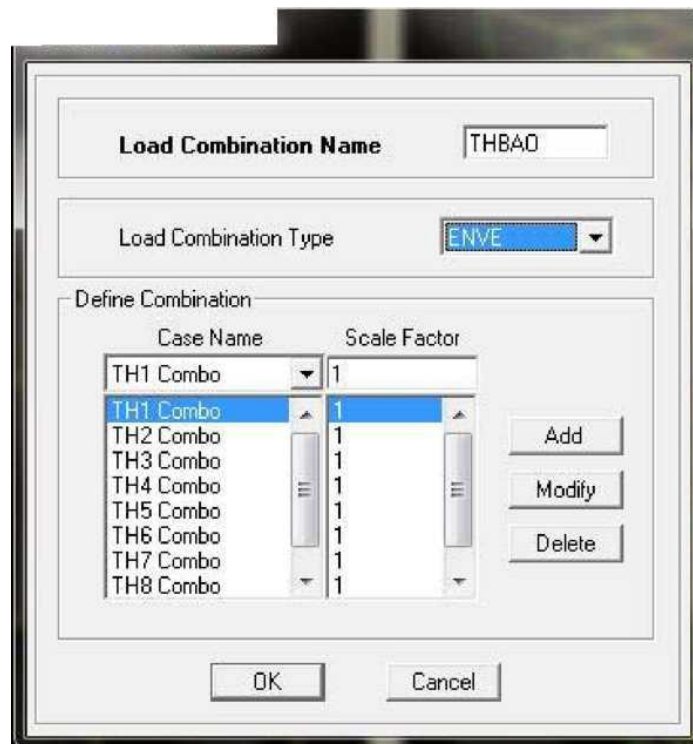
Define Combination

Case Name	Scale Factor
HT Static Load	1
TT Static Load	1
HT Static Load	1

Add  
Modify  
Delete

OK Cancel

- Thực hiện tương tự để khai báo các tổ hợp khác.
- Khai báo tổ hợp THBAO như hình sau:



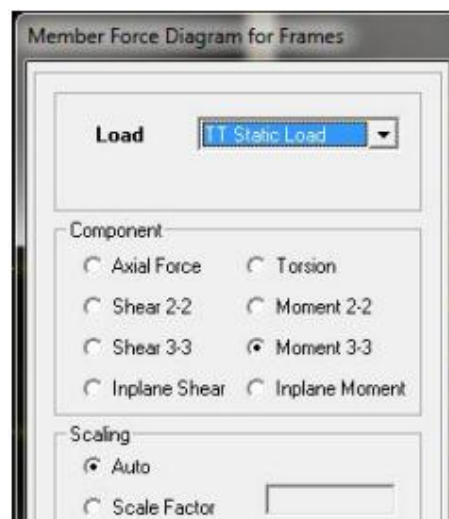
#### BƯỚC 24: THỰC HIỆN TÍNH TOÁN VÀ XEM KẾT QUẢ

Click vào menu Analyze ⇒ Run Analysis để thực hiện tính toán. Sau khi chương trình giải xong người sử dụng cần xem giá trị kết quả và xuất thành file dữ liệu để thực hiện tính toán cốt thép.

#### BƯỚC 25: XEM BIỂU ĐỒ VÀ GIÁ TRỊ NỘI LỰC CỦA PHẦN TỬ THANH - VÁCH

- Trên khung Plan-View click để di chuyển đến tầng cần xem kết quả.
- Click vào menu Display ⇒ Show Member Forces/Stress Diagram ⇒ Frames/Pier/Spandrel Forces...

Hộp thoại Member Forces Diagram for Frame...xuất hiện



3. Tại dòng Load chọn loại tải trọng hay tổ hợp cần xem nội lực.

4. Trong mục Component:

Click chọn Moment 3-3 để xem biểu đồ và giá trị moment của dầm.

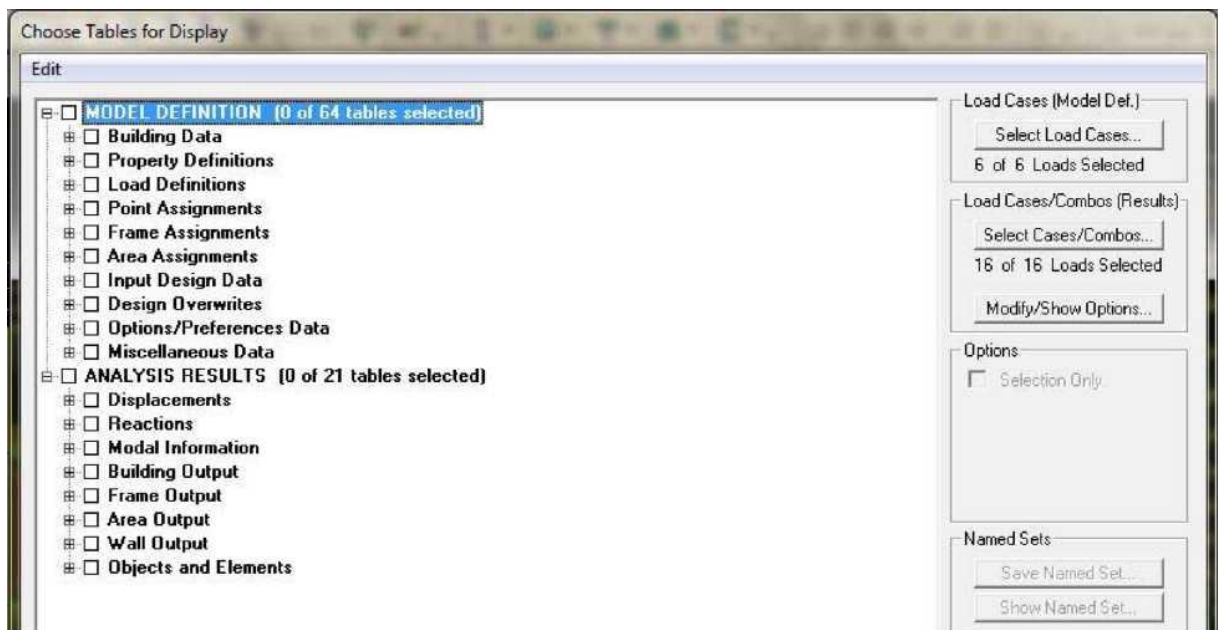
Click chọn Shear 2-2 để xem biểu đồ và giá trị lực cắt của dầm.

5. Trong mục Options để hiển thị giá trị trên biểu đồ ta click chọn Show Values on Diagram.

6. Trong mục Include chọn Frames nếu muốn xem nội lực phần tử thanh, chọn Pier nếu muốn xem nội lực phần tử vách.

## BƯỚC 26: XUẤT FILE KẾT QUẢ

1. Click vào menu Display ⇒ Show Tables... hộp thoại Chose Tables for Display xuất hiện.



2. Click chọn Select Cases/Combos... để chọn trường hợp tải hoặc tổ hợp cần xem.

3. Click chọn mục Displacements để xuất bảng kết quả chuyển vị.

4. Click chọn mục Reactions để xuất bảng kết quả phản lực.

5. Click chọn mục Building Output để xuất bảng kết quả khối lượng và độ cứng.

6. Click chọn mục Frame Output để xuất bảng kết quả nội lực phần tử thanh.

7. Click chọn mục Wall Output để xuất bảng kết quả nội lực phần tử vách.

## Chương 5

### KIỂM TRA SỰ LÀM VIỆC CỦA NHÀ CAO TẦNG

Kết cấu nhà cao tầng cần phải được tính toán và kiểm tra về độ bền, biến dạng, độ cứng, ổn định và dao động. Nội lực và biến dạng của kết cấu nhà cao tầng được tính toán theo phương pháp đàn hồi. 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.

#### 5.1. Kiểm tra ổn định tổng thể

Khi ngôi nhà đã bị uốn, dưới tác động của tải trọng thẳng đứng, nội lực và biến dạng của ngôi nhà sẽ tăng lên. Nếu trọng lượng của ngôi nhà lớn và độ cứng của ngôi nhà không đủ thì biến dạng sẽ tăng nhanh và dẫn đến mất ổn định tổng thể. Trọng lượng có thể gây ra mất ổn định tổng thể ngôi nhà gọi là trọng lượng cực hạn ( $G_{kp}$ ).

Để xác định trọng lượng cực hạn của nhà, dựa vào các giả thiết sau:

- Mô hình tính toán nhà là một thanh công xôn ngàm vào móng
- Độ cứng không thay đổi theo chiều cao
- Trọng khối nhà phân bố đều theo thể tích ngôi nhà
- Biến dạng của các sàn trong mặt phẳng nằm ngang không đáng kể và có thể bỏ qua.

Điều kiện cần thiết để công trình không mất ổn định tổng thể đã được kiểm nghiệm qua thực tế là:

$$\frac{G_{kp}}{G^{tc}} > 1,5 \quad (5.1)$$

Trong đó:

$$G^{tc} = 1,1G \quad (5.2)$$

với  $G$  là trọng lượng phần trên mặt đất của ngôi nhà.

Đối với công trình bằng BTCT, trọng lượng cực hạn của ngôi nhà xác định theo:

$$\begin{aligned} G_x &= \frac{2,3E_b I_x}{H_0^2} \\ G_y &= \frac{2,3E_b I_y}{H_0^2} \\ G_\omega &= \frac{2,3E_b I_\omega}{\gamma H_0^2} \end{aligned} \quad (5.3)$$

trong đó:



$$I_x = \sum I_{xi}; I_y = \sum I_{yi}; I_{xy} = \sum I_{xyi} \quad (5.4)$$

$$I_\omega = \sum I_{xi}(a_i - a_0)^2 + \sum I_{yi}(b_i - b_0)^2 - 2\sum I_{xyi}(a_i - a_0)(b_i - b_0) + \sum I_{\omega i}$$

$E_b$  – mô đun biến dạng ban đầu của bê tông

$H_0$  – chiều cao nhà (phần trên mặt đất).

Thông số  $\gamma$  phụ thuộc vào vị trí tâm uốn và các yếu tố mặt bằng nhà nên được gọi là đặc trưng mặt bằng nhà.

Nếu nhà chỉ có một lõi cứng và cho mô đun trượt :  $G = 0,4E_b$  thì:

$$G_\omega = \frac{0,4E_b I_{xoan}}{\gamma} \quad (5.5)$$

Trọng lượng cực hạn của công trình phụ thuộc nhiều vào vị trí trọng tâm nhà và vị trí tâm uốn của nhà.

- Nếu các tâm này trùng nhau thì trọng lượng cực hạn của nhà lấy bằng:

$$G_{kp} = \min \begin{pmatrix} G_x \\ G_y \\ G_\omega \end{pmatrix} \quad (5.6)$$

- Nếu các tâm này không trùng nhau thì nhà sẽ mất ổn định theo dạng uốn xoắn.

Trọng lượng cực hạn của nhà  $G_{kp}$  cho dạng mất ổn định theo uốn – xoắn: phụ thuộc vào khoảng cách từ tâm uốn đến trọng tâm nhà:

$$\rho = \sqrt{X_{oi}^2 + Y_{oi}^2} \quad (5.7)$$

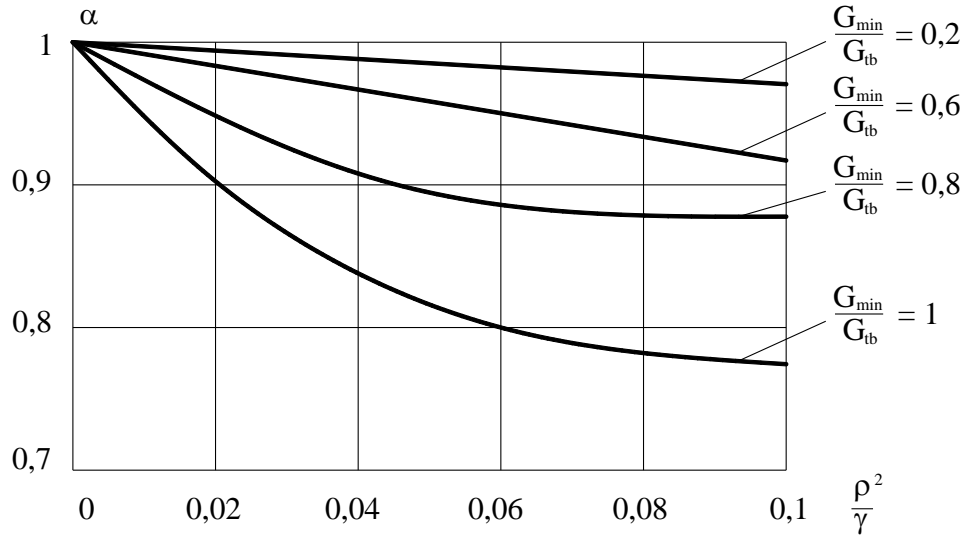
Trong đó:  $X_{oi}$ ;  $Y_{oi}$  – tọa độ trọng tâm của mặt bằng nhà đang xét đối với hệ trục có tâm trùng với tâm uốn.

Nếu  $\frac{\rho^2}{\gamma} < 0,1$  thì trọng lượng cực hạn có thể xác định gần đúng theo:

$$G_{kp} = \alpha G_{min} \quad (5.8)$$

trong đó  $\alpha$  là hệ số xác định theo đồ thị, phụ thuộc vào  $\frac{\rho^2}{\gamma}$  và trọng lượng cực hạn trung bình  $G_{tb}$ :

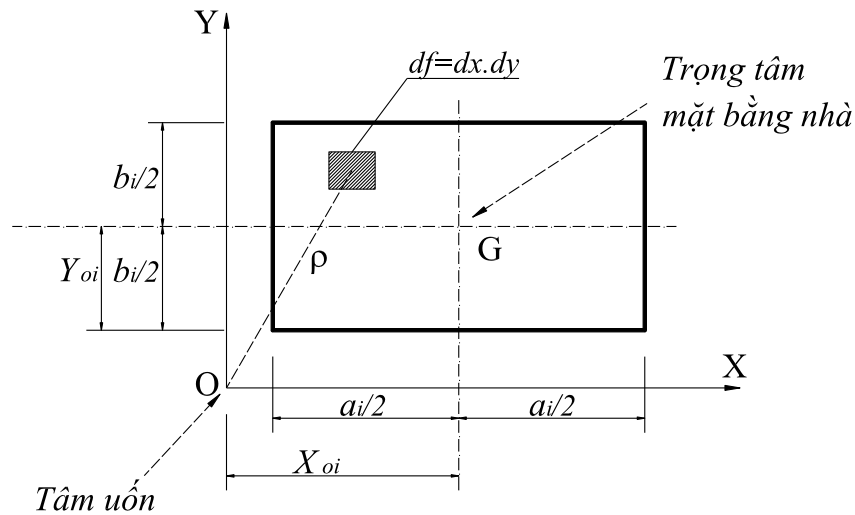
$$G_{tb} = \frac{1}{3}(G_x + G_y + G_\omega) \quad (5.9)$$



Hình 5. 1. Đồ thị xác định  $\alpha$ .

➤ Đặc trưng mặt bằng nhà  $\gamma$  xác định theo:

$$\gamma = \frac{\int_F (x^2 + y^2) df}{F} = \frac{\int_F \rho^2 df}{F} \quad (5.10)$$



Hình 5. 2. Xác định đặc trưng mặt bằng nhà.

Triển khai tích phân:

$$\int_{F_i} \rho^2 df = \int_{X_{oi}-a_i/2}^{X_{oi}+a_i/2} \int_{Y_{oi}-b_i/2}^{Y_{oi}+b_i/2} (X^2 + Y^2) dx dy \quad (5.11)$$

$$= \frac{b_i}{3} \left[ \left( X_{oi} + \frac{a_i}{2} \right)^3 - \left( X_{oi} - \frac{a_i}{2} \right)^3 \right] + \frac{a_i}{3} \left[ \left( Y_{oi} + \frac{b_i}{2} \right)^3 - \left( Y_{oi} - \frac{b_i}{2} \right)^3 \right]$$

Ta có:

$$\int_{F_i} \rho^2 df = a_i b_i \left[ X_{oi}^2 + Y_{oi}^2 + (a_i^2 + b_i^2) / 12 \right] \quad (5.12)$$

Do đó:

$$\gamma = \frac{\int (x^2 + y^2) df}{F} = \frac{\int \rho^2 df}{F} = \left[ X_{oi}^2 + Y_{oi}^2 + (a_i^2 + b_i^2) / 12 \right] \quad (5.13)$$

Nếu tâm uốn trùng với trọng tâm nhà thì:

$$\gamma = \left[ (a_i^2 + b_i^2) / 12 \right] \quad (5.14)$$

Nếu mặt bằng nhà bao gồm nhiều phần hợp lại thì:

$$\int_{F_i} \rho^2 df = \sum_1^n a_i b_i \left[ X_{oi}^2 + Y_{oi}^2 + (a_i^2 + b_i^2) / 12 \right] \quad (5.14)$$

$$\gamma = \frac{1}{\sum F_i} \times \sum_1^n a_i b_i \left[ X_{oi}^2 + Y_{oi}^2 + (a_i^2 + b_i^2) / 12 \right] \quad (5.15)$$

*Nhận xét:* Đặc trưng mặt bằng nhà  $\gamma$  càng lớn thì trọng lượng cực hạn của ngôi nhà càng giảm nghĩa là ổn định ngôi nhà càng giảm. Do đó khi thiết kế cố gắng giảm tối đa khoảng cách từ tâm uốn đến trọng tâm nhà.

## 5.2. Kiểm tra gia tốc dao động

Từ phương trình động học ta có chuyển vị :  $Y = A \sin(\omega t + \theta)$ ; với  $\omega$  – là tần số dao động riêng;  $\theta$ – độ lệch pha,  $A$  – là biên độ dao động.

Vận tốc:  $Y' = \omega A \cos(\omega t + \theta)$

Gia tốc:

$$Y'' = -\omega^2 A \sin(\omega t + \theta) \quad (5.16)$$

Gọi  $f$  – là chuyển vị ngang lớn nhất tại đỉnh nhà khi  $\sin(\omega t + \theta) = -1$ .

Khi đó gia tốc đạt giá trị lớn nhất tại đỉnh nhà:

$$Y'' = \omega^2 f \quad (5.17)$$

Nhằm đảm bảo sinh hoạt bình thường của con người sống trong nhà qui phạm qui định: gia tốc cực đại  $Y'' = \omega^2 f \leq [y'']_{gh} = 150 \text{ mm/s}^2$ .

### 5.3. Xác định chuyển vị của nhà cao tầng

Các giá trị chuyển vị ngang đỉnh kết cấu (độ võng đỉnh nhà) cần được hạn chế bởi tỷ lệ giữa chuyển vị và chiều cao nhà theo các tiêu chuẩn TCVN 198:1997 Nhà cao tầng – Thiết kế kết cấu bê tông cốt thép toàn khối.

- Kết cấu khung BTCT:  $f/H \leq 1/500$
- Kết cấu khung – vách:  $f/H \leq 1/750$
- Kết cấu tường BTCT:  $f/H \leq 1/1000$

Ở đây  $f$  và  $H$  là chuyển vị ngang đỉnh kết cấu và chiều cao tính toán ngôi nhà.

Dưới tác động của tải trọng gió chuyển vị ngang của kết cấu gồm hai thành phần: thành phần thứ nhất  $y_{tĩnh}$  do gió tĩnh; thành phần thứ hai hay là biên độ dao động của kết cấu do tác động của gió động gây ra  $y_{động}$ ; bởi vậy chuyển vị lớn nhất tại tiết diện bất kỳ sẽ là:  $y = y_{tĩnh} + y_{động}$

Nếu ký hiệu các chuyển vị tĩnh  $f_{tĩnh}$  và động  $f_{động}$  của độ võng  $f$  thì:

$$f = f_{tĩnh} + f_{động} \quad (5.18)$$

Tương tự như trên ta có góc nghiêng của kết cấu chịu lực:

$$\varphi = \varphi_{tĩnh} + \varphi_{động} \quad (5.19)$$

Với mô hình thanh công xôn tính toán cho ngôi nhà ta có thể đưa ra những công thức tính độ võng, góc nghiêng cho tiết diện bất kỳ cách mặt đất một đoạn  $z$  sau đây:

$$y_{tĩnh} = \frac{H_o^4 \eta_j}{B_j} (q_1 k_5 + q_2 k_6) \quad (5.20)$$

$$y_{động} = \frac{H_o^4 \eta_j}{B_j} (q_3 k_6) \quad (5.21)$$

$$y_{tĩnh} = \frac{H_o^3 \eta_j}{B_j} (q_1 k_7 + q_2 k_8) \quad (5.22)$$

$$\varphi_{động} = \frac{H_o^3 \eta_j}{B_j} (q_3 k_8) \quad (5.23)$$

trong đó:

- $B_j$  – độ cứng ngôi nhà ( $B_x$  và  $B_y$ ) tính theo các trục thẳng góc với các hướng gió;
- $\eta_j$  – các hệ số  $\eta_x$  hoặc  $\eta_y$  xác định theo các công thức sau:

$$\eta_x^{gi\acute{o}} = \frac{1}{1 - \frac{G^{tc}}{1,85G_x}}; \quad \eta_y^{gi\acute{o}} = \frac{1}{1 - \frac{G^{tc}}{1,85G_y}}; \quad \eta_\omega^{gi\acute{o}} = \frac{1}{1 - \frac{G^{tc}}{1,85G_\omega}} \quad (5.24)$$

$k$  – hàm của hệ tọa độ  $z$ , xác định theo các công thức sau hoặc theo bảng 5.1:

$$k_5 = \frac{1}{12} (0,012 + 0,23u + u^2 - u^3 + 0,5u^4 - 0,1u^5) \quad (5.25a)$$

$$k_6 = \frac{1}{12} (0,022 + 0,43u + 2u^2 - u^3 + 0,1u^5) \quad (5.25b)$$

$$k_7 = \frac{1}{12} (0,023 + 2u - 3u^2 + 2u^3 - 0,5u^4) \quad (5.25c)$$

$$k_8 = \frac{1}{12} (0,43 + 4u - 3u^2 + 5u^4) \quad (5.25d)$$

trong đó:

$$u = \frac{z}{H_0} \quad (5.26)$$

Bảng 5.1.

$u = z/H_0$	$k_5$	$k_6$	$k_7$	$k_8$
1,0	0,0535	0,1294	0,0608	0,1608
0,9	0,0474	0,1132	0,0608	0,1607
0,8	0,0413	0,0972	0,0608	0,1597
0,7	0,0353	0,0814	0,0605	0,1567
0,6	0,0292	0,0660	0,0598	0,1512
0,5	0,0233	0,0519	0,0584	0,1426
0,4	0,0176	0,0376	0,0554	0,1302
0,3	0,0123	0,0254	0,0508	0,1137
0,2	0,0076	0,0150	0,0438	0,0926
0,1	0,0037	0,0070	0,0335	0,0667
0	0,0011	0,0018	0,0192	0,0358

Các giá trị tải trọng  $q_1, q_2, q_3$  xác định theo các công thức tính sẵn cho các độ cao và vùng áp lực gió A và B sau đây:

$$q_1 = W_0 c \gamma \alpha_1 \quad (5.27a)$$

$$q_2 = W_o c \gamma \alpha_2 \quad (5.27b)$$

$$q_3 = W_o c \gamma \alpha_3 \quad (5.27c)$$

Ở đây:

$W_o$  – giá trị áp lực gió tiêu chuẩn

$c$  – Hệ số khí động lấy bằng 1,4 (kể cả áp lực đẩy và hút nếu nhà có mặt bằng chữ nhật);

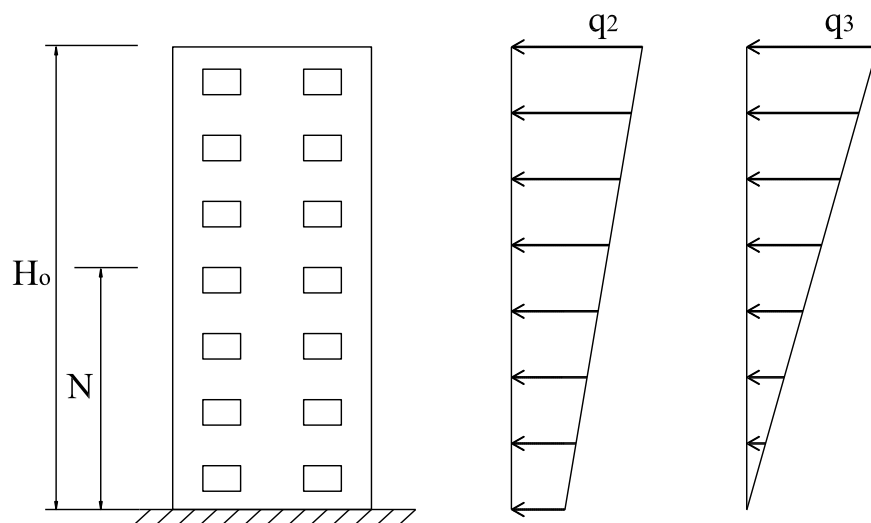
$\gamma$  – hệ số độ tin cậy lấy bằng 1,2;

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$  lấy theo bảng 5.2

Bảng 5.2

Chiều cao $H_o$ (m)	10	20	40	60	80	100	200	350
Vùng A								
$k$	1	1,25	1,55	1,75	–	2,1	2,6	3,1
$\alpha_1$	1	0,94	0,91	0,94	0,98	1,01	1,19	1,12
$\alpha_2$	1	1,19	1,55	1,81	2,00	2,18	2,74	3,44
Vùng B								
$k$	0,65	0,90	1,20	1,45	–	1,50	2,45	3,0
$\alpha_1$	0,65	0,59	0,56	0,58	0,61	0,67	0,82	1,02
$\alpha_2$	0,65	0,84	1,20	1,48	1,70	1,87	2,57	3,30
$\alpha_3$	1,11	1,24	1,11	1,29	1,32	1,39	1,61	1,77

Trong bảng 5.2,  $k$  – là hệ số chiều cao, vùng A, B lấy theo tiêu chuẩn tải trọng gió. Các giá trị tải trọng gió tĩnh  $q_1, q_2$  xác định theo công thức (5.27) phù hợp với biểu đồ gió dạng hình thang quy đổi và  $q_3$  tương ứng với biểu đồ gió động hình tam giác (Hình 5.3).



Hình 5. 3. Phân bố tải trọng gió theo độ cao.

Các công thức (5.21) – (5.23) cho các chuyển vị của trục thẳng đứng đi qua các tâm uốn của tiết diện ngang và theo phương tác động của tải trọng ngang. Với tính

toán trên đây có thể đánh giá được các dạng uốn của kết cấu hay là độ cứng của ngôi nhà dưới tác động của tải trọng gió.

Với mô hình tính toán là một thanh công, xon một đầu ngàm vào móng và với giả thiết trọng khối phân bố đều theo chiều cao ngôi nhà, ta có thể xác định được chu kỳ dao động bản thân dạng thứ nhất theo công thức sau:

$$T_j = \left( \frac{2\pi H^2}{1,875^2} \right) \sqrt{\frac{m}{B_j}} \quad (5.28)$$

trong đó:

$m$  - trọng khối tính theo đơn vị chiều cao có thể lấy trong khoảng 3 đến 5 kN/m<sup>3</sup>.

$B_j$  - độ cứng của nhà  $B_x, B_y$  khi uốn theo trục X và Y;

$H$  - chiều cao tính toán.

Thay chiều cao tính toán  $H = 1,1 H_0$ , ta được:

$$T_j = 2,17 H_0^2 \sqrt{\frac{m}{B_j}} \quad (5.29)$$

Tần số dao động dạng thứ nhất:

$$\lambda_j = \frac{1}{T_j} \quad (5.30)$$

Tần số dao động vòng:

$$\omega_j = \frac{2\pi}{T_j} \quad (5.31)$$

Độ võng do thành phần gió động  $y_{động}$  chính là biên độ dao động bản thân của ngôi nhà và được thể hiện trong phương trình của các dao động điều hòa:

$$y_{(t)} = y_{đ} \sin \omega t \quad (5.32)$$

Vận tốc:

$$y'_{\omega} = \omega y_{đ} \cos \omega t \quad (5.33)$$

Gia tốc:

$$y''_{(t)} = -\omega^2 y_{đ} \sin \omega t \quad (5.34)$$

Gia tốc lớn nhất tại đỉnh nhà với  $z = H_0$ :

$Y = f_{động}$  và  $\sin \omega t = -1$  sẽ là:

$$Y''_{max} = \omega^2 f_{động} \quad (5.35)$$

Trong (5.35) thay  $f_{động}$  bằng độ võng tính theo (5.21) và tần số dao động vòng theo (5...) ta được:

$$Y''_{max} = 1,085 \frac{q_3}{m} \eta_j \quad (5.36)$$

trong đó:

$q_3$  – thành phần động của tải trọng tiêu chuẩn gió tại đỉnh nhà đã được nhân với chiều rộng mặt nhà, kN/m.

$H_o$  – chiều cao nhà kể từ mặt đất, m.

$G^{th}$  – trọng lượng tiêu chuẩn trên mặt đất của ngôi nhà, kN;

$\eta_j$  – hệ số xét tới chuyển vị tính theo công thức (5.24)

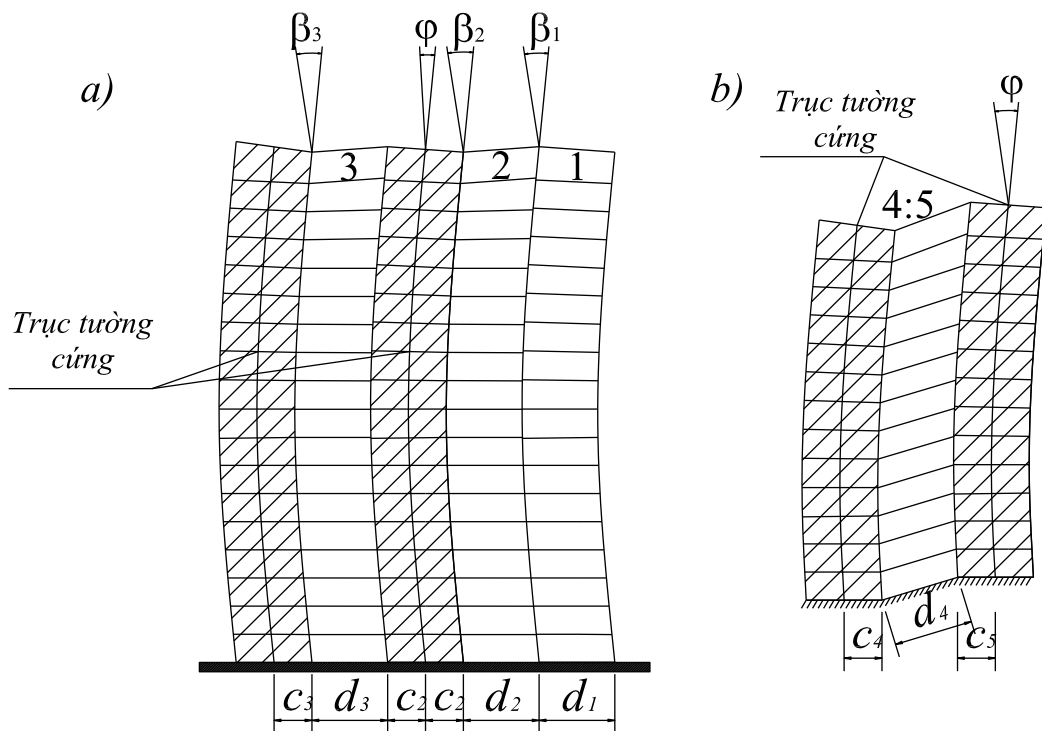
$y''_{max}$  – gia tốc lớn nhất đỉnh nhà, m/s<sup>2</sup>.

Theo công thức (5.36) ta thấy độ cứng kết cấu không chịu ảnh hưởng trực tiếp đến gia tốc lớn nhất. Độ cứng kết cấu chỉ ảnh hưởng gián tiếp tới gia tốc qua hệ số  $\eta_j$  và thành phần gió độ  $q_3$ . Như vậy ngoài yếu tố về tải trọng gió, tỷ số giữa trọng lượng và diện tích mặt đứng ngôi nhà cũng có ảnh hưởng đến gia tốc.

#### 5.4. Xác định độ nghiêng, lệch của nhà cao tầng

Dưới tác động của tải trọng ngang, độ nghiêng của từng bộ phận kết cấu phụ thuộc vào góc nghiêng của hệ kết cấu chịu lực, vào kích thước và vị trí các bộ phận đó.

Trên hình 5.4 trình bày sơ đồ hệ thống khung ngang của ngôi nhà bị uốn trong và ngoài mặt phẳng tác động của gió, ngoài hai hệ tường cứng theo mặt cắt ngang có ba nhịp – khung có hoặc không có tường nhồi.



Hình 5. 4. Độ nghiêng lệch của nhà trong và ngoài mặt phẳng.

Nhịp thứ nhất nằm giữa hai cột tự do, cột khung không nằm trong hệ tường cứng. Do vậy độ xiên của nhịp thứ nhất phải bằng độ xiên của kết cấu chịu lực nghĩa là  $\beta_1 =$



$\varphi$  (Hình 5.4a). Còn đối với những tường cứng thẳng góc với phương tác động của gió (Hình 5.4b) thì chỉ có nhịp nằm giữa hai tường cứng hoặc kề bên một tường thì mới có độ xiên, trường hợp này ngôi nhà không bị uốn xiên.

Các kết cấu bị nghiêng không chỉ do tác động của tải trọng gió mà còn do các nguyên nhân khác như do kết cấu chịu lực của ngôi nhà chịu nén không đều. Nhưng những độ xiên này thường xảy ra ngay vào thời kỳ đầu sử dụng ngôi nhà và có thể phát hiện và tiến hành sửa chữa ngay được. Duy chỉ có độ nghiêng do tác động của gió sẽ xuất hiện trong suốt quá trình sử dụng nên có ảnh hưởng đáng kể đối với các bộ phận ngôi nhà.

Tùy thuộc vào góc nghiêng của hệ tường cứng chịu lực, vào kích thước và vị trí của các nhịp khung ta có thể xác định được các góc nghiêng của từng bộ phận ngôi nhà theo các công thức cho trong bảng 5.3.

Bảng 5.3.

Mặt cắt	Vị trí nhịp khung	Góc nghiêng của kết cấu
Trong mặt phẳng tác động của tải trọng gió	Nhịp nằm giữa những cột “tự do”	$\beta_1 = \varphi$
	Nhịp kề với cột của tường cứng	$B_2 = \varphi \times (1 + C_2/d_2)$
	Nhịp nằm giữa hai cột tường cứng	$B_3 = \varphi \times [1 + (C_2 + C_3)/d_3]$
Trong mặt phẳng thẳng góc với hướng tải trọng gió	Nhịp kề với hai cột của hai tường cứng nằm cách nhau một bước cột (khẩu độ)	$B_4 = \varphi \times [(C_4 + C_5)/d_4]$
	Nhịp có một bên kề với tường cứng	$B_5 = C_5/d_4$

Khi ngôi nhà có các khối cao, thấp chênh nhau nhiều thường gây ra lún không đều với các trị số vượt quá quy định cho phép, nhất là phần móng lại đặt trên nền thiên nhiên, khi xác định độ nghiêng của kết cấu cần xét tới ảnh hưởng lún không đều của nền móng.

### 5.5. Xác định chuyển vị ngang của nhà cao tầng

Dựa vào phần mềm tính kết cấu Etabs ta tìm được chuyển vị tại đỉnh của công trình.

- Chọn nút trên tầng mái → vào Display/show tables...
- Xác định chuyển vị lớn nhất của công trình  $f$ .

### 5.6. Kiểm tra ổn định nghiêng lật của công trình

Khi xét ổn định nghiêng lật của công trình, giá trị thiết kế của mô men gây lật được tính do ảnh hưởng của tải trọng gió hay động đất. Khi tính mô men chống lật, hoạt tải sàn lấy 50%, tải trọng tĩnh lấy bằng 100%.

$$\frac{M_{cl}}{M_l} > 1,5$$

trong đó:

$$M_{cl} = \sum G_i Z_i$$

$$M_l = \sum F_i H_i$$

$M_{cl}$  – mô men chống lật;

$M_l$  – mô men gây lật.

## Chương 6

# NGUYÊN TẮC KIỂM TRA BỀN VÀ CẤU TẠO KẾT CẤU CHỊU LỰC

### 6.1. Nguyên tắc chung

Việc kiểm tra các tiết diện cột, dầm khung trong nhà cao tầng được tiến hành như các kết cấu bê tông cốt thép thường hay ứng lực trước tuân theo tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép hiện hành TCVN 9386:2012.

Khi kiểm tra các tiết diện của vách, lõi theo điều kiện bền (theo cường độ) còn phụ thuộc vào phương pháp xác định nội lực của kết cấu đó, bởi mỗi phương pháp đều xuất phát từ một giả thiết nhất định.

Đối với các kết cấu vách, lõi bê tông cốt thép cần xem như những cấu kiện liên tục và đồng thời chịu lực tới trạng thái giới hạn, nghĩa là kết cấu đã tận dụng hết khả năng của vật liệu và dẫn đến phá hoại cùng một lúc.

Để đảm bảo điều kiện các cấu kiện trong hệ đồng thời đạt tới các trạng thái giới hạn trong tính toán đưa vào các hệ số hiệu chỉnh còn gọi hệ số điều kiện làm việc. Các hệ số này dựa trên kết quả so sánh nội lực giới hạn theo tính toán lý thuyết với nội lực phá hoại thông qua thực nghiệm.

#### **Qui định về vật liệu:**

Vật liệu chính dùng làm kết cấu nhà cao tầng phải đảm bảo các tính năng cao trong các mặt: cường độ chịu lực, độ bền mỏi, tính biến dạng, và khả năng chống cháy.

Về bê tông: Khi thiết kế công trình nhà cao tầng thì dùng bê tông có cấp độ bền B25(M300) trở lên đối với các kết cấu bê tông cốt thép thường và có cấp độ bền B30(M350) trở lên đối với các kết cấu bê tông cốt thép ứng lực trước.

Về cốt thép: Cốt thép dọc cần dùng loại có gờ, có độ dẻo cao, hàn được. Biến dạng cực hạn của thép khi kéo đứt không dưới 0,05 ( $\varepsilon_s > 0,05$ ), tỷ số của giới hạn bền và giới hạn đàn hồi không dưới 1,25.

Cốt thép dọc dùng nhóm CII, CIII hoặc cao hơn;

Cốt đai dùng nhóm CI có đường kính nhỏ hơn hoặc bằng 10mm;

Cốt đai dùng nhóm CII có đường kính lớn hơn 10mm.

Khi thiết kế, cần căn cứ vào tính năng sử dụng công trình, đặc điểm của kết cấu và cấp độ đất thiết kế, ... để xác định mức độ dẻo cần thiết của kết cấu. Mức độ dẻo này quyết định các chi tiết về tính toán và cấu tạo của kết cấu.

#### **Phân loại việc cấu tạo kết cấu theo mức dẻo:**

Độ dẻo của kết cấu là tỷ số biến dạng của kết cấu khi bị phá hoại và biến dạng khi bắt đầu có biến dạng dẻo.

Kết cấu bê tông cốt thép được cấu tạo theo ba mức dẻo:

- Mức dẻo thấp (I): việc cấu tạo theo cấp này chủ yếu nhằm tránh cho kết cấu không bị phá hoại sớm quá và thực tế chỉ phù hợp với các công trình đơn giản, đều đặn, tương đối cứng và có chiều cao vừa phải được xây dựng trong vùng có động đất yếu.

- Mức dẻo trung bình (II): nhằm làm cho kết cấu có thể chịu được vài chu kỳ lặp lại hoặc đổi chiều với biến dạng đàn hồi có biên độ vừa phải. Áp dụng cho công trình được xây dựng trong vùng có động đất vừa.

- Mức dẻo cao (III): nhằm làm cho kết cấu có khả năng phân tán năng lượng cao khi chịu nhiều chu kỳ dao động, biến dạng lớn có biên độ lớn. Do giá thành cao và những khó khăn khi thi công nên chỉ dùng trong các vùng có động đất mạnh.

## 6.2. Các tiết diện tính toán và tổ hợp nội lực

Trong nhà nhiều tầng tiết diện vách, lõi thường thay đổi theo chiều cao nhà. Nội lực tăng dần từ trên xuống dưới, lực dọc ở các tầng trên thường tăng nhanh hơn mô men, còn ở phía dưới thì ngược lại mô men tăng nhanh hơn lực dọc. Bởi vậy đối với các tường, lõi có tiết diện không đổi thường chỉ phải kiểm tra một vài tiết diện ở tầng dưới là đủ. Khi tiết diện thay đổi nhiều lần nhất thiết phải kiểm tra ở mỗi vị trí thay đổi đó.

Các tiết diện ngang kiểm tra theo nén lệch tâm, các tiết diện thẳng đứng kiểm tra theo lực cắt tại các tiết diện ngang bị giảm yếu bởi các lỗ cửa cũng phải kiểm tra theo cắt và uốn. Tổng các lực nén dọc trong các phần tử, các nhánh (trong tường, vách, lõi có lỗ) phải luôn luôn cân bằng với lực nén dọc trong từng hệ chịu lực. Trên mỗi tiết diện đang xét tại trọng tâm tiết diện còn có các mô men uốn do tải trọng thẳng đứng đặt lệch tâm  $M_x^d, M_y^d$  và các mô men  $M_x^{ng}, M_y^{ng}$  do tải trọng ngang tác động theo hai phương.

Nếu xét tới tác động theo hai phương thì mỗi tiết diện cần được lần lượt kiểm tra theo các tổ hợp nội lực sau đây:

- Tổ hợp nội lực với giá trị lực dọc  $N_{max}$  và  $M_{t,u}$  do tải trọng thẳng đứng;
- Bốn tổ hợp nội lực với các giá trị mô men do tải trọng ngang gây ra bao gồm:
  - (1)  $M_x^{ng}$  max và  $M_y^{ng}$  tương ứng;
  - (2) Cùng với giá trị tuyệt đối mô men như mục (1) nhưng ngược dấu;
  - (3)  $M_y^{ng}$  max và  $M_x^{ng}$  tương ứng;
  - (4) Cùng với giá trị tuyệt đối mô men như mục (3) nhưng ngược dấu.

Với bốn trường hợp nêu trên đều kết hợp với các giá trị lực dọc  $N_{min}$  tương ứng (bao gồm các tải trọng tính toán tác động dài hạn và ngắn hạn).

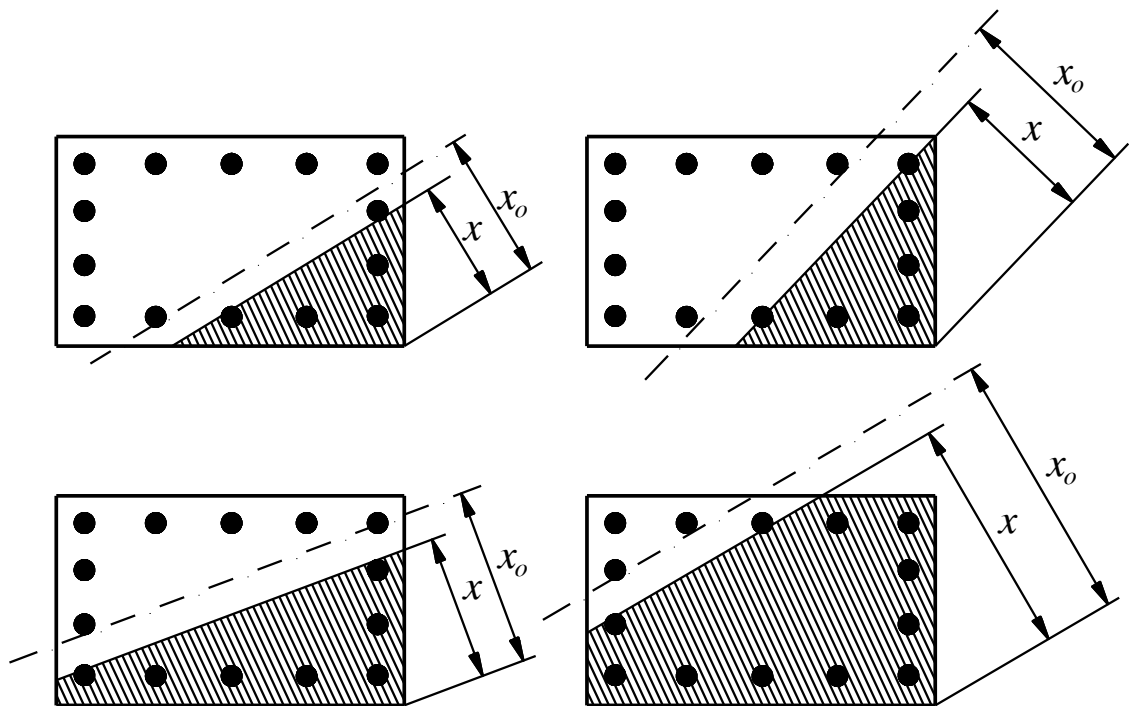
Trong tính toán có thể lấy:  $N_{min} = 0,7N$ , trong đó  $N$  là tổng nội lực của các cấu kiện hợp thành kết cấu trong trạng thái giới hạn.

Đối với vách, lõi đối xứng hai trục và không có uốn xiên chỉ cần kiểm tra theo hai (cho tường cứng phẳng) hay bốn (cho vách cứng nhiều cạnh và lõi cứng) tổ hợp nội lực.

### 6.3. Kiểm tra các tiết diện ngang

#### 6.3.1. Tính toán cốt thép cấu kiện chịu nén lệch tâm xiên

Cột là cấu kiện chịu nén lệch tâm xiên, tùy theo vị trí điểm đặt lực dọc cũng như tương quan giữa các  $N$ ,  $M_x$  và  $M_y$  với kích thước tiết diện và việc bố trí cốt thép mà có thể xảy ra trường hợp toàn bộ tiết diện chịu nén hay một phần chịu nén, một phần chịu kéo, có thể là một trong bốn dạng sau:



Hình 6. 1. Các dạng vùng bê tông chịu nén.

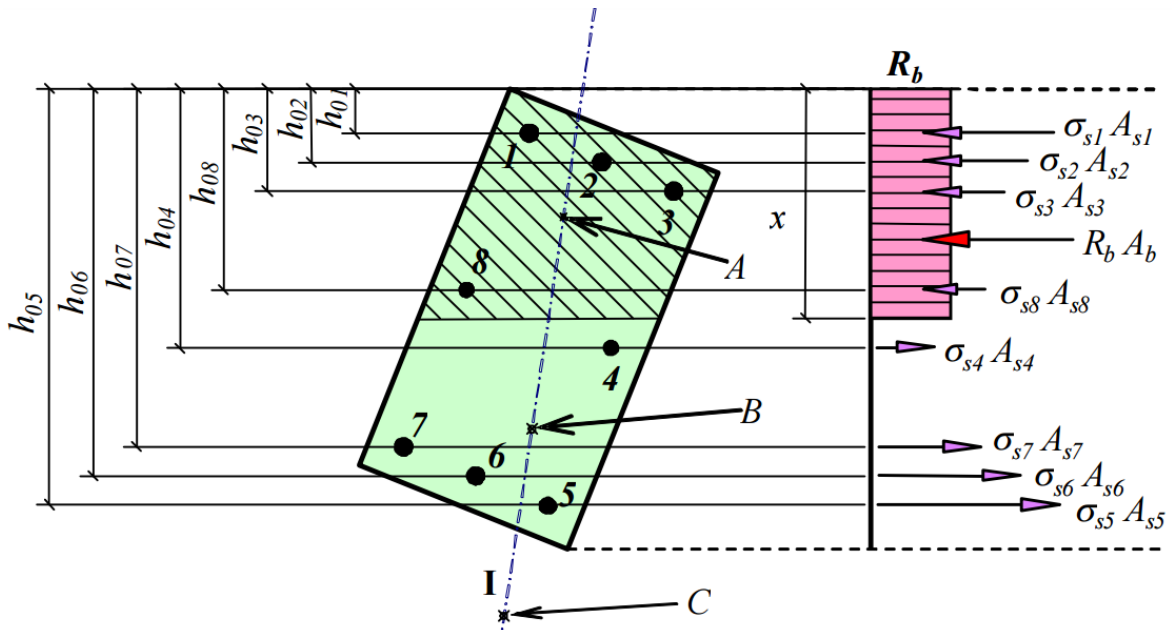
Việc tính toán tiết diện trong trường hợp tổng quát (Hình 6.2) cần được tiến hành từ điều kiện cường độ:

$$M \leq \pm \left( R_b S_b - \sum \sigma_{si} S_{si} \right) \quad (6.1)$$

$$R_b A_b - \sum \sigma_{si} A_{si} \pm N = 0 \quad (6.2)$$

trong đó: dấu “cộng” trước ngoặc đơn được lấy với trường hợp kết cấu chịu nén lệch tâm và uốn, dấu “trừ” được lấy đối với với trường hợp kết cấu chịu kéo.

$M$  là trong cấu kiện chịu uốn: là hình chiếu của mô men do ngoại lực lên mặt phẳng vuông góc với đường thẳng giới hạn vùng chịu nén của tiết diện, là trong cấu kiện chịu nén và kéo lệch tâm: là mô men do lực dọc  $N$  đối với trục song song với đường thẳng giới hạn vùng chịu nén và đi qua:



Hình 6. 2. Sơ đồ nội lực và biểu đồ ứng suất trên tiết diện thẳng góc với trục dọc cấu kiện bê tông cốt thép trong trường hợp tổng quát tính toán tiết diện theo độ bền.

+ Trọng tâm tiết diện các thanh cốt thép dọc chịu kéo nhiều nhất hoặc chịu nén ít nhất khi cấu kiện chịu nén lệch tâm;

+ Điểm thuộc vùng chịu nén, nằm cách xa đường thẳng giới hạn vùng chịu nén hơn cả khi cấu kiện chịu kéo lệch tâm;

$S_b$  là mô men tĩnh của diện tích tiết diện vùng bê tông chịu nén đối với các trục tương ứng trong các trục nêu trên. Khi đó trong các cấu kiện chịu uốn vị trí của trục được lấy như trong trường hợp cấu kiện chịu nén lệch tâm;

$S_{si}$  là mô men tĩnh của diện tích thanh cốt thép dọc thứ  $i$  đối với trục tương ứng trong các trục nói trên;

$\sigma_{si}$  là ứng suất trong thanh cốt thép dọc thứ  $i$  được xác định theo:

$$\sigma_{si} = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \left( \frac{\omega}{\xi_i} - 1 \right) + \sigma_{spi} \quad (6.3)$$

Trong phương trình (6.2) dấu "trừ" trước giá trị  $N$  lấy đối với cấu kiện chịu nén lệch tâm, dấu "cộng" lấy đối với cấu kiện kéo lệch tâm.

Hình dáng vùng bê tông chịu nén được xác định từ: điểm đặt của lực dọc, điểm đặt hợp lực của bê tông và cốt thép vùng nén, điểm đặt hợp lực của cốt thép chịu kéo phải nằm trên một đường thẳng. Trong thực tế, tính toán để đạt được các điểm này thẳng hàng là rất khó, phải tính toán nhiều lần.

Vì thế, trong thực hành tính toán thường dùng cách tính gần đúng.

### 6.3.1.1. Phương pháp tính toán cột thép dọc cột

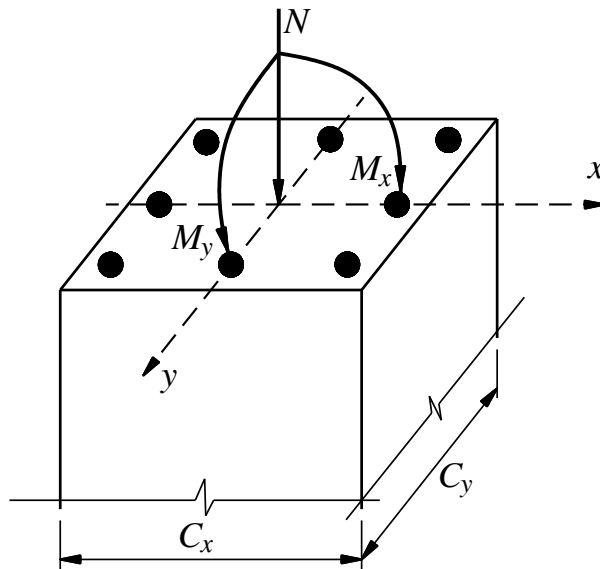
Nội lực để tính toán nén lệch tâm xiên được lấy từ kết quả tổ hợp trong đó cần chú ý các bộ ba nội lực như sau:

- Có  $N$  lớn nhất và  $M_x, M_y$  tương ứng;
- Có  $M_x$  lớn nhất và  $N, M_y$  tương ứng;
- Có  $M_y$  lớn nhất và  $N, M_x$  tương ứng;
- Có  $M_x$  và  $M_y$  đều lớn và  $N$  tương ứng;
- Có độ lệch tâm  $e_{1x}=M_x/N$  hoặc  $e_{1y}=M_y/N$  lớn.

Sử dụng phương pháp gần đúng để tính toán cột nén lệch tâm xiên. Biến đổi trường hợp nén lệch tâm xiên thành lệch tâm phẳng tương đương để tính với trình tự như sau:

### 6.3.1.2. Tóm tắt việc tính toán cột tiết diện chữ nhật lệch tâm xiên theo phương pháp gần đúng

Cột thép được đặt theo chu vi, trong đó cốt thép đặt theo cạnh  $b$  có mật độ lớn hơn hoặc bằng mật độ theo cạnh  $b$ .



- Điều kiện để áp dụng phương pháp gần đúng là:  $0,5 \leq \frac{C_x}{C_y} \leq 2$  , cốt thép được

đặt theo chu vi.

**Tính độ lệch tâm theo mỗi phương:**

$$e_a \geq \begin{cases} l/600 \\ h/30 \end{cases}$$

Tính độ lệch tâm ban đầu: với kết cấu siêu tĩnh

$$e_{0x} = \max(e_{1x}, e_{ax});$$

$$e_{0y} = \max(e_{1y}, e_{ay}).$$

trong đó:  $l$  – chiều cao cột;  $h$  – chiều cao tiết diện cột;

$$e_{1x} = \frac{M_x}{N_x}; \quad e_{1y} = \frac{M_y}{N_x}.$$

$M_x$  – mô men theo phương  $x$ ;  $M_y$  – mô men theo phương  $y$ .

### Tính hệ số uốn dọc theo từng phương

Tính độ mảnh từng phương:

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x}; \quad \lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y}.$$

trong đó: chiều dài tính toán (theo phụ lục)  $l_{0x} = 0,7l$ ;  $l_{0y} = 0,7l$ ;  $l$  – chiều cao cột;

$i_x, i_y$  – bán kính quán tính của tiết diện cột theo phương  $x, y$ .

Xét ảnh hưởng của uốn dọc theo từng phương:

+ khi độ mảnh theo từng phương  $(\lambda_x, \lambda_y) \leq 14$  lấy  $\eta = 1$ ;

+ khi độ mảnh theo từng phương  $(\lambda_x, \lambda_y) > 14$ , tính hệ số ảnh hưởng uốn dọc:

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

trong đó:

$N_{cr}$  - lực nén tới hạn tính theo công thức (TCVN 5574:2012)

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

với:  $l_o$  - chiều dài tính toán của cấu kiện;

$S$  - hệ số kể đến ảnh hưởng của độ lệch tâm

$$S = \frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0,1$$

$\varphi_p$ : hệ số xét đến ảnh hưởng của cốt thép căng ứng lực trước, với bê tông cốt thép thường:  $\varphi_p = 1$ .

$\delta_e = \max(e_0 / h; \delta_{\min})$ ;  $\delta_{\min} = 0,5 - 0,01l_0 / h - 0,01R_b$ ; ( $R_b$  tính bằng MPa)

$\varphi_l$ : hệ số kể đến ảnh hưởng của tác dụng dài hạn của tải trọng đến độ cong của cấu kiện ở trạng thái giới hạn lấy bằng:

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_l}{M} \leq 1 + \beta$$



$\beta$  là hệ số phụ thuộc vào loại bê tông, lấy theo Bảng 29 (TCVN5574:2012);

$M$  là mô men lấy đối với biên chịu kéo hoặc chịu nén ít hơn cả của tiết diện do tác dụng của tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời dài hạn và tải trọng tạm thời ngắn hạn;

$M_l$  tương tự  $M$ , nhưng do tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn;

Nếu mô men uốn  $M$  (hoặc độ lệch tâm) do toàn bộ tải trọng và  $M_l$  do tổng của tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn có dấu khác nhau thì  $\varphi_l$  lấy như sau:

+ Khi giá trị tuyệt đối của độ lệch tâm do toàn bộ tải trọng  $|e_0| > 0,1h$ :  $\varphi_l = 1$ ;

+ Khi  $|e_0| \leq 0,1h$ :  $\varphi_l = \varphi_{l1} + 10(1 - \varphi_{l1})e_0/h$ ,

$\varphi_{l1}$  được xác định theo công thức  $\varphi_l$  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.

$E_s, E_b$ : môđun đàn hồi của cốt thép, bê tông

$I$ : mômen quán tính của tiết diện bê tông.

$I_s$ : mômen quán tính của cốt thép.

Do ban đầu chưa biết  $A_s$ , nên giả thiết trước hàm lượng cốt thép  $\mu_t$ .

$$\Rightarrow I_s = \mu_t b h_0 (0,5h - a)^2$$

**Chú ý:** Nếu  $\mu_t$  tính ra chênh lệch nhiều so với giả thiết thì giả thiết lại  $\mu_t$  và tính toán lại.

- Mô men đã gia tăng  $M_{x1}; M_{y1}$ :  $M_{x1} = \eta_x M_x$ ;  $M_{y1} = \eta_y M_y$ .

- Tùy theo giá trị  $M_{x1}, M_{y1}$  và  $C_x, C_y$  đưa về tính nén lệch tâm phẳng theo phương  $x$  hoặc phương  $y$ .

Mô hình	Theo phương $x$	Theo phương $y$
Điều kiện	$\frac{M_{x1}}{C_x} > \frac{M_{y1}}{C_y}$	$\frac{M_{y1}}{C_y} > \frac{M_{x1}}{C_x}$
Ký hiệu	$h = C_x$ ; $b = C_y$ $M_1 = M_{x1}$ ; $M_2 = M_{y1}$ $e_a = e_{ax} + 0,2e_{ay}$	$h = C_y$ ; $b = C_x$ $M_1 = M_{y1}$ ; $M_2 = M_{x1}$ $e_a = e_{ay} + 0,2e_{ax}$
$e_{ax}; e_{ay}$ : độ lệch tâm ngẫu nhiên theo hai phương.		

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

- Tính toán theo trường hợp đặt cốt thép đối xứng:

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

- Hệ số chuyển đổi  $m_0$ :

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

+ Khi  $x_1 > h_0$  thì  $m_0 = 0,4$ .

- Tính mô men tương đương (đổi lệch tâm xiên ra lệch tâm phẳng):

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

- Tiến hành tính toán cốt thép theo lệch tâm phẳng với cặp nội lực  $N, M$ , với kích thước tiết diện  $b \times h$ .

- Độ lệch tâm tĩnh học (đã xét uốn dọc):  $e_1 = \frac{M}{N}$

- Độ lệch tâm tính toán: Với kết cấu siêu tĩnh  $e_0 = \max(e_1, e_a)$

Với kết cấu tĩnh định  $e_0 = e_1 + e_a$ .

- Tính  $e$ :  $e = e_0 + 0,5h - a$ .

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

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

- Hệ số ảnh hưởng độ lệch tâm  $\gamma_e$ :

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

+ Khi  $\lambda \leq 14$  lấy  $\varphi = 1$ ;

+ Khi  $\lambda > 14$  tính  $\varphi$  theo công thức sau

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

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

$$\varphi_e = \varphi + \frac{(1 - \varphi)\varepsilon}{0,3}$$

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

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

**b) Trường hợp 2: nén lệch tâm bé khi  $\varepsilon = \frac{e_o}{h_o} \leq 0.3$  và  $x_1 > \xi_R h_o$ .**

Xác định lại chiều cao vùng nén  $x$  với mức độ gần đúng:

**Phương án 1:**

$$x = \frac{[(1 - \xi_R)\gamma_a n + 2\xi_R(n\varepsilon - 0,48)]h_o}{(1 - \xi_R)\gamma_a + 2(n\varepsilon - 0,48)}$$

trong đó:

$$n = \frac{N}{R_b b h_o}; \quad \varepsilon = \frac{e}{h_o}; \quad \gamma_a = \frac{Z_a}{h_o}$$

Điều kiện của  $x$ :  $\xi_R h_o < x \leq h_o$ , nếu  $x > h_o$  thì lấy  $x = h_o$ ; nếu  $x < \xi_R h_o$  thì lấy  $x = \xi_R h_o$ .

**Phương án 2:** Giải phương trình bậc 3 theo  $x$

$$x^3 + a_2 x^2 + a_1 x + a_0 = 0$$

$$a_2 = -(2 + \xi_R)h_o; \quad a_1 = \frac{2Ne}{R_b b} + 2\xi_R h_o^2 + (1 - \xi_R)h_o Z_a$$

$$a_0 = \frac{-N[2e\xi_R + (1 - \xi_R)Z_a]h_o}{R_b b}$$

Điều kiện của  $x$ :  $\xi_R h_o < x \leq h_o$ , nếu  $x > h_o$  thì lấy  $x = h_o$ .

**Phương án 3:**

$$x = \left( \xi_R + \frac{1 - \xi_R}{1 + 50\varepsilon_o^2} \right) h_o$$

$$\varepsilon_o = \frac{e_o}{h}$$

Tính diện toàn bộ cốt thép  $A_{st}$  tính theo công thức:

$$A_{st} = \frac{Ne - R_b b x (h_o - x/2)}{0,4 R_{sc} Z_a}$$

**Phương án 4:**

Dùng  $x = x_1$  đã tính được ở trên để tính gần đúng  $A'_s$ , và ta đặt là  $A_s^*$ :

$$A_s^* = \frac{N \left( e + \frac{x_1}{2} - h_o \right)}{R_{sc} Z_a}$$

Sau khi tìm được giá trị  $A_s^*$  ta lấy  $A_s = A'_s = A_s^*$  thay vào phương trình sau ta tính được  $x$  ( $\xi_R h_o < x < h_o$ ):

$$x = \frac{\left[ N + 2R_s A'_s \left( \frac{1}{1 - \xi_R} - 1 \right) \right] h_0}{R_b b h_0 + \frac{2R_s A'_s}{1 - \xi_R}}$$

Tính diện toàn bộ cốt thép  $A_{st}$  tính theo công thức:

$$A_{st} = \frac{Ne - R_b b x (h_0 - x / 2)}{0,4 R_{sc} Z_a}$$

**c) Trường hợp 3: nén lệch tâm lớn** khi  $\varepsilon = \frac{e_o}{h_0} > 0,3$  và  $x_1 \leq \xi_R h_0$

Tính diện toàn bộ cốt thép  $A_{st}$  tính theo công thức

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

- Chọn, bố trí cốt thép theo chu vi, trong đó cốt thép đặt theo cạnh  $b$  có mật độ lớn hơn hoặc bằng mật độ theo cạnh  $h$ .

Sau khi đã tính được cốt thép theo phương pháp gần đúng như trên, tiến hành đánh giá tính hợp lý của lượng cốt thép tính được bằng cách kiểm tra hàm lượng cốt thép hợp lý. Đối với cấu kiện cột, hàm lượng cốt thép hợp lý là:  $1\% \leq \mu \leq 3\%$ .

Đồng thời hàm lượng cốt thép của toàn bộ cốt thép dọc trong cột không vượt quá giá trị sau đây:

- Với kết cấu thông thường:  $\mu_{max} < 6\%$ ;
- Khi xét tới động đất:  $\mu_{max} < 3,5\%$ .

**Ví dụ 1:** Cho tiết diện chữ nhật có các cạnh  $C_x = 60$  cm,  $C_y = 40$  cm; chiều dài tính toán  $l_{0x} = l_{0y} = 4$  m. Lực nén tính toán  $N = 1250$  kN;  $M_x = 300$  kNm; độ lệch tâm ngẫu nhiên  $e_{ax} = 3$  cm;  $M_y = 150$  kNm;  $e_{ay} = 2$  cm. Bê tông có  $R_b = 13$  MPa;  $E_b = 29000$  MPa. Yêu cầu tính toán cốt thép có  $R_s = R_{sc} = 260$  MPa. Cột thuộc kết cấu tĩnh định.

#### Giải quyết vấn đề

Chuẩn bị số liệu

$$\xi_R = 0,60 ; \lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x} = \frac{400}{0,288 \times 60} = 23,15 ; \lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y} = \frac{400}{0,288 \times 40} = 34,7$$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) = 34,7$$

Xét uốn dọc

$$\lambda_x = 23,15 > 14 \text{ cần tính } \eta_x$$

$$I_x = \frac{40 \times 60^3}{12} = 720000 \text{ cm}^2 = 72 \times 10^8 \text{ mm}^2$$

Tính gần đúng  $N_{cr}$ :

$$N_{cr,x} = \frac{2,5E_b I_x}{l_{0x}^2} = \frac{2,5 \times 29000 \times 72 \times 10^8}{4000^2} = 326,25 \times 10^5 \text{ N} = 32625 \text{ kN}$$

$$\eta_x = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}} = \frac{1}{1 - \frac{1250}{32625}} = 1,04$$

$$\lambda_y = 34,7 > 14 \text{ cần tính } \eta_y$$

$$I_y = \frac{40^3 \times 60}{12} = 320000 \text{ cm}^2 = 32 \times 10^8 \text{ mm}^2$$

$$N_{cr,y} = \frac{2,5E_b I_y}{l_{0y}^2} = \frac{2,5 \times 29000 \times 32 \times 10^8}{4000^2} = 145 \times 10^5 \text{ N} = 14500 \text{ kN}$$

$$\eta_y = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}} = \frac{1}{1 - \frac{1250}{14500}} = 1,094$$

$$M_{x1} = \eta_x M_x = 1,04 \times 300 = 311,9 \text{ kNm}$$

$$M_{y1} = \eta_y M_y = 1,094 \times 150 = 164,1 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{x1}}{C_x} = \frac{311,9}{0,6} = 520 \text{ kN}$$

$$\frac{M_{y1}}{C_y} = \frac{164,1}{0,4} = 410 \text{ kN}$$

Có trường hợp  $\frac{M_{x1}}{C_x} > \frac{M_{y1}}{C_y}$ . Tính theo phương  $x$ .

$$h = C_x = 600 \text{ mm}; b = C_y = 400 \text{ mm}$$

Giả thiết  $a = 50 \text{ mm}$ ;  $h_0 = h - a = 550 \text{ mm}$ ;  $Z = h_0 - a = 500 \text{ mm}$

$$M_1 = M_{x1} = 311,9 \text{ kNm}; M_2 = M_{y1} = 160,2 \text{ kNm}$$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên  $e_a = e_{ax} + 0,2e_{ay} = 30 + 0,2 \times 20 = 34 \text{ mm}$

$$x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{1250}{13 \times 400} = 240,4 \text{ mm} < h_0 = 550 \text{ mm}$$

$$m_0 = 1 - \frac{0,6x}{h_0} = 1 - \frac{0,6 \times 240,4}{550} = 0,738$$

$$M = M_1 + m_0 M_2 \frac{h}{b} = 311,9 + 0,738 \times 164,1 \times \frac{600}{400} = 493,6 \text{ kNm}$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{493,6}{1250} = 0,395 \text{ m} = 395 \text{ mm}$$

Với kết cấu tĩnh định:

$$e_0 = e_1 + e_a = 395 + 34 = 429 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = \frac{e_0}{h_0} = \frac{429}{550} = 0,78 > 0,3$$

$$\xi_R h_0 = 0,6 \times 550 = 330 \text{ mm}$$

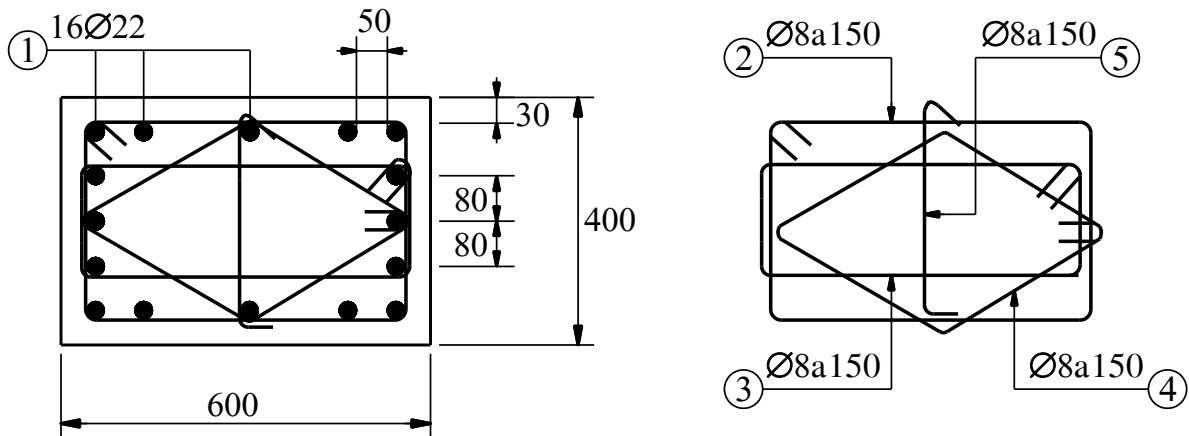
$x_1 = 240,4 \text{ mm} < \xi_R h_0$ . Tính theo trường hợp nén lệch tâm lớn:

$$e = e_0 + \frac{h}{2} - a = 429 + \frac{600}{2} - 50 = 679 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{N(e + 0,5x_1 - h_0)}{0,4R_s Z} = \frac{1250 \times 1000(679 + 0,5 \times 240,4 - 550)}{0,4 \times 260 \times 500} = 5990 \text{ mm}^2$$

Hàm lượng cốt thép  $\mu_s = \frac{5990}{600 \times 400} = 0,025 = 2,5\%$

Chọn 16  $\phi 22$  có  $A_s = 6080 \text{ mm}^2$



Bố trí cốt thép cột trên mặt cắt ngang của ví dụ 1.

Kiểm tra: Chọn lớp bảo vệ  $a_{bv} = 30 \text{ mm}$ ;  $a = a_{bv} + \frac{\phi}{2} = 30 + \frac{22}{2} = 41 \text{ mm}$

$h_0 = 600 - 41 = 559 \text{ mm} > 550 \text{ mm}$  đã dùng để tính toán.

**Ví dụ 2:** Với kích thước và vật liệu như ví dụ 1, yêu cầu tính cốt thép chịu bộ ba nội lực gồm  $N = 2350 \text{ kN}$ ;  $M_x = 142 \text{ kNm}$ ;  $M_y = 120 \text{ kNm}$ . Cột thuộc kết cấu siêu tĩnh.

Giải quyết vấn đề:

Chuẩn bị số liệu:

$$C_x = 60 \text{ cm}; C_y = 40 \text{ cm}; l_{0x} = l_{0y} = 4 \text{ m}$$

$$R_b = 13 \text{ MPa}; E_b = 29000 \text{ MPa}; R_s = R_{sc} = 260 \text{ MPa}; \xi_R = 0,60$$

$$\lambda_x = 23,15; \lambda_y = 34,7; \lambda = 34,7$$

Xét uốn dọc:

$$\lambda_x = 23,15 > 14 \text{ cần tính } \eta_x$$

$$I_x = \frac{40 \times 60^3}{12} = 720000 \text{ cm}^2 = 72 \times 10^8 \text{ mm}^2$$

$$N_{cr,x} = \frac{2,5E_b I_x}{l_{0x}^2} = \frac{2,5 \times 29000 \times 72 \times 10^8}{4000^2} = 326,25 \times 10^5 \text{ N} = 32625 \text{ kN}$$

$$\eta_x = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}} = \frac{1}{1 - \frac{2350}{32625}} = 1,078$$

$$\lambda_y = 34,7 > 14 \text{ cần tính } \eta_y$$

$$I_y = \frac{40^3 \times 60}{12} = 320000 \text{ cm}^2 = 32 \times 10^8 \text{ mm}^2$$

$$N_{cr,y} = \frac{2,5E_b I_y}{l_{0y}^2} = \frac{2,5 \times 29000 \times 32 \times 10^8}{4000^2} = 145 \times 10^5 \text{ N} = 4500 \text{ kN}$$

$$\eta_y = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}} = \frac{1}{1 - \frac{2350}{4500}} = 1,193$$

$$M_{x1} = \eta_x M_x = 1,078 \times 142 = 153,1 \text{ kNm}$$

$$M_{y1} = \eta_y M_y = 1,193 \times 120 = 143,2 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{x1}}{C_x} = \frac{153,1}{0,6} = 255 \text{ kN}$$

$$\frac{M_{y1}}{C_y} = \frac{143,2}{0,4} = 358 \text{ kN}$$

Có trường hợp  $\frac{M_{x1}}{C_x} < \frac{M_{y1}}{C_y}$ . Tính theo phương y.

$$h = C_y = 400 \text{ mm}; b = C_x = 600 \text{ mm}$$

Giả thiết  $a = 45 \text{ mm}; h_0 = h - a = 355 \text{ mm}; Z = h_0 - a = 310 \text{ mm}$

$$M_1 = M_{y1} = 143,2 \text{ kNm}; M_2 = M_{x1} = 153,1 \text{ kNm}$$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên  $e_a = e_{ay} + 0,2e_{ax} = 20 + 0,2 \times 30 = 26 \text{ mm}$

$$x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{2350}{13 \times 400} = 301,3 \text{ mm} < h_0 = 550 \text{ mm}$$

$$m_0 = 1 - \frac{0,6x}{h_0} = 1 - \frac{0,6 \times 301,3}{355} = 0,491$$

$$M = M_1 + m_0 M_2 \frac{h}{b} = 143,2 + 0,491 \times 153,1 \times \frac{600}{400} = 193,3 \text{ kNm}$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{193,3}{2350} = 0,0823 \text{ m} = 82,3 \text{ mm}$$

Với kết cấu siêu tĩnh:

$$e_0 = \max(e_1, e_a) = 82,3 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = \frac{e_0}{h_0} = \frac{82,3}{355} = 0,232 < 0,3$$

$$\xi_R h_0 = 0,6 \times 355 = 213 \text{ mm}$$

$$x_1 = 301,3 \text{ mm} > \xi_R h_0$$

**Trường hợp 1:** Tính theo trường hợp nén lệch tâm rất bé (tính gần đúng như nén đúng tâm)

$$\gamma_e = \frac{1}{(0,5 - \varepsilon)(2 + \varepsilon)} = \frac{1}{(0,5 - 0,232)(2 + 0,232)} = 1,672$$

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

$$= 1,028 - 0,0000288 \times 34,7^2 - 0,0016 \times 34,7 = 0,938$$

$$\varphi_e = \varphi + \frac{(1 - \varphi)\varepsilon}{0,3} = 0,938 + \frac{(1 - 0,938) \times 0,232}{0,3} = 0,986$$

$$e = e_0 + \frac{h}{2} - a = 82,3 + \frac{600}{2} - 50 = 337,3 \text{ mm}$$

$$A_{st1} = \frac{\frac{\gamma_e N}{\varphi_e} - R_b b h}{R_s - R_b} = \frac{\frac{1,672 \times 2350}{0,986} - 13 \times 600 \times 400}{260 - 13} = 3502 \text{ mm}^2$$

$$\text{Hàm lượng cốt thép } \mu_s = \frac{3502}{600 \times 400} = 0,025 = 2,5\%$$

**Trường hợp 2:** Tính theo trường hợp nén lệch tâm bé

$$\varepsilon_0 = \frac{e_0}{h} = \frac{82,3}{400} = 0,206$$

$$x = \left[ \xi_R + \frac{(1 - \xi_R)}{1 + 50\varepsilon_0^2} \right] = \left[ 0,6 + \frac{(1 - 0,6)}{1 + 50 \times 0,206^2} \right] = 258,5 \text{ mm}$$



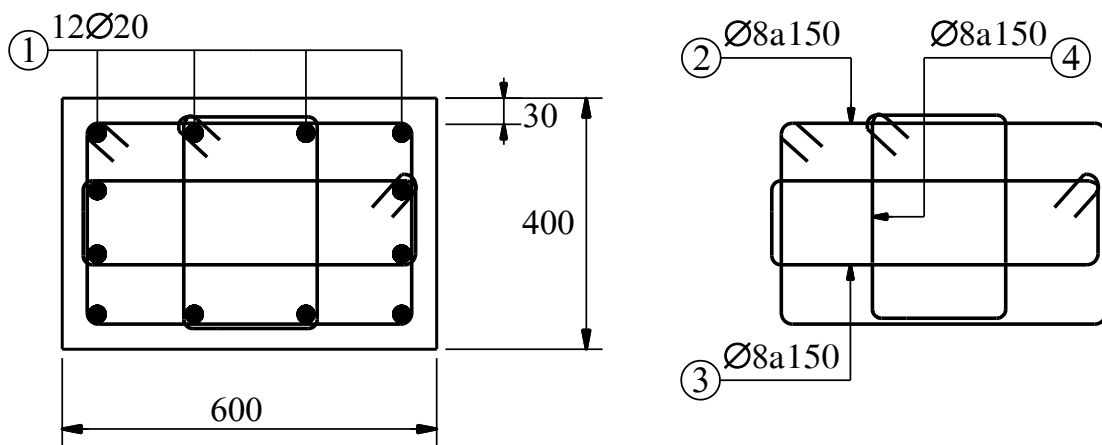
$$A_{st2} = \frac{Ne - R_b b x (h_0 - x/2)}{0,4 R_{sc} Z}$$

$$= \frac{2350 \times 1000 \times 337,3 - 13 \times 600 \times 258,5 \times (355 - 258,5/2)}{0,4 \times 260 \times 310} = 10468 \text{ mm}^2$$

Chênh lệch kết quả trong 2 trường hợp:  $\Delta A_{st} = \frac{A_{st2} - A_{st1}}{A_{st1}} \times 100 = 199\%$

Nhận xét: Kết quả diện tích cốt thép tính toán trong hai trường hợp chênh lệch lớn. Nhận thấy  $x_1 = 301,3 \text{ mm} > \xi_R h_0$  và  $\varepsilon < 0,3$  do đó, ta nên sử dụng phương án 1 có  $A_{st} = 3502 \text{ mm}^2$

Chọn 12  $\phi$  20 có  $A_s = 3768 \text{ mm}^2$



Bố trí cốt thép cột trên mặt cắt ngang của ví dụ 2.

**Ví dụ 3:** Cho  $C_x = 800 \text{ mm}$ ,  $C_y = 600 \text{ mm}$ ;  $l_{0x} = l_{0y} = 3600 \text{ mm}$ ;  $R_b = 9 \text{ MPa}$ ;  $E_b = 23000 \text{ MPa}$ ;  $R_s = R_{sc} = 340 \text{ MPa}$ ;  $N = 2750 \text{ kN}$ ;  $M_x = 560 \text{ kNm}$ ;  $M_y = 330 \text{ kNm}$ ;  $e_{ax} = 35 \text{ mm}$ . Yêu cầu tính toán cốt thép. Cột thuộc kết cấu siêu tĩnh.

Giải quyết vấn đề:

Chuẩn bị số liệu:

$$\xi_R = 0,56$$

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x} = \frac{3600}{0,288 \times 800} = 15,6$$

$$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y} = \frac{3600}{0,288 \times 600} = 20,8$$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) = 20,8$$

Xét uốn dọc:

$$\lambda_x = 15,6 > 14 \text{ cần tính } \eta_x$$

$$I_x = \frac{600 \times 800^3}{12} = 256 \times 10^8 \text{ mm}^2$$

$$N_{cr,x} = \frac{2,5E_b I_x}{l_{0,x}^2} = \frac{2,5 \times 23000 \times 256 \times 10^8}{3600^2} = 113580,25 \times 10^3 \text{ N} = 113580,25 \text{ kN}$$

$$\eta_x = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,x}}} = \frac{1}{1 - \frac{2700}{113580,25}} = 1,025$$

$$\lambda_y = 20,8 > 14 \text{ cần tính } \eta_y$$

$$I_y = \frac{600^3 \times 800}{12} = 144 \times 10^8 \text{ mm}^2$$

$$N_{cr,y} = \frac{2,5E_b I_y}{l_{0,y}^2} = \frac{2,5 \times 23000 \times 144 \times 10^8}{3600^2} = 63888,89 \times 10^3 \text{ N} = 63888,89 \text{ kN}$$

$$\eta_y = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr,y}}} = \frac{1}{1 - \frac{2700}{63888,89}} = 1,045$$

$$M_{x1} = \eta_x M_x = 1,025 \times 560 = 574 \text{ kNm}$$

$$M_{y1} = \eta_y M_y = 1,045 \times 330 = 344,9 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{x1}}{C_x} = \frac{574}{0,8} = 718 \text{ kN}$$

$$\frac{M_{y1}}{C_y} = \frac{344,9}{0,6} = 575 \text{ kN}$$

Có trường hợp  $\frac{M_{x1}}{C_x} > \frac{M_{y1}}{C_y}$ . Tính theo phương  $x$ .

$$h = C_x = 800 \text{ mm}; b = C_y = 600 \text{ mm}$$

Giả thiết  $a = 40 \text{ mm}$ ;  $h_0 = h - a = 760 \text{ mm}$ ;  $Z = h_0 - a = 720 \text{ mm}$

$$M_1 = M_{x1} = 574 \text{ kNm}; M_2 = M_{y1} = 344,9 \text{ kNm}$$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên  $e_a = e_{ay} + 0,2e_{ax} = 35 + 0,2 \times 25 = 40 \text{ mm}$

$$x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{2700}{9 \times 400} = 509,3 \text{ mm} < h_0 = 760 \text{ mm}$$

$$m_0 = 1 - \frac{0,6x}{h_0} = 1 - \frac{0,6 \times 509,3}{760} = 0,598$$

$$M = M_1 + m_0 M_2 \frac{h}{b} = 574 + 0,598 \times 344,9 \times \frac{800}{600} = 849 \text{ kNm}$$

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{849}{2700} = 0,309\text{m} = 309 \text{ mm}$$

Với kết cấu siêu tĩnh:

$$e_0 = \max(e_1, e_a) = 309 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = \frac{e_0}{h_0} = \frac{309}{760} = 0,406 > 0,3$$

$$\xi_R h_0 = 0,56 \times 760 = 456 \text{ mm}$$

$$x_1 = 509,3 \text{ mm} > \xi_R h_0$$

Tính theo trường hợp nén lệch tâm bé

$$\varepsilon_0 = \frac{e_0}{h} = \frac{309}{800} = 0,386$$

$$x = \left[ \xi_R + \frac{(1 - \xi_R)}{1 + 50\varepsilon_0^2} \right] = \left[ 0,56 + \frac{(1 - 0,56)}{1 + 50 \times 0,386^2} \right] = 492 \text{ mm}$$

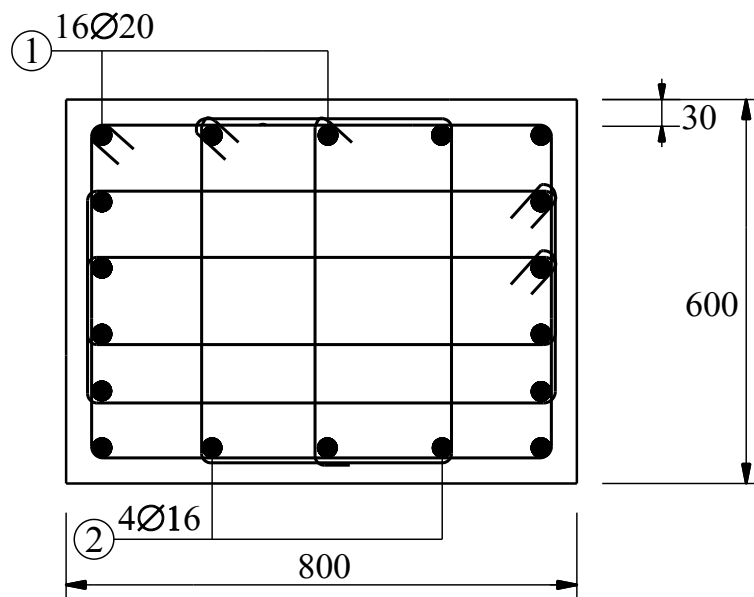
$$e = e_0 + \frac{h}{2} - a = 309 + \frac{800}{2} - 40 = 668,7 \text{ mm}$$

$$A_{st} = \frac{Ne - R_b b x (h_0 - x/2)}{0,4 R_{sc} Z}$$

$$= \frac{2700 \times 1000 \times 668,7 - 9 \times 600 \times 492 \times (760 - 492/2)}{0,4 \times 340 \times 720} = 4834 \text{ mm}^2$$

$$\mu_s = \frac{4834}{800 \times 600} = 1,06\%$$

Chọn 16 $\phi$ 20 có  $A_s = 5024 \text{ mm}^2$ . Chọn 4 $\phi$ 16 làm cốt cấu tạo.



Bố trí cốt thép cột trên mặt cắt ngang của ví dụ 3.

### 6.3.2. Tính toán cốt đai cột (TCVN 5574:2012)

Cốt đai trong cầu kiện chịu nén lệch tâm trình tự tính toán giống như đối với dầm, nhưng xét trường hợp tính toán đơn giản hơn.

Cầu kiện bê tông cốt thép chịu tác dụng của lực cắt cần được tính toán để đảm bảo độ bền trên dải nghiêng giữa các vết nứt xiên theo điều kiện:

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_bbh_0 \quad (6.4)$$

Hệ số  $\varphi_{w1}$ , xét đến ảnh hưởng của cốt thép đai vuông góc với trục dọc cầu kiện, được xác định theo công thức:

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1,3 \quad (6.5)$$

trong đó:  $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$ ,  $\mu_w = \frac{A_{sw}}{bs}$ .

Hệ số  $\varphi_{b1}$  được xác định theo công thức:

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b \quad (6.6)$$

trong đó:

$\beta$  là hệ số, lấy như sau: đối với bê tông nặng, bê tông hạt nhỏ, bê tông tổ ong: 0,01; đối với bê tông nhẹ: 0,02

$R_b$  tính bằng megapascal (MPa).

Đối với cầu kiện cột bê tông cốt thép có cốt thép ngang chịu lực cắt, để đảm bảo độ bền theo vết nứt xiên cần tính toán với tiết diện nghiêng nguy hiểm nhất theo điều kiện:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} \quad (6.7)$$

Lực cắt  $Q$  trong công thức (75) được xác định từ ngoại lực đặt ở một phía của tiết diện nghiêng đang xét.

Lực cắt  $Q_b$  do riêng bê tông chịu, được xác định theo công thức:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{c} \quad (6.8)$$

trong đó:  $c$  là chiều dài hình chiếu của tiết diện nghiêng nguy hiểm nhất lên trục dọc cầu kiện.

Hệ số  $\varphi_{b2}$  xét đến ảnh hưởng của loại bê tông được lấy như sau: đối với bê tông nặng và bê tông tổ ong: 2,0; đối với bê tông hạt nhỏ: 1,7.

Hệ số  $\varphi_n$ , xét đến ảnh hưởng lực dọc, được xác định như sau:

khi chịu lực nén dọc, xác định theo công thức:

$$\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{bt}bh_0} \leq 0,5 \quad (6.9)$$

Giá trị  $Q_b$  tính theo công thức (76) lấy không nhỏ hơn  $\varphi_{b3}(1+\varphi_n)R_{bt}bh_0$ .

Hệ số  $\varphi_{b3}$  lấy như sau: đối với bê tông nặng và bê tông tổ ong: 0,6; đối với bê tông hạt nhỏ: 0,5.

Đối với cầu kiện bê tông cốt thép có cốt thép ngang cũng cần đảm bảo độ bền theo tiết diện nghiêng trong khoảng giữa các cốt thép đai, giữa gối và cốt thép xiên, giữa các cốt thép xiên với nhau.

Lực cắt  $Q_{sw}$  được xác định bằng tổng hình chiếu của các nội lực tới hạn tương ứng trong cốt thép đai và cốt thép xiên cắt qua vết nứt xiên nguy hiểm lên trục vuông góc với trục dọc cầu kiện.

Chiều dài  $c_0$  của hình chiếu vết nứt xiên nguy hiểm lên trục dọc cầu kiện được xác định từ điều kiện cực tiểu của biểu thức  $(Q_b + Q_{sw})$ . Trong công thức xác định  $Q_b$  thay giá trị  $c$  bằng  $c_0$ , giá trị  $c_0$  lấy không lớn hơn  $2h_0$  và không lớn hơn giá trị  $c$ , đồng thời  $c_0$  không nhỏ hơn  $2h_0$  nếu  $c > h_0$ .

Đối với cầu kiện chỉ đặt cốt thép đai thẳng góc với trục dọc cầu kiện, có bước không đổi trong khoảng tiết diện nghiêng đang xét, giá trị  $c_0$  ứng với cực tiểu của biểu thức  $(Q_b + Q_{sw})$  xác định theo công thức:

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1+\varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{q_{sw}}} \quad (6.10)$$

trong đó:  $q_{sw}$  là nội lực trong cốt thép đai trên một đơn vị chiều dài cầu kiện, được xác định theo công thức:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s} \quad (6.11)$$

Đối với các cầu kiện như vậy, lực cắt  $Q_{sw}$  được xác định theo công thức:

$$Q_{sw} = q_{sw}c_0 \quad (6.12)$$

Khi đó, cốt thép đai xác định theo tính toán phải thoả mãn điều kiện:

$$q_{sw} \geq \frac{\varphi_{b3}(1+\varphi_n)R_{bt}b}{2} \quad (6.13)$$

Đối với cầu kiện bê tông cốt thép không có cốt thép đai chịu lực cắt, để đảm bảo độ bền trên vết nứt xiên cần tính toán đối với vết nứt xiên nguy hiểm nhất theo điều kiện:

$$Q \leq \frac{\varphi_{b4}(1+\varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{c} \quad (6.14)$$

Trong đó: vế phải của công thức (6.20) lấy không lớn hơn  $2,5R_bbh_0$  và không nhỏ hơn  $\varphi_{b3}(1+\varphi_n)R_{bt}bh_0$ .

Hệ số  $\varphi_{b4}$  lấy như sau: đối với bê tông nặng, bê tông tổ ong: 1,5; đối với bê tông hạt nhỏ: 1,2

**Tóm tắt tính cốt đai cột:**

- Chọn đường kính cốt đai:

$$\phi_{sw} \geq \begin{cases} 8mm \\ \frac{\phi_{s,max}}{4} \end{cases}$$

trong đó:  $\phi_{s,max}$  – đường kính lớn nhất của cốt dọc;

$\phi_{s,min}$  – đường kính lớn nhất của cốt dọc;

- Chọn số nhánh cốt đai  $n$ .

- Tính  $A_{sw}$ :  $A_{sw} = n\pi\phi_{sw}^2 / 4$ .

- Tính khoảng cách cốt đai tính toán  $s_{tt}$ :

$$s_{tt} = 4 \frac{R_{sw} A_{sw}}{Q^2} (\varphi_{b2} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2)$$

- Tính khoảng cách cốt đai lớn nhất  $s_{max}$ :

$$s_{max} \leq \frac{\varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{Q}$$

- Chọn khoảng cách cốt đai thiết kế  $s_{tk}$ :  $s_{tk} \leq (s_{tt}, s_{max}, s_{ct})$ .

- Kiểm tra:

+ Đồng thời, cốt thép đai xác định theo tính toán phải thoả mãn điều kiện (để tránh phá hoại dòn, cốt đai phải chịu được lực cắt không ít hơn khả năng chịu cắt tối thiểu của bê tông):

$$q_{sw} \geq \frac{\varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} b}{2}$$

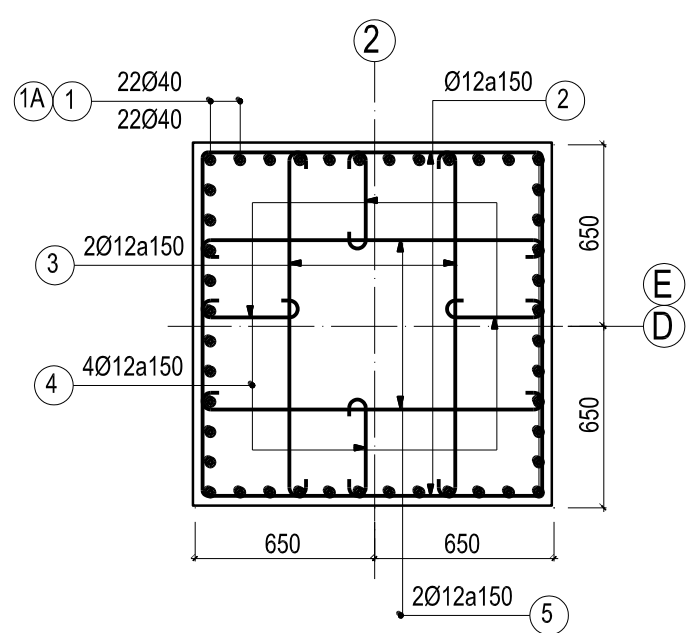
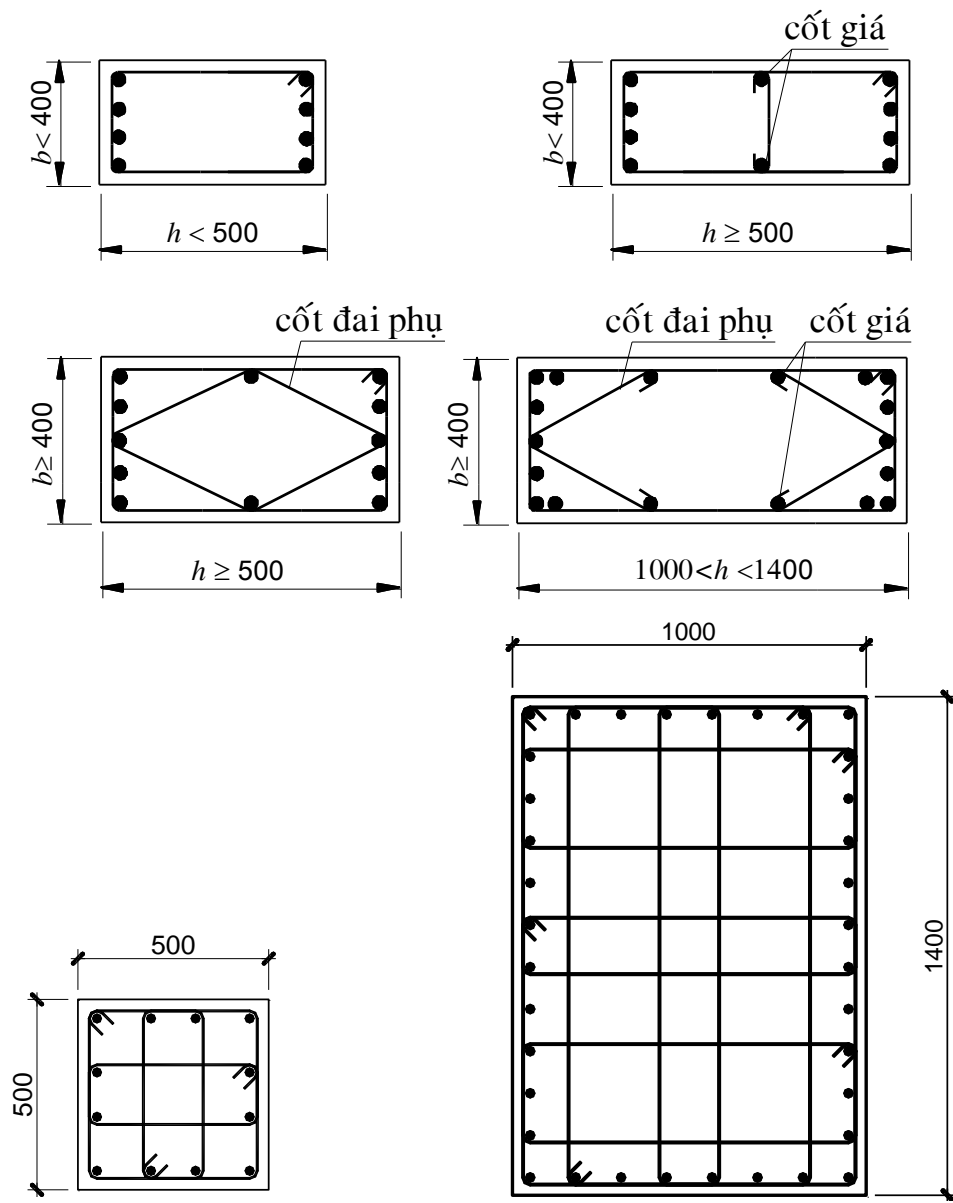
trong đó:  $q_{sw}$  là nội lực trong cốt thép đai trên một đơn vị chiều dài cấu kiện, được xác định theo công thức:

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

+ Kiểm tra việc đảm bảo độ bền trên dải nghiêng giữa các vết nứt xiên theo điều kiện:

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_0$$

Chú ý: Cần phải bố trí cốt đai phụ trong các cột có tiết diện lớn.



Hình 6. 3. Bố trí cốt thép cột (cột dọc, cột đai)

### 6.3.3. Lập biểu đồ tương tác

Khái niệm biểu đồ tương tác: với một tiết diện đã bố trí cốt thép, biểu đồ tương tác là một mặt cong thể hiện mối liên hệ giữa lực dọc  $N$  và mô men  $M$  tương ứng của trạng thái giới hạn.

Tương tác ở đây là tương tác giữa khả năng chịu mô men uốn  $M$  và khả năng chịu lực nén  $N$ .

Với một tiết diện đã có cốt thép, biểu đồ tương tác là một mặt cong (phẳng – nén lệch tâm phẳng, không gian – nén lệch tâm xiên), thể hiện khả năng chịu lực của tiết diện với mọi giá trị của  $M$  và  $N$ .

#### **Các giả thiết cơ bản:**

Tiết diện cột được giả thiết như sau: tiết diện phẳng trước khi chịu lực và sau khi chịu lực. Có thể tính toán được biến dạng tại một điểm bất kỳ trên tiết diện theo biến dạng lớn nhất của bê tông vùng nén và cốt thép trong vùng kéo hoặc nén ít.

Bỏ qua sự làm việc của bê tông chịu kéo.

Giả thiết về quan hệ giữa ứng suất và biến dạng của cốt thép, của bê tông.

Giả thiết về biểu đồ ứng suất bê tông vùng nén và bê tông vùng nén quy đổi.

Giả thiết về biến dạng cực hạn quy ước của bê tông vùng nén.

- Thiết lập biểu đồ tương tác:

+ Nguyên tắc chung: dựa vào biến dạng cực hạn của bê tông vùng nén và vị trí của trục trung hòa được thể hiện qua chiều cao vùng nén  $x$ , ta có thể xác định được trạng thái ứng suất trong bê tông và cốt thép trong cột, các ứng suất này tổng hợp lại thành một lực dọc và một mô men tại trọng tâm hình học của cột.

+ Các điểm chính trên biểu đồ tương tác: vì biểu đồ tương tác là một đường cong, mỗi điểm trên đường cong này tương ứng với một vị trí của trục trung hòa trên tiết diện cột (một giá trị của  $x$ ), vì vậy việc thiết lập biểu đồ này thường dựa vào biến số trung gian là  $x$ .

- Sau khi lập được biểu đồ tương tác, tiến hành kiểm tra theo các trường hợp sau:

+ *Trường hợp 1*: lực nén được xem là khá lớn khi thỏa mãn điều kiện  $N \geq 0,5R_b C_x C_y$ . Có thể xem là trường hợp nén lệch tâm bé, cần kiểm tra lại khả năng chịu lực nén.

Khả năng chịu lực nén là  $N_{gh}$  được xác định từ phương trình:

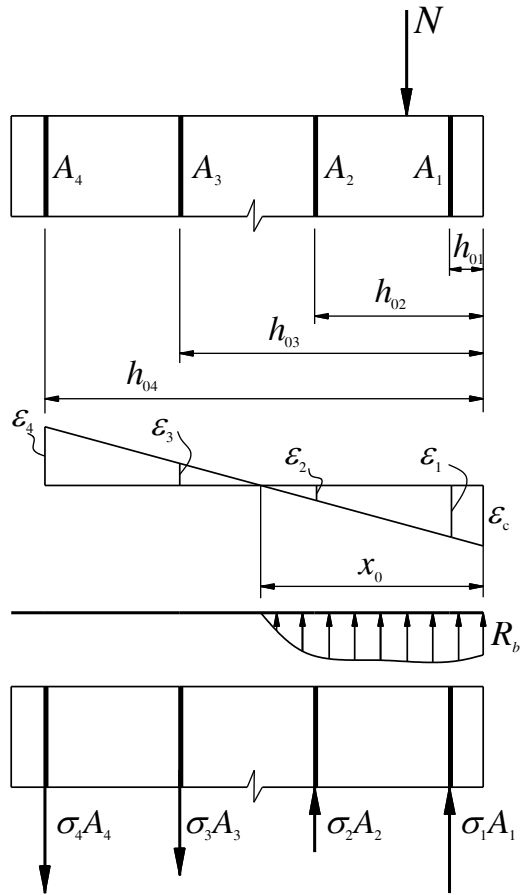
$$\frac{1}{N_{gh}} = \frac{1}{N_x} + \frac{1}{N_y} - \frac{1}{N_0}$$

trong đó:  $N_0$  – khả năng chịu nén đúng tâm, xác định như sau:

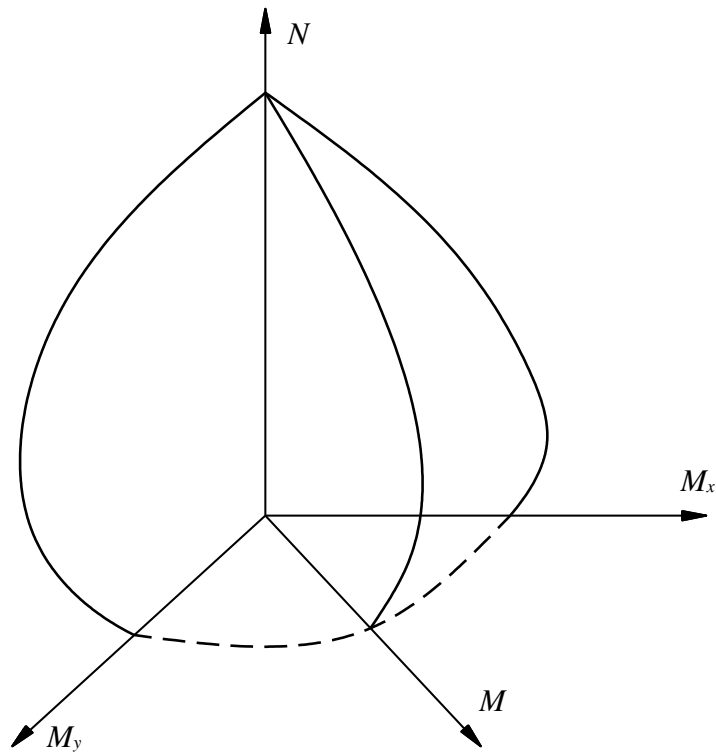
$$N_0 = \varphi(R_b A + R_s A_{st})$$

$N_x$  – khả năng chịu nén trường hợp lệch tâm phẳng khi tính toán theo phương  $x$ .





Hình 6. 4. Sơ đồ phân bố ứng suất trong cấu kiện nén lệch tâm tính theo biến dạng.



Hình 6. 5. Mặt biểu đồ tương tác cột nén lệch tâm xiên.

Tính  $N_x$  theo giá trị đã biết của  $M_{x1}$  hoặc  $\eta_x e_{ox}$ .

$N_y$  – khả năng chịu nén trường hợp lệch tâm phẳng khi tính toán theo phương y.  
 Tính  $N_y$  theo giá trị đã biết của  $M_{y1}$  hoặc  $\eta_y e_{oy}$ .

+ Trường hợp 2: trường hợp mô men lớn (lực nén bé)

Với một tiết diện cho trước kiểm tra khả năng chịu lực khi lực nén là tương đối bé ( $N < 0,5R_b A_b$ ) mô men tương đối lớn thì cần kiểm tra theo điều kiện:

$$\psi = \left( \frac{N\eta_x e_{ox}}{M_{ox}^*} \right)^n + \left( \frac{N\eta_y e_{oy}}{M_{oy}^*} \right)^n \leq 1$$

trong đó:  $M_{ox}^*$ ,  $M_{oy}^*$  là khả năng chịu mô men uốn được xác định theo trường hợp nén lệch tâm phẳng theo hai phương x và y ứng với lực nén N.

Khi đã có biểu đồ tương tác của nén lệch tâm phẳng theo hai phương x và y thì việc xác định  $M_{ox}^*$ ,  $M_{oy}^*$  là dễ dàng từ giá trị N.

Số mũ n trong điều kiện trên là  $1 < n \leq 2$ . Tiêu chuẩn thiết kế của một số nước lấy n theo công thức thực nghiệm sau:

$$n = \left( \frac{N_0 + 5N}{N_0 + N} \right)^{0,5}$$

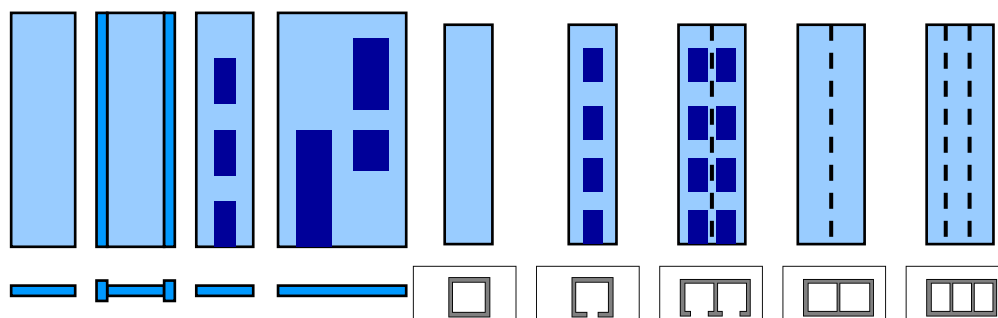
**Cách bố trí cốt thép có hiệu quả:** với nén lệch tâm xiên cốt thép sẽ phát huy hiệu quả khi được đặt tập trung vào các góc. Khi tính toán, để giảm bớt sự phức tạp có thể xem cốt thép được đặt với khoảng cách đều trong từng phương và đường kính giống nhau. Tuy vậy khi đã có diện tích  $A_{st}$ , nếu được thì nên đặt cốt thép tập trung ở các góc với khoảng cách bé nhất hoặc với những thanh có đường kính lớn hơn. Làm vậy sẽ tăng được khả năng chịu lực của tiết diện.

### 6.3.4. Tính toán vách cứng

#### 6.3.4.1. Đặc trưng của vách cứng

(1) **Định nghĩa:** vách bê tông cốt thép là cấu kiện kiểu “sàn đứng”, chỉ chịu các lực tác dụng trong mặt phẳng vách (*in-plane loads*), chiều dài vách tối thiểu bằng 4 lần chiều dày ( $L > 6b$ ) và 1/3 lần chiều cao ( $L \geq H_w/3$ ).

(2) **Vách cứng** thường được dùng để chống lực ngang trong công trình nhà cao tầng bê tông cốt thép. Tên chính xác nên gọi là **vách chịu lực** (*Structural walls*).

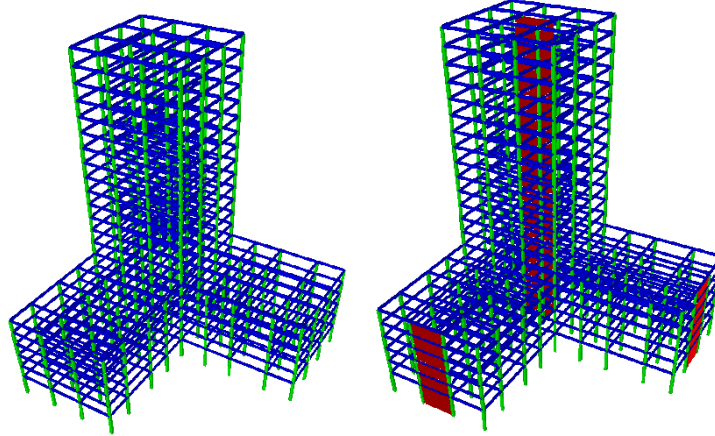


Hình 6. 6. Hình dạng vách cứng

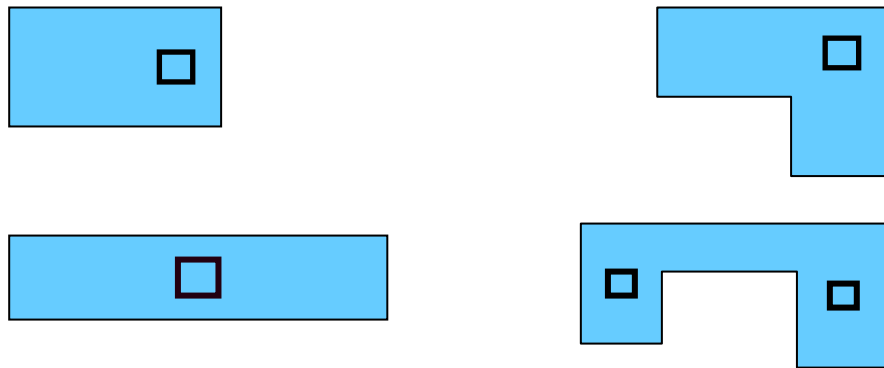
a) Vách cứng dạng phẳng

b) Vách cứng dạng hộp.

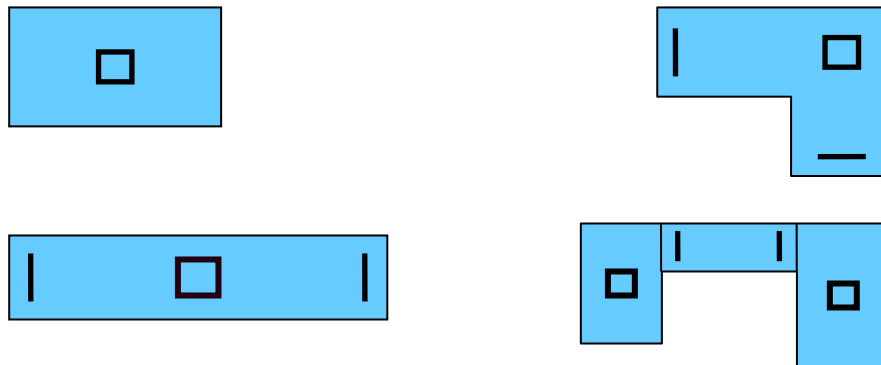
Nên tránh bố trí vách cứng bất thường (*irregularity*) cả theo chiều cao công trình và mặt bằng nhằm tránh tác động xoắn lớn lên tổng thể công trình như các ví dụ dưới đây:



a) Công trình dạng không đều theo phương đứng (*vertical irregularity*).



b) Công trình dạng không đều theo mặt bằng: phương án thiết kế **không tốt**.



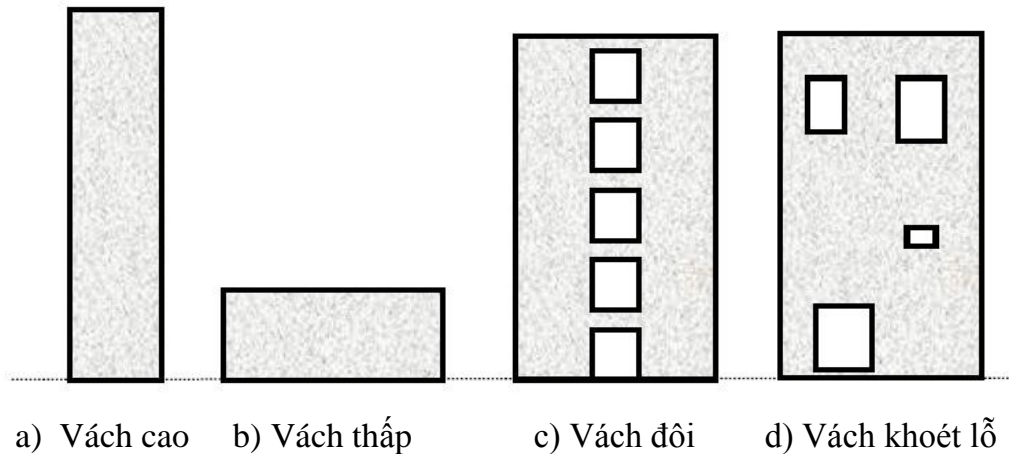
c) Công trình dạng đều theo mặt bằng: phương án thiết kế **tốt**.

Hình 6. 7. Cách bố trí vách cứng theo chiều cao công trình và mặt bằng.

### (3) Phân loại vách cứng:

**Phân loại vách cứng theo chiều cao:** vách cứng thường được phân loại theo kích thước hình học như sau:

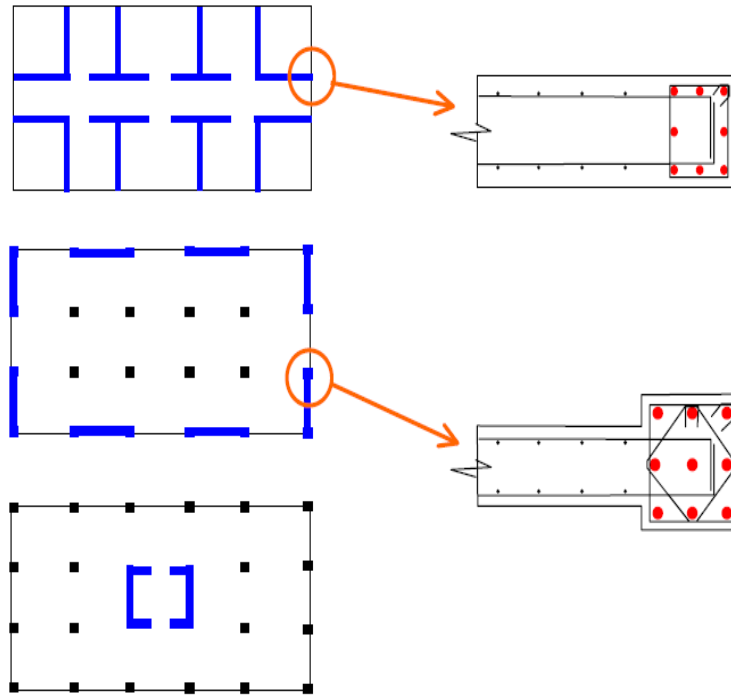
- Vách cao - *Flexural walls* ( $H_w/L \geq 2$ ): thiết kế chống uốn là ưu tiên do tỷ số  $M/Q$  lớn);
- Vách thấp - *Squat walls* ( $0,33 < H_w/L < 1-2$ ): thiết kế chống cắt là ưu tiên do  $M/Q$  nhỏ);
- Vách đôi có dầm nối - *Coupled walls*;
- Vách khoét lỗ - *Punched walls*.



Hình 6. 8. Phân loại vách cứng theo chiều cao.

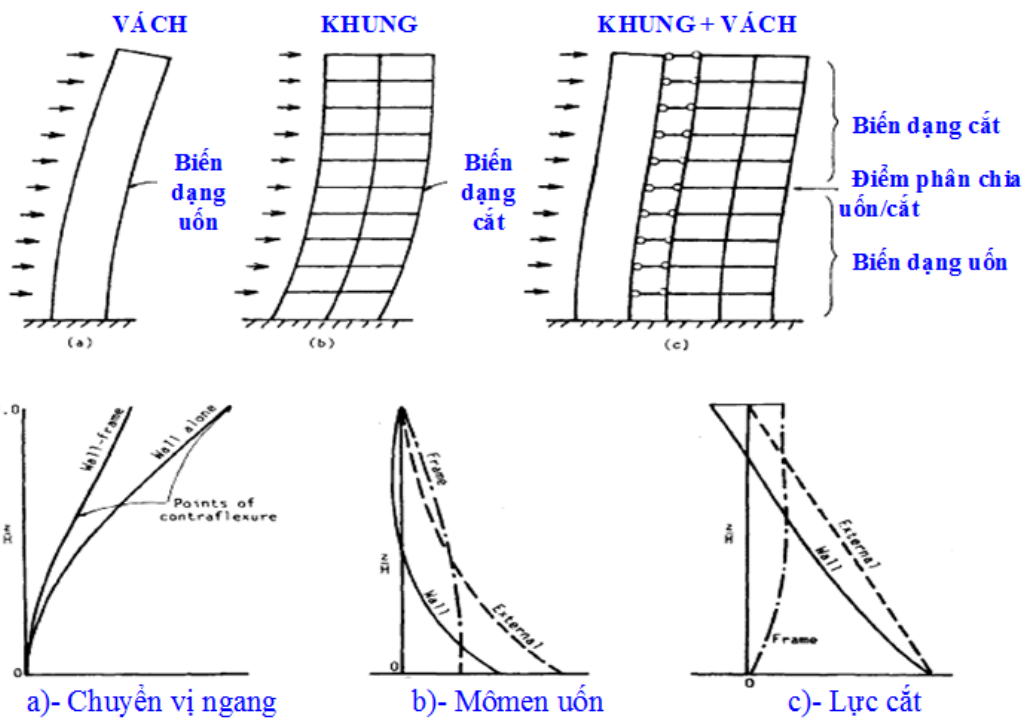
**Phân loại vách cứng theo công năng:** vách cứng được phân loại theo vị trí và công năng trong công trình. Ba chức năng thông dụng của vách cứng bê tông cốt thép là:

- Hệ kết cấu vách chịu lực phương đứng (*Bearing walls*): vách chịu gần như toàn bộ tải trọng đứng. Thường gặp trong công trình nhà ở vì vách được sử dụng như các tường ngăn các căn hộ.
- Hệ kết cấu khung - giằng (hệ khung + vách cứng) (*Frame walls, dual system*): vách cứng chủ yếu chịu tải trọng ngang và một phần tải trọng đứng, hệ khung chịu phần lớn tải trọng đứng.
- Hệ kết cấu lõi cứng (*Core walls*): vách cứng bao quanh hệ thống thang máy vận chuyển đứng.



Hình 6. 9. Bố trí vách cứng trên mặt bằng công trình.

**(4) Ứng xử hệ khung-giăng (*Frame-Wall Interaction*)**



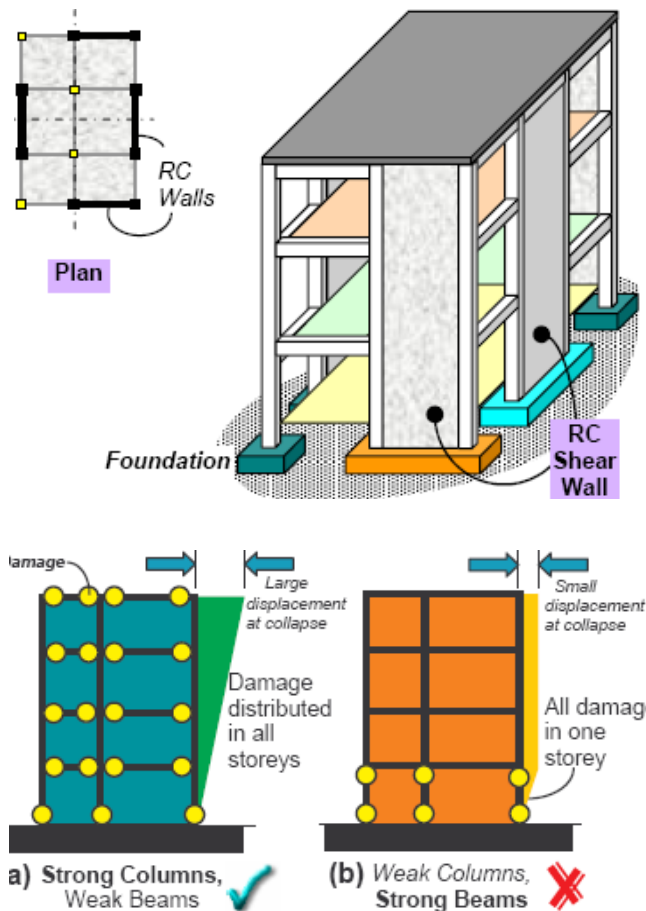
Hình 6. 10. Ứng xử hệ khung vách.

- Biến dạng khung: biến dạng cắt chiếm ưu thế; khả năng chịu tải ngang là do độ cứng các nút khung.

- Biến dạng vách cứng: cơ bản là biến dạng uốn; biến dạng cắt hầu như không đáng kể; chỉ có ở trường hợp vách rất thấp ( $0,33 < H_w/L < 1$ ) thì kiểu phá hủy là biến dạng cắt. Vách ứng xử như một công xôn dài (*slender cantilever*).

### Các nhận xét then chốt:

- Nhìn chung vách cứng trong hệ kết cấu nhà cao tầng chịu chủ yếu bị biến dạng uốn;
- Các giả thuyết bỏ qua sự chịu tải trọng ngang của khung có thể dẫn đến kết quả sai sót lớn;
- Hệ kết cấu liên hợp khung + vách dẫn đến phương án thiết kế kinh tế hơn;
- Vách cứng nên được thiết kế vách cứng chống cả lực dọc + lực gây uốn + lực cắt;
- Sơ đồ bố trí mặt bằng các vách cứng là rất quan trọng cả cho các loại tải trọng đứng và ngang.



Hình 6. 11. Mô hình cấu tạo hệ chịu lực của kết cấu nhà.

### Kết luận:

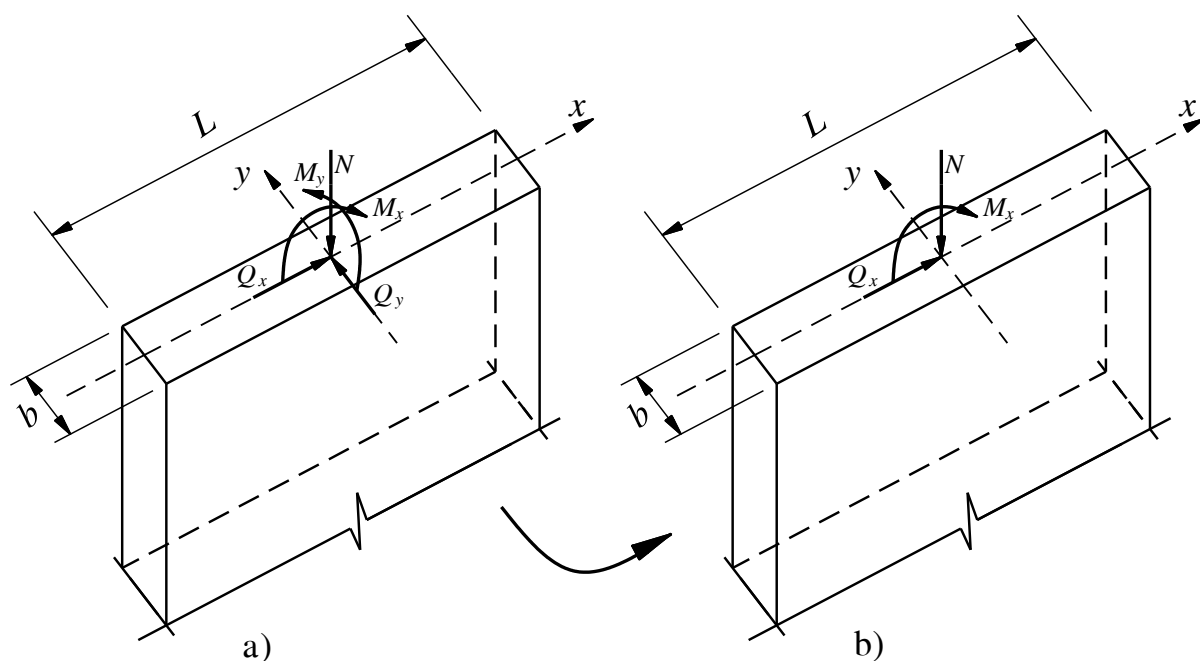
Hệ khung - giằng (*frame wall*) như Hình 6.14 là hệ chịu lực hiệu quả và được ưa thích trong thiết kế công trình chống động đất ở Mỹ và Nhật vì nó cung cấp một mức độ siêu tĩnh cao. Một ưu điểm của hệ khung - giằng là vách cứng dùng để ngăn cản dạng “dầm yếu” hình thành trong khung bê tông cốt thép, điều này có nghĩa là về mặt lý thuyết có thể nói rằng yêu cầu khung bê tông cốt thép là “cột cứng - dầm yếu” (xem Hình 6.14a), do đó người thiết kế có thể tự do hơn để lựa chọn kích thước dầm và cột.

Hệ khung - giằng được sử dụng phổ biến trong nhà thấp tầng và nhà cao trung bình ( $H < 75\text{m}$ ) có vách cứng bố trí ở trung tâm (*core wall*).

Vách cao bê tông cốt thép ( $H_w/L > 2$ ) thiết kế dẻo vừa có thể tạo thành khớp dẻo uốn tại đáy móng với ứng xử dẻo gần bằng hệ khung bê tông cốt thép thiết kế dẻo cao.

Vách cứng có tiết diện ngang  $L \gg 4b$ , do đó không dùng được các phương pháp tính cốt thép của cột  $L \leq 4b$  chịu nén lệch tâm.

Một hệ vách, lõi thường bao gồm các thành phần nội lực: lực dọc  $N$ , mô men uốn trong mặt phẳng thẳng đứng song song với trục  $x$  là  $M_x$ , mô men uốn trong mặt phẳng thẳng đứng song song với trục  $y$  là  $M_y$ , lực cắt theo phương  $x$  là  $Q_x$ , lực cắt theo phương  $y$  là  $Q_y$  (xem Hình 6.15). Trong thực tế thiết kế, chúng ta thường tách vách có cạnh dài theo phương  $x$  sẽ chịu các thành phần nội lực:  $N$ ,  $M_x$ ,  $Q_x$  (Hình 6.15b, bỏ qua các thành phần nội lực  $M_y$ ,  $Q_y$ , vì nhỏ), còn vách có cạnh dài theo phương  $y$  sẽ chịu các thành phần nội lực:  $N$ ,  $M_y$ ,  $Q_y$ .



Hình 6.12. Các thành phần nội lực trong vách.

Việc tính toán tác động đồng thời của cả mô men và lực cắt rất phức tạp và khó thực hiện được. Đến nay trong các tiêu chuẩn thiết kế vẫn tách riêng việc tính toán cốt dọc và cốt đai. Hiện nay việc tính toán cốt dọc của vách cứng có thể được tính toán nhiều phương pháp, nhưng phổ biến là theo 4 phương pháp sau:

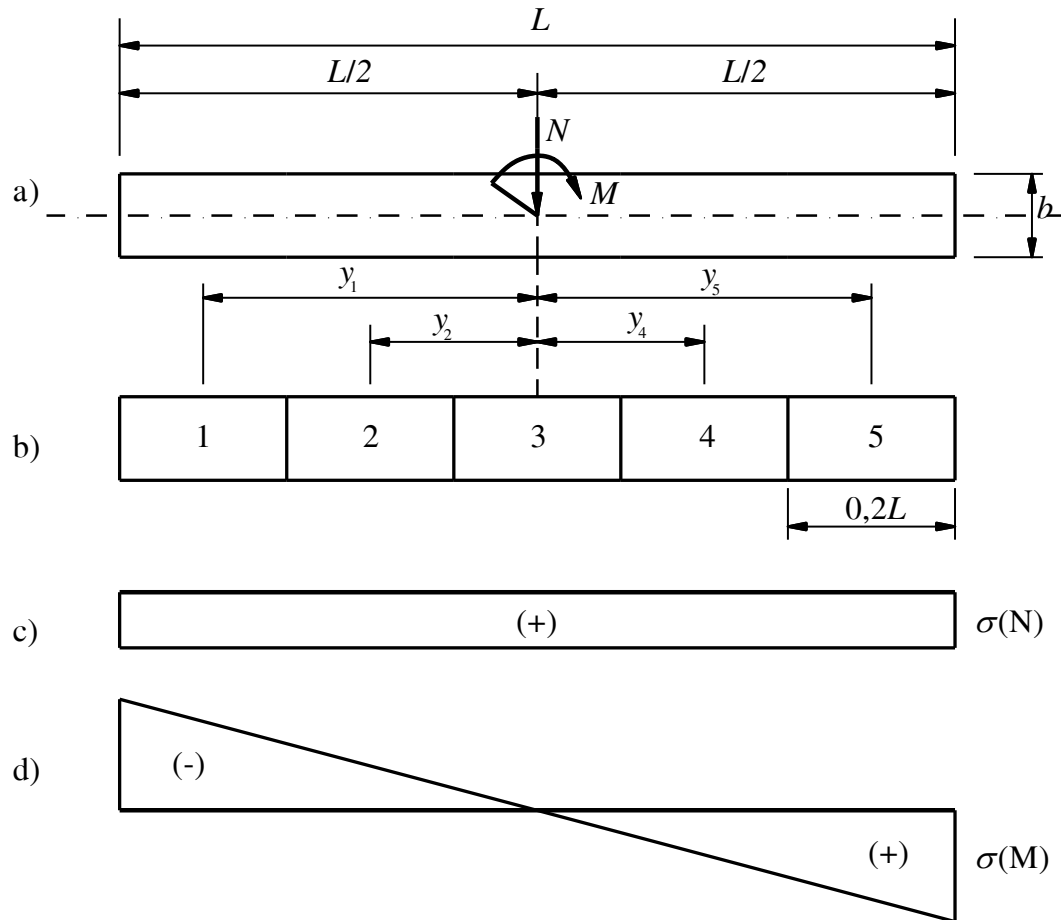
- (1) Phương pháp phân bố ứng suất đàn hồi;
- (2) Phương pháp giả thiết vùng biên chịu mô men;
- (3) Phương pháp xây dựng biểu đồ tương tác;
- (4) Phương pháp kiểm tra khả năng chịu lực cho vách cứng.

### 6.3.4.2. Phương pháp phân bố ứng suất đàn hồi

Mô hình tính toán: phương pháp này chia vách thành những phần tử nhỏ, xem mỗi phần tử như cấu kiện chịu nén (kéo) đúng tâm, coi như ứng suất phân bố đều trong mỗi phần tử.

Giả thiết cơ bản:

- Vật liệu làm việc ở giai đoạn đàn hồi;
- Ứng suất kéo do cốt thép chịu;
- Ứng suất nén do cả bê tông và cốt thép chịu.



Hình 6. 13. Phân chia vách để tính theo phương pháp ứng suất đàn hồi;

- a) Sơ đồ lực tác dụng; b) Phân chia các vùng trên tiết diện vách;  
c) Ứng suất do lực dọc  $N$ ; d) Ứng suất do mô men  $M$ .

#### Các bước tính toán:

**Bước 1:** Chia vách thành các phần tử nhỏ với kích thước  $b \times a$ , với  $a \geq b$  và  $\leq 0,5L$ ,  $a$  càng nhỏ thì độ chính xác càng cao. Nên chia vách thành 5 vùng bằng nhau, tiết diện mỗi vùng:  $b \times 0,2L$ .

**Bước 2:** Xác định lực dọc tác dụng vào mỗi phần tử do lực dọc  $N$  và mô men trong mặt phẳng  $M$  gây ra:

- Ứng suất trung bình (kéo, nén) của mỗi vùng là:



$$\sigma_i = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} y_i \quad (6.15)$$

Trong đó:  $A = b \times L$ ;  $I = b \times L^3 / 12$ ;  $y_i$  là khoảng cách từ tâm phần tử thứ  $i$  đến trục chính trung tâm.

- Lực dọc kéo (nén) tác dụng vào phần tử thứ  $i$ :

$$N_i = 0,2 \times b \times L \times \sigma_i \quad (6.16)$$

**Bước 3:** Tính toán diện tích cốt thép chịu nén, kéo:

Cốt thép từng vùng phần tử tính như cấu kiện chịu nén (kéo) đúng tâm.

- Nếu  $N_i > 0$  thì vùng phần tử chịu nén, diện tích cốt thép tính toán theo:

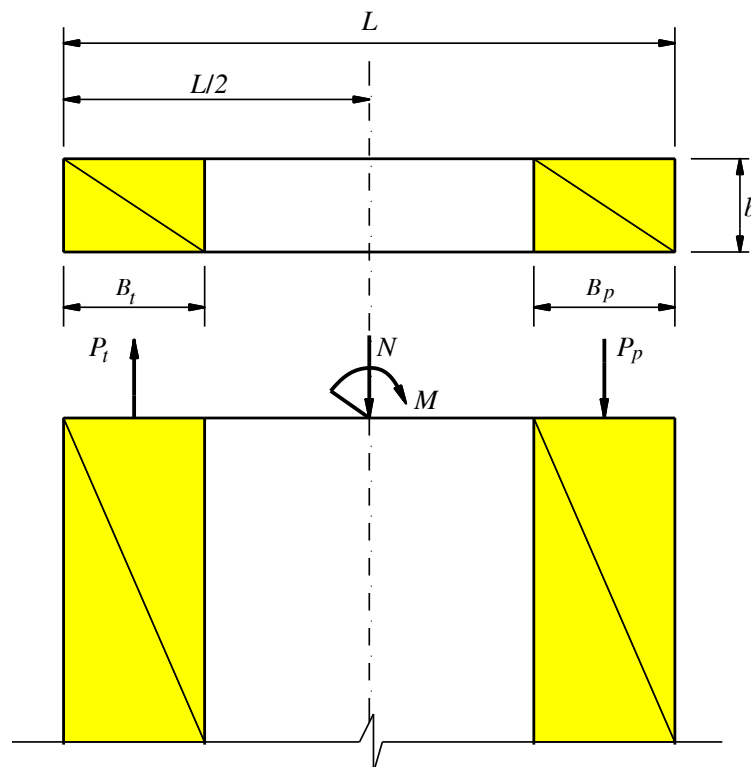
$$A_{si} = \frac{(N_i / \varphi - R_b) 0,2bL}{R_{sw} - R_b} \quad (6.17)$$

- Nếu  $N_i < 0$  thì vùng phần tử chịu kéo, diện tích cốt thép tính toán theo:

$$A_{si} = \frac{N_i}{R_s} \quad (6.18)$$

Bước 4: Kiểm tra hàm lượng cốt thép và bố trí cốt thép.

#### 6.3.4.3. Phương pháp giả thiết vùng biên chịu mô men



Hình 6. 14. Phân chia vách để tính theo phương pháp vùng biên chịu mô men.

Mô hình tính toán: phương pháp vùng biên chịu mô men cho rằng cốt thép đặt trong vùng biên ở hai đầu vách chịu toàn bộ mô men. Mô men tương đương một cặp

ngẫu lực đặt tại hai vùng biên của vách. Lực dọc giả thiết là phân bố đều trên toàn bộ chiều dài mặt cắt ngang của vách.

Giả thiết cơ bản:

- Vật liệu làm việc ở giai đoạn đàn hồi;
- Ứng suất kéo do cốt thép chịu;
- Ứng suất nén do cả bê tông và cốt thép chịu.

**Các bước tính toán:**

**Bước 1:** Giả thiết chiều dài vùng biên  $B_t, B_p$  chịu mô men ( $B_t, B_p = 0,2L$ ). Mô men  $M$  tương đương một cắt ngẫu lực đặt ở hai vùng biên của vách.

**Bước 2:** Xác định lực kéo, nén trong vùng biên của vách:

$$P_{t,p} = \frac{N}{A} A_{t,p} \pm \frac{M}{(L - 0,5B_t - 0,5B_p)} \quad (6.19)$$

trong đó:  $A_{t,p}$  là diện tích tiết diện ngang vùng biên bên trái, bên phải của vách ( $A_{t,p} = B_{t,p} \times b$ );

$A$  là diện tích tiết diện ngang toàn bộ vách,  $A = b \times L$ ;

$P_{t,p}$  là lực kéo hoặc nén ở vùng biên bên trái hoặc bên phải.

**Bước 3:** Tính cốt thép chịu kéo, nén, xem mỗi đoạn vách như cấu kiện nén hoặc kéo đúng tâm.

- Nếu  $P_p > 0$  thì vùng biên chịu nén, diện tích cốt thép tính toán theo:

$$A_{s,p} = \frac{(P_p / \varphi - R_b 0,2bL)}{R_{sw} - R_b} \quad (6.20)$$

- Nếu  $P_t < 0$  thì vùng biên chịu kéo, diện tích cốt thép tính toán theo:

$$A_{s,t} = \frac{P_t}{R_s} \quad (6.21)$$

**Bước 4:** Kiểm tra hàm lượng cốt thép và bố trí cốt thép

Kiểm tra hàm lượng cốt thép, nếu không thỏa mãn thì tăng kích thước  $B_t, B_p$  lên rồi tính lại.

**Bước 5:** Kiểm tra phần vách còn lại giữa hai vùng biên như đối với cấu kiện chịu nén đúng tâm. Lực dọc tác dụng lên vùng bụng vách được xác định theo công thức:

$$P_b = \frac{N}{A} (A - A_t - A_p) \quad (6.22)$$

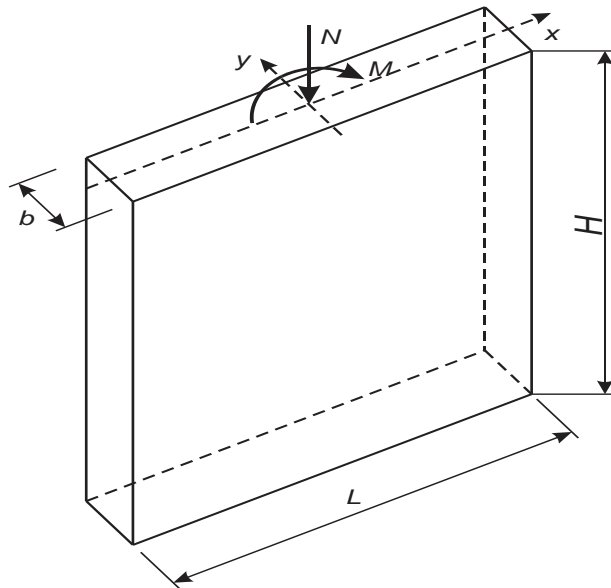
Trường hợp bê tông đã đủ khả năng chịu lực thì cốt thép trong vùng này được đặt theo cấu tạo.

Phương pháp giả thiết vùng biên chịu mô men tương tự như phương pháp phân bố ứng suất đàn hồi, chỉ khác ở chỗ bố trí tập trung lượng cốt thép chịu toàn bộ mô men ở hai đầu vách. Phương pháp này thích hợp với các trường hợp vách có tiết diện tăng cường ở hai đầu.

**Ví dụ:** Cho một vách cứng kích thước như Hình vẽ:

Chiều dài vách:  $L=1800$  mm; Chiều cao vách:  $H=3600$  mm; Bề rộng vách:  $b=300$  mm. Cặp nội lực tính toán: Mômen  $M=2000$  kNm, lực dọc  $N=2100$  kN.

**Yêu cầu:** Tính toán, chọn và bố trí cốt thép cho vách cứng bằng phương pháp vùng biên chịu mômen, chiều dài tính toán  $l_0 = 0,7H$ . **Vật liệu sử dụng:** Bê tông có cấp độ bền B30; Cốt thép chịu lực của vách sử dụng thép AII.



**Tra bảng:** Bê tông B30 có  $R_b=17$  MPa; cốt thép AII có  $R_s=R_{sc}=280$  MPa

Giả thiết chiều dài vùng biên chịu mô men  $B_t = B_p = 0,2L = 0,2 \times 1,8 = 0,36$  (m).

- Lực kéo, nén ở hai vùng biên của vách:

+ Vùng biên trái:

$$P_t = \frac{N}{A} A_t - \frac{M}{(L - 0,5B_t - 0,5B_p)}$$

$$= \frac{2100}{1,8 \times 0,3} \times (0,36 \times 0,3) - \frac{2000}{(1,8 - 0,36)} = -968,9 \text{ (kN)}$$

+ Vùng biên phải:

$$P_p = \frac{N}{A} A_p + \frac{M}{(L - 0,5B_t - 0,5B_p)}$$

$$= \frac{2100}{1,8 \times 0,3} \times (0,36 \times 0,3) + \frac{2000}{(1,8 - 0,36)} = 1808,9 \text{ (kN)}$$

- Tính độ mảnh của vách trong mặt phẳng uốn:

+ Chiều dài tính toán của cầu kiện:  $L_0 = 0,7H = 0,7 \times 3,6 = 2,52$  (m)

+ Độ mảnh ngoài mặt phẳng uốn:  $\lambda = \frac{L_0}{0,288L} = \frac{2,52}{0,288 \times 0,3} = 29,17 > 14 \rightarrow$  cần

xét đến ảnh hưởng của uốn dọc.

- Tính hệ số uốn dọc tính:

$$\begin{aligned}\varphi &= 1,028 - 0,0000288 \cdot \lambda^2 - 0,0016 \cdot \lambda \\ &= 1,028 - 0,0000288 \times 29,17^2 - 0,0016 \times 29,17 = 0,957\end{aligned}$$

- Tính cốt thép chịu kéo, nén; xem mỗi đoạn vách như cầu kiện nén hoặc kéo đúng tâm:

+ Diện tích cốt thép vùng biên chịu nén:

$$\begin{aligned}A_{s,p} &= \frac{(P_p / \varphi - R_b 0,2bL)}{R_{sc} - R_b} \\ &= \frac{(1808,9 \times 10^3 / 0,957 - 17 \times 0,2 \times 300 \times 1800)}{280 - 17} = 206(\text{mm}^2) = 2,06(\text{cm}^2)\end{aligned}$$

+ Diện tích cốt thép vùng biên chịu kéo:

$$A_{s,t} = \frac{P_t}{R_s} = \frac{968,9 \times 10^3}{280} = 3460(\text{mm}^2) = 34,6(\text{cm}^2)$$

Vì mômen có thể đổi chiều nên lấy lượng cốt thép lớn nhất bố trí cho cả 2 bên.

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu_t = \frac{A_{s,t}}{0,2bL} \cdot 100\% = \frac{34,6}{0,2 \times 30 \times 180} \times 100\% = 3,2\% > \mu_{\min} = 0,4\%$$

Và  $\mu_t = 3,2\% < 3,5\%$

Chọn cốt thép 12Ø20 có  $A_s = 37,68 \text{ cm}^2$  (Ø20a100) để bố trí cho 2 bên vách

- Kiểm tra phần vách còn lại giữa hai vùng biên như đối với cầu kiện chịu nén đúng tâm:

+ Lực dọc tác dụng lên vùng bụng vách được xác định theo công thức:

$$P_b = \frac{N}{A} (A - A_t - A_p) = \frac{2100}{1,8 \times 0,3} \times (1,8 \times 0,3 - 2 \times 0,36 \times 0,3) = 1260(\text{kN})$$

+ Khả năng chịu nén của bê tông giữa hai vùng biên:

$$N_b = R_b (A - A_t - A_p) \varphi = 5,271 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$N_b = 5,271 \times 10^3 \text{ kN} > P_b = 1,260 \times 10^3 \text{ kN}$$

Kết luận: phần vách còn lại giữa hai vùng biên đủ khả năng chịu lực, cốt thép trong vùng này bố trí thép cầu tạo.

- Bố trí cốt thép cho vách:

Xác định chiều dài vùng tới hạn trong vách:

$$l_{cr} > \begin{cases} 0,15L = 0,27 \text{ m} \\ 1,5b = 0,45 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \text{Chọn } l_{cr} = 500\text{mm}$$

Chọn cốt thép Ø20a100 để bố trí cho 2 bên vách nằm trong vùng tới hạn.

Chọn cốt thép phần vách còn lại giữa 2 biên theo cấu tạo với:

+ đường kính cốt đứng và cốt ngang:

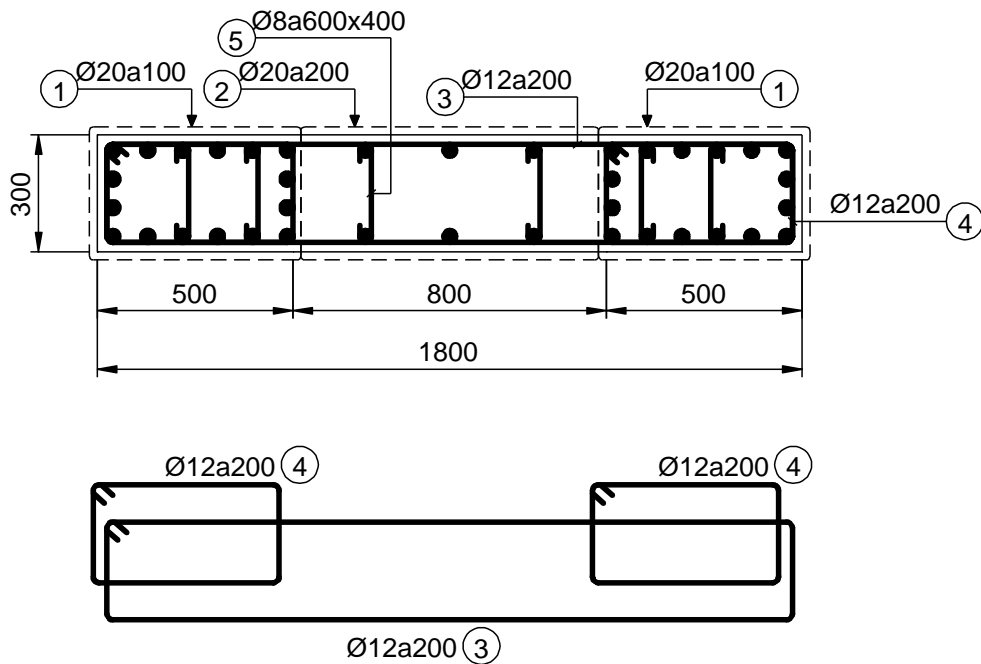
$$\phi_d, \phi_n \begin{cases} \geq 10\text{mm} \\ \leq b_v / 10 = 300 / 10 = 30\text{mm} \end{cases} \text{ chọn } \phi_d = 20\text{mm}, \phi_n = 12\text{mm}$$

+ khoảng cách giữa các thanh cốt thép đứng và ngang (với mức dể trung bình):

$$s_d \leq \min \begin{cases} 25\phi_d = 25 \times 20 = 500\text{mm} \\ 200\text{mm} \end{cases};$$

$$s_{ng} \leq \min \begin{cases} 25\phi_{ng} = 25 \times 12 = 300\text{mm} \\ 200\text{mm} \end{cases} \text{ chọn } s_d = 100\text{mm}; s_{ng} = 200\text{mm}$$

Bố trí cốt thép như hình vẽ :

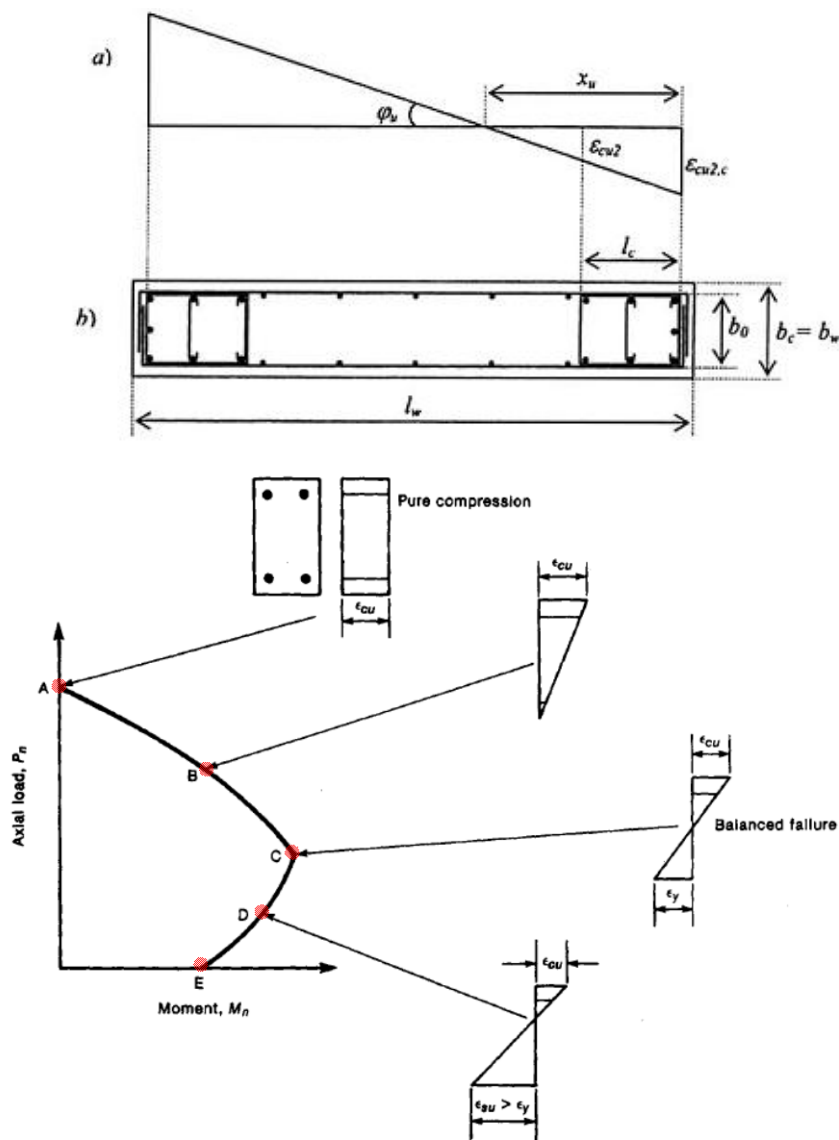


#### 6.3.4.4. Phương pháp xây dựng biểu đồ tương tác

Thực chất của phương pháp này coi vách làm việc như cấu kiện chịu nén lệch tâm. Nguyên tắc chung của phương pháp xây dựng biểu đồ tương tác là dựa vào biến dạng cực hạn của bê tông vùng nén và vị trí của trục trung hòa được thể hiện qua chiều cao vùng nén  $x$ , ta có thể xác định được trạng thái ứng suất trong bê tông và cốt thép trong vách, các ứng suất này tổng hợp lại thành một lực dọc và một mô men tại trọng tâm hình học của vách, chính là 1 điểm của biểu đồ tương tác. Tập hợp các điểm này sẽ tạo thành một đường cong liên hệ giữa lực dọc  $N$  và mô men  $M$ .

Vì biểu đồ tương tác là một đường cong, mỗi điểm trên đường cong tương ứng với một vị trí của trục trung hòa trên tiết diện vách.

Ảnh hưởng lực dọc ( $N$ ) trên ứng xử của tiết diện vách nhận thấy được qua biểu đồ tương tác  $N - M$  ( $N-M$  interaction chart) như ví dụ sau đây: MacGregor trình bày các sơ đồ phân bố biến dạng tương ứng với các điểm đặc trưng của biểu đồ tương tác  $N-M$ :



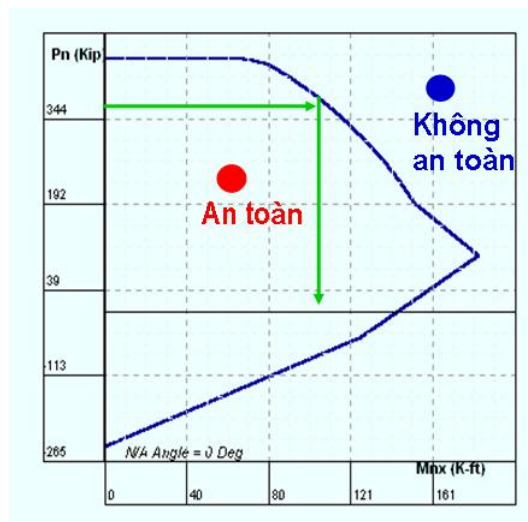
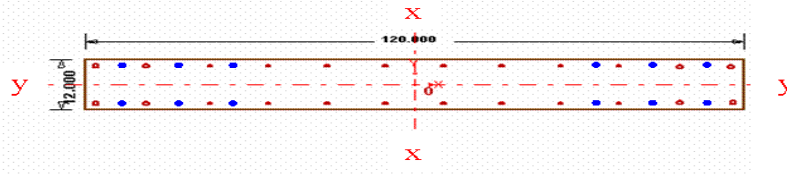
Hình 6. 15. Biểu đồ tương tác.

Năm điểm được nhận dạng trong biểu đồ tương tác ở Hình là:

- Điểm **A**: nén thuần túy, không mômen uốn  $M = 0$ ;
- Điểm **B**: nén + uốn lệch tâm nhỏ, tất cả cốt thép trên tiết diện đều chịu nén ( $x$ =chiều cao tiết diện):  $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$  (bê tông) và  $\epsilon_t < \epsilon_y$  (thép);
- Điểm **C**: phá hoại cân bằng, biến dạng lớn nhất của bê tông vùng nén đạt đến biến dạng cực hạn quy ước của bê tông đồng thời biến dạng lớn nhất của cốt thép đạt đến giới hạn chảy:  $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$  (bê tông) và  $\epsilon_t = \epsilon_y$  (thép);

- Điểm D: nén + uốn lệch tâm lớn:  $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu}$  (bê tông) và  $\varepsilon_t > \varepsilon_y$  (thép);
- Điểm E: uốn thuần túy, không có lực dọc  $N=0$ .

Phương pháp xây dựng biểu đồ tương tác thực chất coi vách cứng là một cấu kiện chịu nén lệch tâm và cốt thép phân bố trên toàn tiết diện vách được kể đến trong khả năng chịu lực của vách.



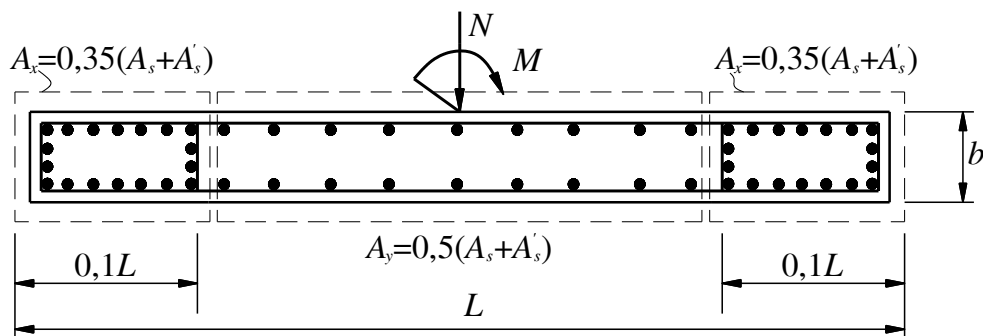
Hình 6. 16. Dạng bố trí cốt thép và biểu đồ tương tác của vách cứng.

### 6.3.4.5. Phương pháp kiểm tra khả năng chịu lực

- (1) Tính toán và bố trí cốt thép sơ bộ cho vách cứng

Tính toán cốt thép như cấu kiện chịu nén lệch tâm phẳng, có tiết diện  $b \times L$ , chịu tác dụng của  $N, M$ . Tính được  $A_s$  và  $A_s'$ .

- (2) Chọn và bố trí cốt thép trên tiết diện theo tỷ lệ sau:



Hình 6. 17. Phân bố cốt thép trong vách cứng.

- (3) Kiểm tra khả năng chịu lực cho vách cứng

Tính các hệ số:

$$n = \frac{N}{R_b b L}; \quad \alpha_x = \frac{R_s A_x}{R_b b L_0}; \quad \alpha_y = \frac{R_s A_y}{R_b b L_0} \quad (6.23)$$

$$\delta = \frac{a_1}{L}; \quad \lambda = 0,5 - \delta; \quad \alpha_1 = \frac{n\lambda + \alpha_y}{\lambda + 2\alpha_y}$$

- Nếu  $\alpha_1 \leq 2\delta$  thì kiểm tra khả năng chịu lực theo:

$$N e_0 \eta \leq R_b b L^2 [2\lambda(\alpha_x - \alpha_y) + n\lambda] \quad (6.24)$$

- Nếu  $\alpha_1 > 2\delta$  và  $\alpha_1 < \alpha_{gh}$  thì kiểm tra khả năng chịu lực theo:

$$N e_0 \eta \leq R_b b L^2 \left[ \frac{\alpha_1}{2} (1 - \alpha_1) + \frac{\alpha_y}{\lambda} (\alpha_1 - \delta) (1 - \alpha_1 - \delta) + 2\alpha_x \lambda \right] \quad (6.25)$$

- Nếu  $\alpha_1 > \alpha_{gh}$ , tính  $n_1 = \alpha_{gh} + \frac{\alpha_y}{\lambda} (\alpha_{gh} - \delta)$ ;  $m_1 = 0,125 + 0,5\lambda\alpha_y + \lambda\alpha_x$

+ Khi  $e_0 \eta / L > m_1 / n_1$ ; tính  $c_1 = 0,5(\alpha_0 - \delta)$ , thì kiểm tra khả năng chịu lực theo:

$$N e_0 \eta \leq R_b b L^2 [m_1 + c_1(n_1 - n)] \quad (6.26)$$

+ Khi  $e_0 \eta / L \leq m_1 / n_1$ ; tính  $n_2 = 0,8 + 2(\alpha_y + \alpha_1)$  và  $c_2 = m_1 / (n_2 - n_1)$ , thì kiểm tra khả năng chịu lực theo:

$$N e_0 \eta \leq R_b b L^2 [(n_2 - n)c_2] \quad (6.27)$$

trong đó  $\alpha_{gh}$  phụ thuộc  $\delta$  như sau:

$\delta$	0,04	0,06	0,08	0,1	0,12	0,14	0,16
$\alpha_{gh}$	0,53	0,52	0,51	0,5	0,49	0,48	0,46

#### 6.3.4.6. Thực hành tiết kế vách cứng bê tông cốt thép theo ACI 318-08

Trình bày các vấn đề cơ bản trong thiết kế vách cứng bê tông cốt thép theo tiêu chuẩn Mỹ ACI 318-08 có các điều kiện sau đây:

Vách cao - *flexural walls* :  $H_w/L \geq 2$ , thiết kế chống lực dọc + lực uốn + lực cắt; nhà cao trung bình - *moderate height building* ( $H = 20-75$  m); vách cứng thông thường đổ tại chỗ: thoả mãn **ACI 318** từ Chương 1 đến 18, áp dụng thích hợp cho động đất vừa:  $0,167g < S_e(T = T_B) < 0,5g$  và  $0,067g < S_e(T = 1s) < 0,2g$ .

##### 1. Yêu cầu cấu tạo cốt thép vách cứng

- Chiều dày vách tối thiểu:

$$t_w \geq (h_s / 25, l_w / 25, 100\text{mm});$$

$$t_{w2} \geq (h_s / 15, 200\text{mm}) \text{ nếu } l_{w2} < (2 t_{w2}, l_w / 5); \quad (6.28)$$

$$t_{w2} \geq (h_s / 10, 200\text{mm}) \text{ nếu } l_{w2} > (2 t_{w2}, l_w / 5).$$

- Hàm lượng thép cấu tạo tối thiểu:



Đường kính thép cấu tạo:  $\phi_{A_v}, \phi_{A_h} \leq \frac{t_w}{10}$

$$\rho_l = \frac{A_v}{t_w s_1} \geq 0,0015; \quad \rho_t = \frac{A_h}{t_w s_2} \geq 0,0025 \quad (6.29)$$

- Bước bố trí cốt thép cấu tạo:

$$s_1 \leq (3t_w, 450\text{mm}); \quad s_2 \leq (3t_w, 450\text{mm}) \quad (6.30)$$

trong đó:

$H_w$  - chiều cao vách cứng;

$h_s$  - chiều cao mỗi tầng sàn nhà;

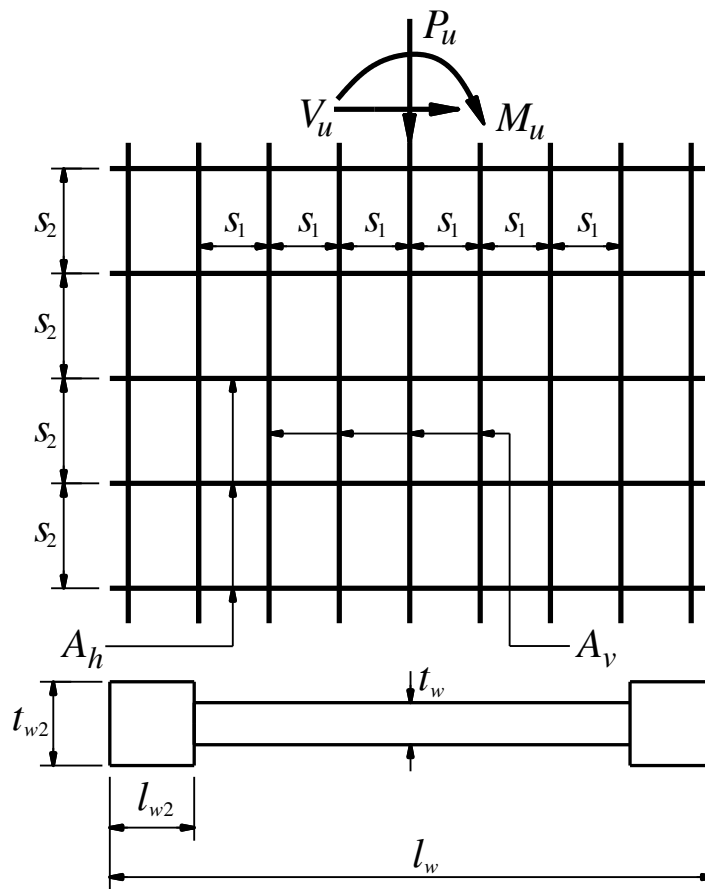
$l_w, l_{w2}$  - chiều dài vách cứng và phần tử biên;

$t_w, t_{w2}$  - chiều rộng vách cứng và phần tử biên;

$A_v$  - thép cấu tạo theo phương đứng, bước thép  $s_1$ , hàm lượng thép phương đứng

$\rho_l$ ;

$A_h$  - thép cấu tạo theo phương ngang, bước thép  $s_2$ , hàm lượng thép phương ngang  $\rho_t$ .



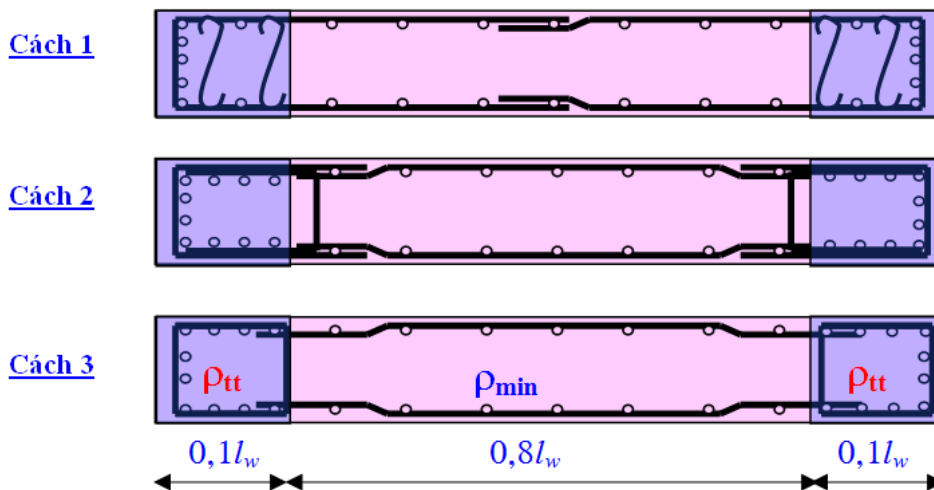
Hình 6. 18. Cấu tạo cốt thép vách cứng.

## 2. Bố trí thép dọc chịu uốn

Thép dọc chịu uốn + nén trong vách cao bê tông cốt thép có thể được bố trí theo các cách như sau:

- Bố trí thép dọc phân tán đều trên toàn bộ tiết diện ngang vách cứng;

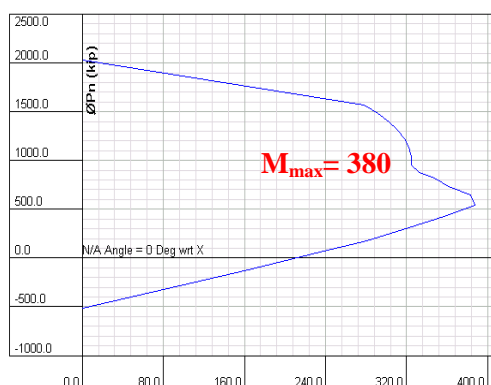
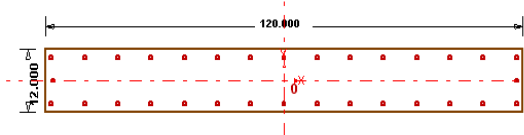
- Đặt dày thép dọc tính toán (thép  $A_s$  đường kính  $\phi > 16\text{mm}$  và có hàm lượng  $\rho_{tt}$  thỏa mãn chương 7, chương 10 của ACI 318-05) ở hai phần tử biên tại hai đầu vách ( $\approx 0,1l_w$ ) và bố trí thép dọc cấu tạo (thép  $A_v$  hàm lượng xấp xỉ  $\rho_{min} = 0.15\%$  như phần 15.3.1) ở phần giữa vách ( $\approx 0,8l_w$ ): nhằm cải thiện độ dẻo và tăng khả năng chống uốn của vách. Ở hai đầu vách phải bố trí thép đai kín thỏa mãn chương 7, chương 10 của ACI 318-05, để tăng hiệu quả ép ngang (*confined concrete*) như Hình 6.19.



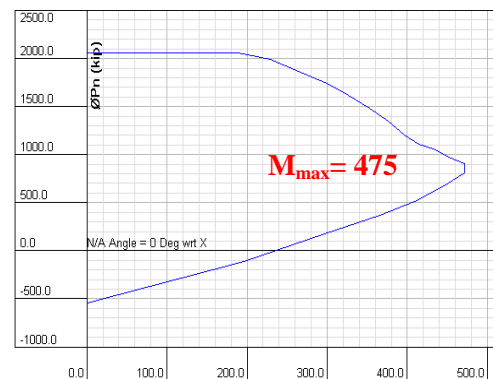
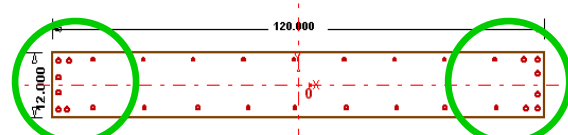
Hình 6. 19. Các phương án bố trí cốt thép vách cứng phẳng.

Ví dụ : Mômen chống uốn tăng 25% khi bố trí thép dọc của vách phẳng phương án 2 có cùng hàm lượng thép so sánh với phương án 1.

PA1: Bố trí thép đều nhau



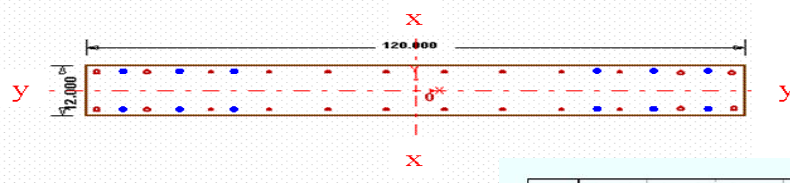
PA2: Bố trí thép dày ở 2 đầu



Trường hợp vách bê tông cốt thép dạng hộp, có thể đặt dày cốt thép ở các góc và phân tán ở phần giữa vách nhằm cải thiện độ dẻo và tăng khả năng chống uốn.

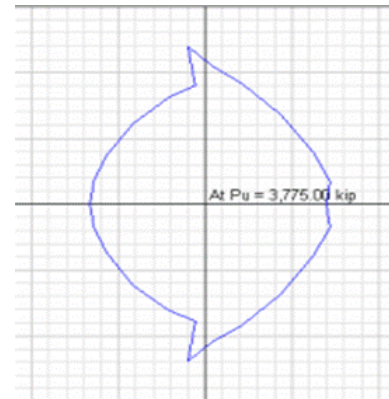
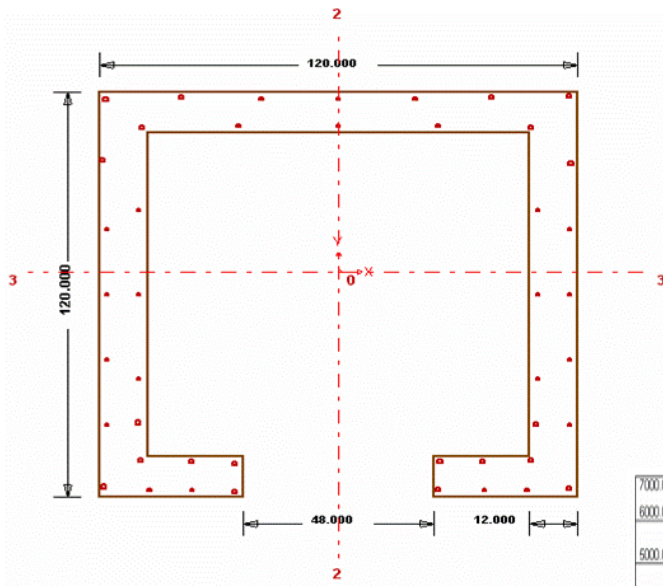
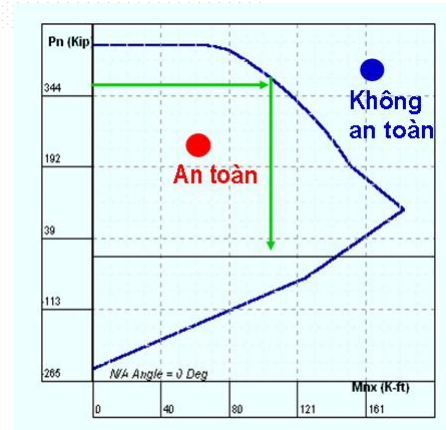
### 3. Tính toán thép dọc chịu uốn

Để tính thép dọc chịu uốn + nén của vách cao bê tông cốt thép (chủ yếu thép tính toán  $A_s$  ở hai đầu vách), áp dụng chương 10 (10.2→10.3, 10.10→10.14, 10.17) và chương 14 (14.2→14.3) của ACI 318-05 kết hợp sử dụng **đường cong tương tác** (*interaction curves  $\phi P_n - \phi M_n$* ):



- Hầu như vách phẳng được tính như kết cấu chịu nén một phương.
- Nội lực tính toán ( $P, M$ ) tại các mặt cắt ngang phải nằm trong đường cong tương tác ( $\phi P_n, \phi M_n$ ):

→  $P = \phi P_n$  yêu cầu  $M \leq \phi M_n$



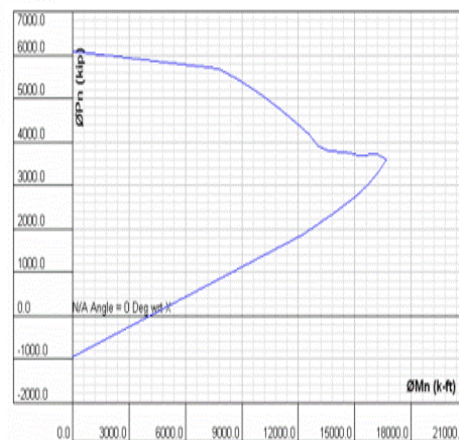
- Hầu như vách hộp được tính như kết cấu chịu nén hai phương.

→  $P = \phi P_n$

yêu cầu  $M_x \leq \phi M_{nx}; M_y \leq \phi M_{ny}$

→  $M_y = \phi M_{ny}$

yêu cầu  $P \leq \phi P_n ; M_x \leq \phi M_{nx}$



Thực chất hai phương pháp: phương pháp ứng suất đàn hồi và phương pháp vùng biên chịu mô men là biến bài toán tính toán vách thành tính toán các cấu kiện chịu nén và kéo đúng tâm. Theo tiêu chuẩn ACI 318-05 quy định cách tính toán cốt thép cho cấu kiện chịu nén đúng tâm như sau:

Diện tích cốt thép chịu nén được tính từ phương trình:

$$N = 0,8\phi(0,85f'_c(A - A_{sc}) + f_y A_{sc}) \quad (6.31)$$

trong đó:  $\phi$  - hệ số giảm cường độ chịu lực của vật liệu khi chịu nén, theo ACI -.3.2.2 cho phép lấy  $\phi=0,7$ .

$A$  - diện tích toàn bộ tiết diện ngang của bê tông của vách;

$A_{sc}$  - diện tích cốt thép chịu nén;

$f'_c$  - cường độ chịu nén đặc trưng của bê tông;

$f_y$  - cường độ chịu kéo của cốt thép.

Diện tích cốt thép chịu nén được xác định theo công thức:

$$A_{sc} = \frac{\frac{N}{0,8\phi} - 0,85f'_c A}{f_y - 0,85f'_c} \quad (6.32)$$

Trường hợp tính toán theo cấu kiện chịu kéo đúng tâm thì cốt thép được tính như sau:

$$A_{st} = \frac{N}{\phi_b f_y} \quad (6.33)$$

trong đó  $\phi_b$  là hệ số giảm cường độ của vật liệu khi chịu kéo, theo ACI-9.3.2.1 lấy  $\phi_b=0,9$ .

#### 4. Tính toán thép chống cắt

Áp dụng phần 11.10 của ACI 318-08, các bước chính thiết kế chống cắt vách cao bê tông cốt thép như sau:

Kiểm tra cường độ chống cắt lớn nhất cho phép:

$$V_{n,max} = \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} t_w d_w \quad (6.34)$$

Đơn vị:  $[V_n] = N$ ;  $[f'_c] = \text{MPa}$ ;  $[t_w], [d_w] = \text{mm}$ ; với  $d_w = 0.8l_w$

Yêu cầu:  $\phi V_{n,max} > V_u$ ;

Hệ số giảm cường độ chống cắt:  $\phi = 0.75$ ;

Tính cường độ chống cắt của bê tông:

$$V_c = \frac{1}{4} \sqrt{f'_c} t_w d_w \pm \frac{P_u d_w}{4l_w} \quad (6.35)$$

dấu - khi  $P_u$  là kéo, dấu + khi  $P_u$  là nén.

Xác định thép chịu cắt theo phương ngang ( $A_v, s_s$ ):

- Nếu  $V_u < 0,5\phi V_c \rightarrow$  bố trí ( $A_v, s_2$ ) theo cấu tạo;

- Nếu  $V_u > 0,5\phi V_c \rightarrow$  tính toán ( $A_v, s_2$ ) như sau:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (6.36)$$

$$V_u \leq \phi(V_n + V_s) \quad (6.37)$$

$$V_u \leq \phi V_c + \frac{\phi A_v f_y d_w}{s_2} \quad (6.38)$$

$$\frac{A_v}{s_2} = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_y d_w} \quad (6.39)$$

Từ cặp ( $A_v, s_2$ ) tính được từ phương trình (6.45):

$$\rho_h = \frac{A_v}{t_w s_2} \geq 0.0025 \quad (6.40)$$

$$s_2 \leq \begin{cases} l_w / 5 \\ 3t_w \\ 450mm \end{cases} \quad (6.41)$$

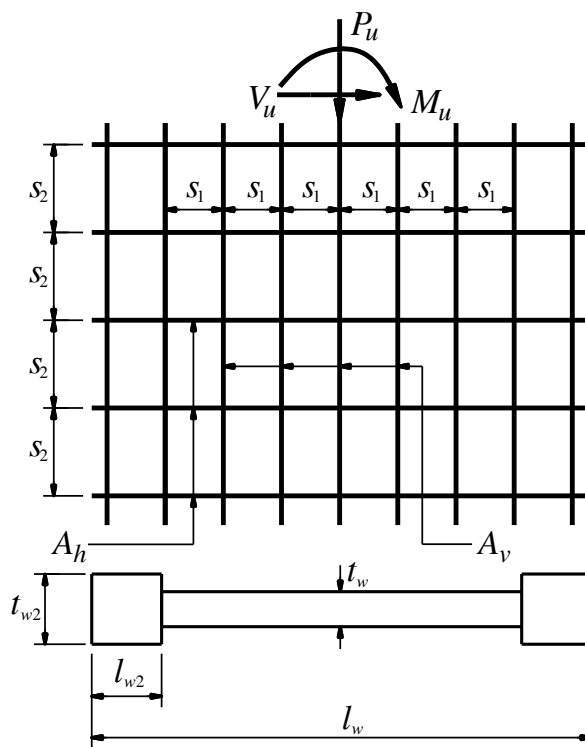
Kiểm tra thép chịu cắt theo phương đứng ( $A_h, s_1$ ):

$$\rho_n = \frac{A_h}{t_w s_1} \quad (6.42)$$

Yêu cầu:

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_n \geq 0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{h_w}{l_w})(\rho_h - 0.0025) \\ \rho_n \geq 0.0025 \\ \rho_n \leq \rho_h \end{array} \right. \quad (6.43)$$

$$s_1 \leq \begin{cases} l_w / 3 \\ 3t_w \\ 450mm \end{cases} \quad (6.44)$$



Hình 6. 20. Dạng bố trí cốt thép vách cứng.

## 6.4. Cấu tạo cốt thép dầm

### 6.4.1. Vùng tới hạn trong dầm

Qua kết quả khảo sát các công trình bị sụp đổ do động đất gây ra vị trí bị phá hoại, trước tiên thường bắt đầu từ các nút khung và những phần dầm, cột tiếp giáp với nó. Tại các vị trí đó, bê tông bị nứt vụn do biến dạng ngang quá lớn khi bị nén làm cho cốt đai bị kéo đứt, cốt dọc bị mất ổn định, oằn ra ngoài. Để giảm biến dạng ngang của bê tông, tăng cường sự ổn định cốt dọc cần thiết phải tăng cường cốt đai trong vùng này (gọi là vùng tới hạn). Cốt đai là các vòng kín, ôm chặt lấy lõi bê tông, khi kết cấu chịu lực lớn và khi dao động, phần bê tông ngoài lõi có thể bị vỡ nhưng phần bê tông trong lõi vẫn còn phát huy được khả năng chịu lực và tạo độ dẻo cần thiết cho kết cấu.



Hình 6. 21. Cột bị phá hoại.

Chiều cao của dầm khung:

$$h_d = \begin{cases} \left( \frac{1}{8} \div \frac{1}{15} \right) l \\ \leq \frac{1}{4} l_0 \end{cases}$$

Bề rộng tiết diện dầm:

$$b_d = \max \begin{cases} \geq \frac{1}{4} h_d \\ \geq \frac{1}{2} b_{cot} \\ \geq 250mm \end{cases}$$

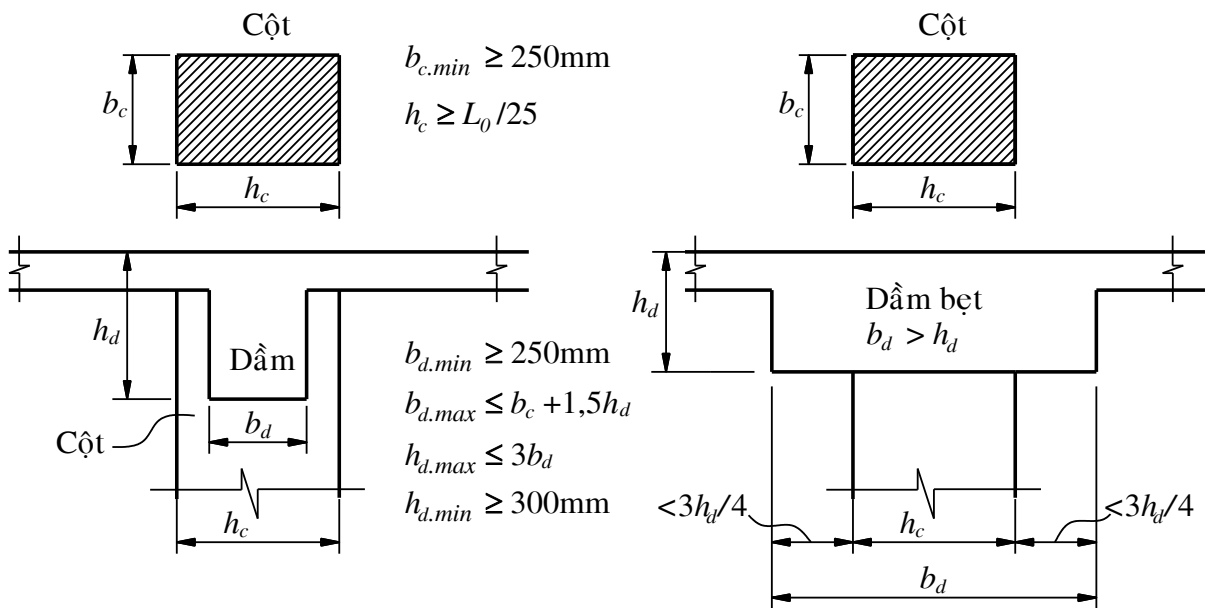
Trong trường hợp dùng dầm bê (  $b_d > h_d$  ) cần tính toán theo các sơ đồ hệ khung vách chịu lực với độ cứng uốn hệ sàn dầm bê tương đương với hệ dầm sàn thông thường.

Đối với cột:

$$h_c \geq \frac{L_0}{25};$$

$$b_c \geq 250mm$$

trong đó:  $l$  – nhịp dầm;  $l_0$  – nhịp thông thủy của dầm;  $L_0$  – chiều dài thông thủy của cột.



Hình 6. 22. Tiết diện cột – dầm bê tông cốt thép.

Những vùng sau đây gọi là vùng tới hạn:

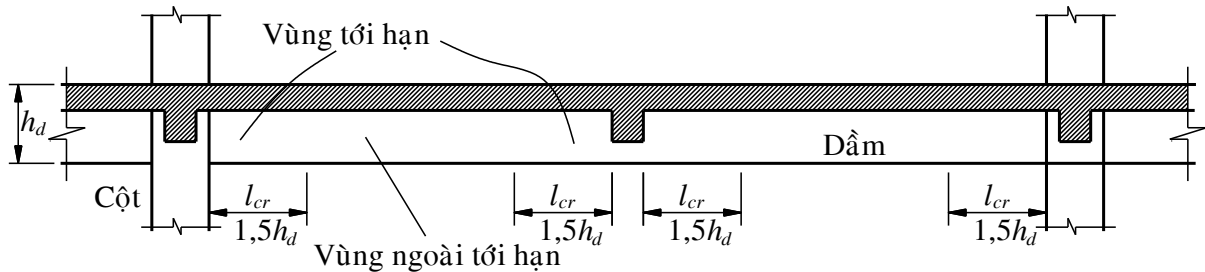
- Vùng có khả năng hình thành khớp dẻo, đó là:

- + Các đầu dầm liên kết cứng với cột;
- + Vùng giữa dầm nơi có đặt lực tập trung lớn (có mô men lớn ở vùng giữa nhịp và có lực cắt vượt quá khả năng chịu cắt của bê tông).

Trong dầm kháng chấn chính, các vùng tới hạn có chiều dài  $l_{cr} = 1,5h_d$  (trong đó  $h_d$  là chiều cao dầm) tính từ tiết diện ngang tại đầu nút dầm qui tụ vào nút dầm-cột, cũng như tính từ cả hai phía của tiết diện ngang bất kỳ mà ở đó có thể có chảy dẻo trong tình huống thiết kế chịu động đất, phải được xem là các vùng tới hạn.

Trong các dầm kháng chấn chính đỡ các cấu kiện thẳng đứng không liên tục (bị cắt/ngắt), các vùng trong phạm vi một khoảng bằng  $2h_d$  ở mỗi phía của cấu kiện thẳng đứng được chống đỡ cần được xem như là vùng tới hạn.

Nên chọn chiều dài vùng tới hạn tính từ mép cột lấy bằng  $l_{cr} = 1,5h_d$ ; tính từ điểm đặt lực tập trung ra hai bên, mỗi bên dài  $1,5h_d$ .



Hình 6. 23. Quy định vùng tới hạn trong dầm.

Trong phạm vi các vùng tới hạn của dầm kháng chấn chính, phải được bố trí cốt đai thỏa mãn những điều kiện sau đây:

- Đường kính  $\phi_w$  của các thanh cốt đai (tính bằng mi li mét) không được nhỏ hơn  $\phi_{o.w}$ , đồng thời không được nhỏ hơn đường kính cốt dọc  $\phi_{max}/4$ :

$$\phi_w = \max[\phi_{max} / 4; \phi_{o.w}];$$

- Khoảng cách  $s$  của các vòng cốt đai (tính bằng mi li mét) không được vượt quá:

$$s = \min \{h_d/4; 24\phi_w; s_{o.w}; k\phi_{min}\}$$

trong đó:

$\phi_{min}$  là đường kính thanh thép dọc nhỏ nhất (tính bằng mi li mét);

$\phi_{max}$  là đường kính thanh thép dọc lớn nhất (tính bằng mi li mét);

$\phi_w$  là đường kính thanh cốt thép đai;

$h_d$  là chiều cao tiết diện của dầm (tính bằng mi li mét).

- Cốt đai đầu tiên phải được đặt cách tiết diện nút dầm không quá 50 mm (xem Hình 5.6).

Mức độ dẻo kết cấu	$\phi_{o.w}$ (mm)	$k$	$s_{o.w}$ (mm)	$t_{o.w}$ (mm)	$\beta_0$
III	10	6	100	200	0,35



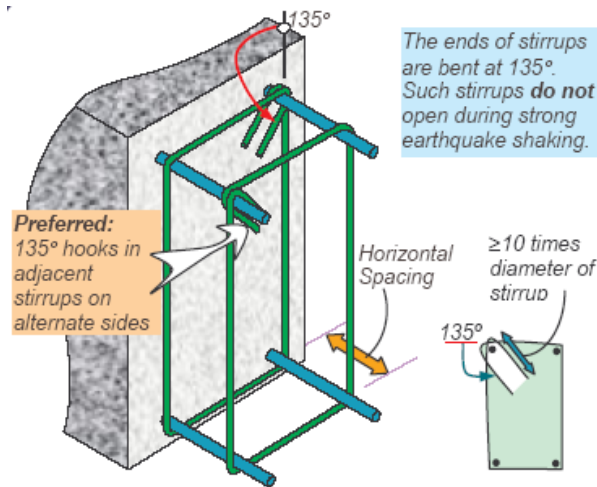
II	8	8	150	250	0,30
I	6	8	150	300	0,25

- Hàm lượng cốt đai:  $\mu_{w.min} = \frac{A_w}{bs} = \beta_0 \frac{R_b}{R_s}$

trong đó:  $s$  – khoảng cách giữa các cốt đai;  $b$  – bề rộng dầm;  $A_s$  – diện tích tiết diện cốt đai trong dầm.

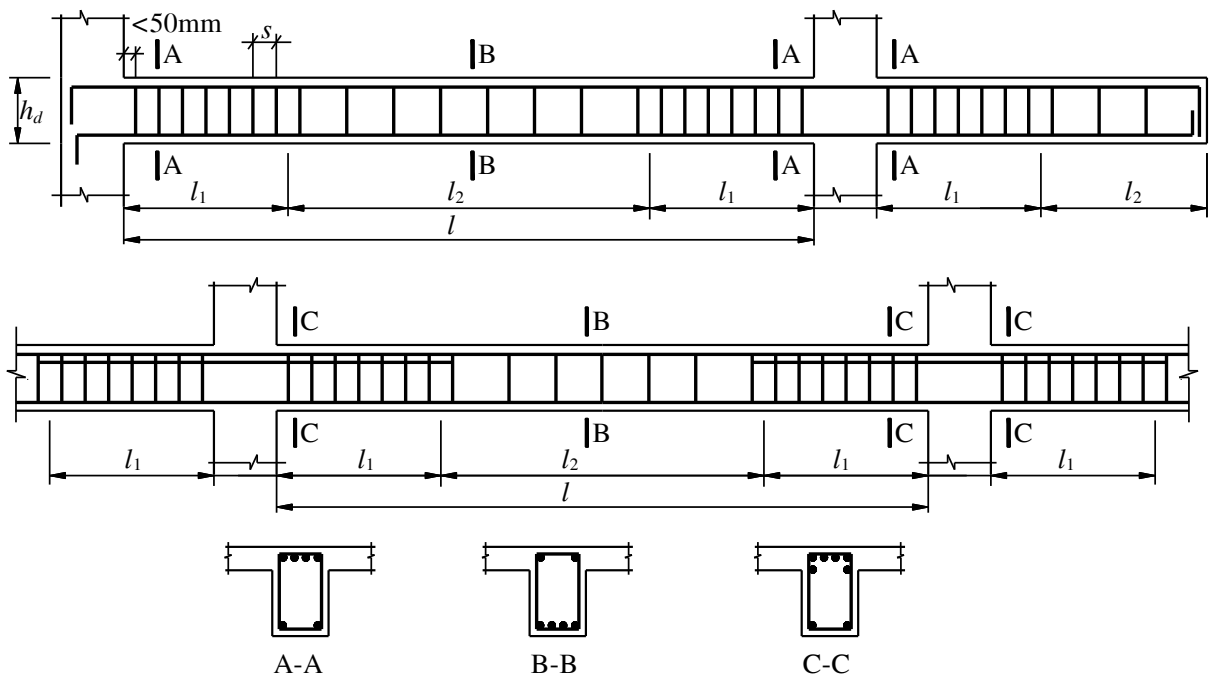
Cốt đai ngoài vùng tới hạn:  $s \leq \min[h_d/2; 300\text{mm}; 12\phi]$

Đầu mút cốt đai phải uốn móc ôm lấy cốt dọc, góc uốn  $\geq 135^\circ$ , đoạn thẳng  $\geq 10\phi_w$ . Đoạn uốn gấp  $t \geq t_{o,w}$ .



Hình 6. 24. Cấu tạo hình dạng cốt đai trong dầm.

#### 6.4.2. Cốt thép dầm



Hình 6. 25. Cấu tạo dầm bê tông cốt thép.

Khi thiết kế dầm cần chú ý những điều sau:

- Cốt đai trong dầm được tính toán và cấu tạo cần kết hợp với các yêu cầu chống động đất:

Chọn đoạn  $l_1$ :  $l_1 \geq \max[3h_d, l/4]$  (xem Hình 6.29);

Trong đoạn  $l_1$  khoảng cách giữa các cốt đai:  $s \leq \min\{s_u; 0,25h_d; 8\phi; 150mm\}$ ;

Trong đoạn  $l_2$  khoảng cách giữa các cốt đai:  $s \leq \min\{0,5h_d; 12\phi; 300mm\}$ .

- Đường kính cốt thép dọc không nhỏ hơn 14mm ( $\phi \geq 14mm$ );

- Hàm lượng cốt thép dọc:  $\mu_{\min} \leq \mu \leq \mu_{\max} = 2\%$ , ở vùng mô men dương  $\mu_{\min} = 0,2\%$ , ở vùng mô men âm  $\mu_{\min} = 0,25\%$ .

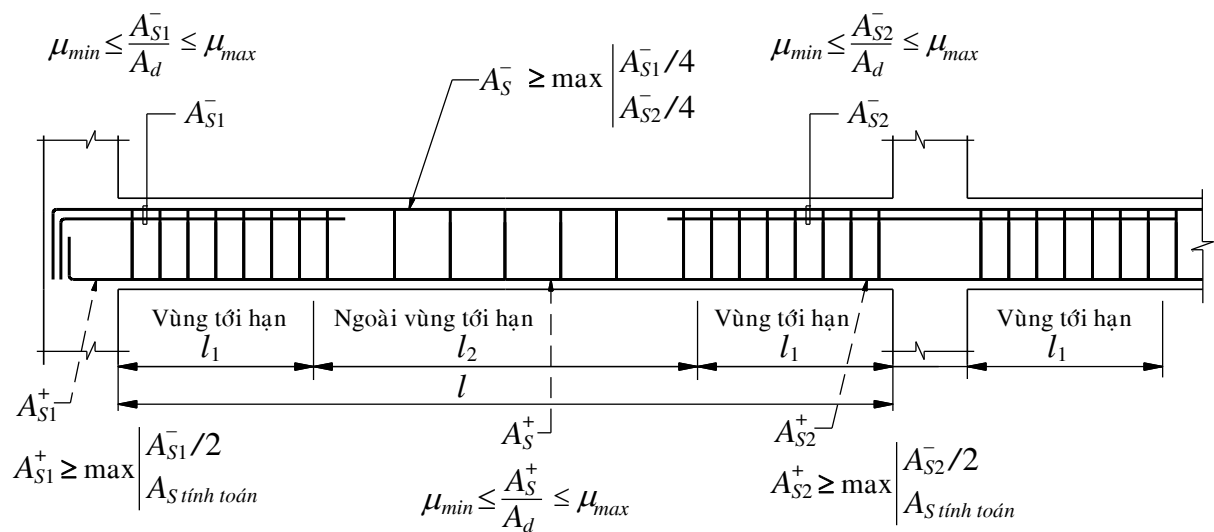
- Độ dài của cốt thép chịu mô men âm tính từ mép cột không nhỏ hơn 1/4 nhịp dầm thông thủy. Cốt thép ở phía dưới dầm neo vào cột không ít hơn 2 thanh, và độ dài neo thẳng không nhỏ hơn  $20\phi$  (đường kính thép dọc). Khi không đủ chiều dài neo thẳng, cần uốn gấp  $90^\circ$  lên phía trên thì đoạn nằm ngang của phần neo phải không nhỏ hơn  $10\phi$ .

- Phần cốt thép dọc của dầm được uốn cong để neo vào nút luôn luôn phải ở phía trong các thanh cốt đai kín tương ứng của cột.

- Ít nhất phải bố trí hai thanh có bám dính tốt với  $\phi = 14$  mm ở cả phần mặt trên và đáy dầm liên tục dọc suốt toàn bộ chiều dài dầm.

- Ít nhất 1/4 diện tích tiết diện cốt thép lớn nhất phía trên tại các gối phải chạy dọc suốt chiều dài dầm.

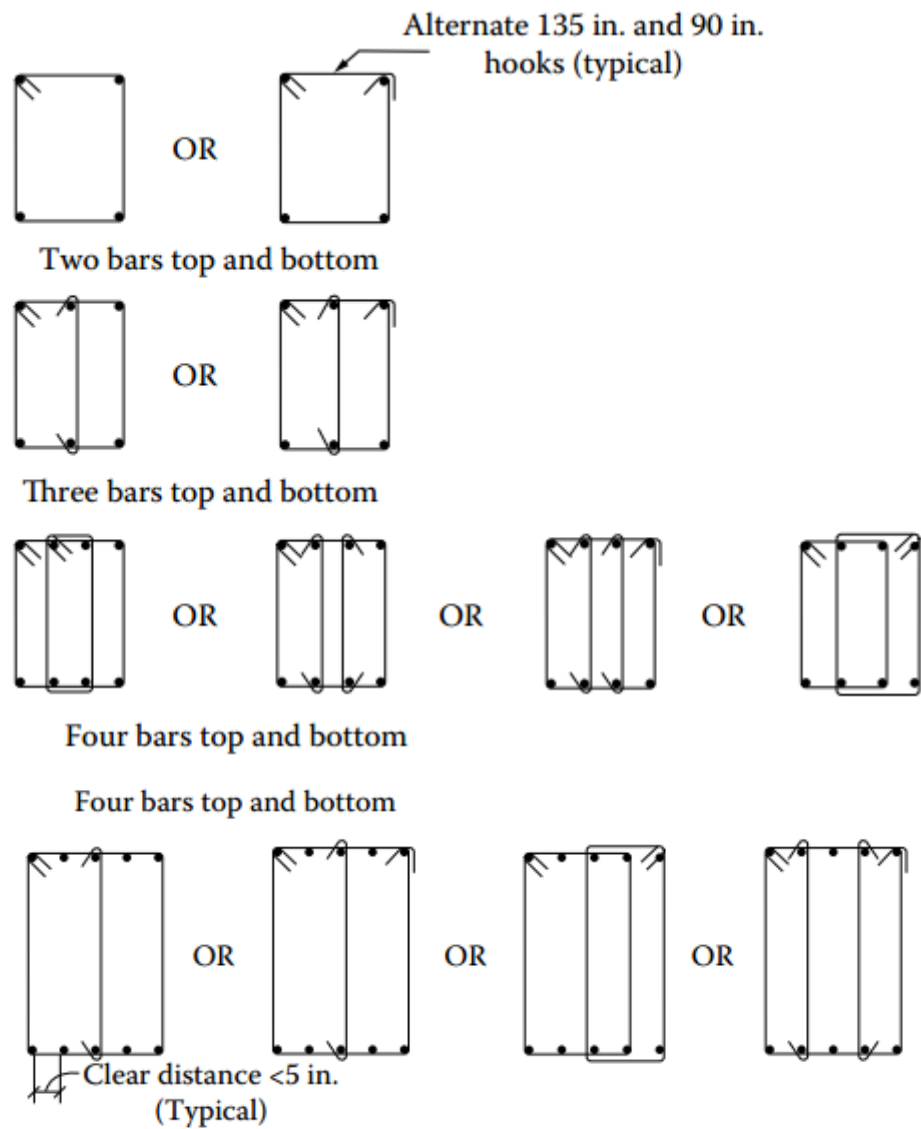
- Các thanh cốt thép ở phía trên hoặc đáy dầm kéo qua các nút trong phải được cắt ở một khoảng không nhỏ hơn  $l_{cr}$  trong các cấu kiện qui tụ vào nút đó (chiều dài vùng tới hạn của từng cấu kiện đó) tính từ bề mặt của nút.

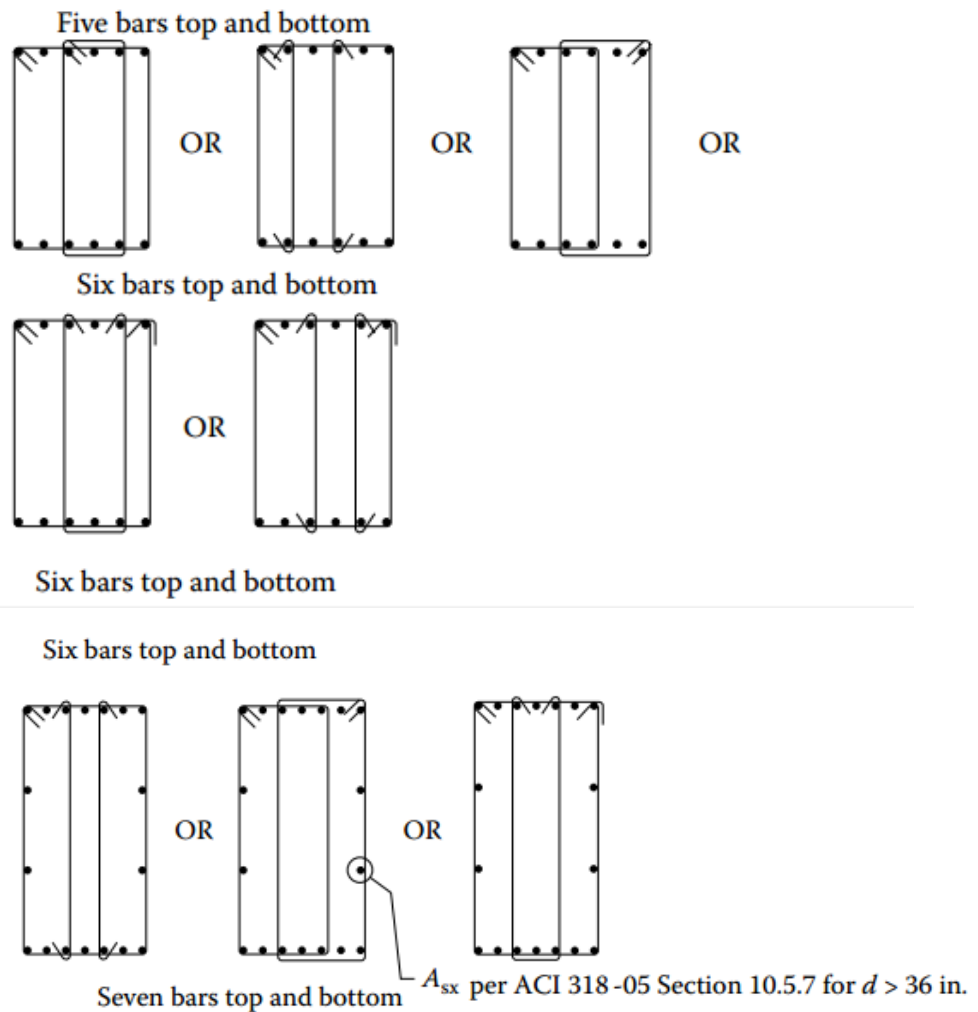


Hình 6. 26. Quy định lượng cốt thép dọc bố trí trong dầm.



Hình 6. 27. Cấu tạo cốt thép trong dầm.





Hình 6. 28. Cấu tạo cốt thép đai trong dầm.

## 6.5. Cấu tạo cốt thép cột

Bảng 6. 1. Quy định về cốt dọc cột

Cốt dọc trong cột	Kết cấu thông thường	Có xét tới động đất
Hàm lượng cốt thép max	$< 5\%$	$< 3,5\%$
Hàm lượng cốt thép min	$> 0,5\%$	$(0,6 - 0,8)\%$
Khoảng cách giữa các cốt dọc	$\leq 400$ mm	$\leq 250$ mm $\leq 200$ mm động đất mạnh
Khoảng hở giữa các thanh thép	$\geq 50$ mm	$\geq 50$ mm
Mỗi nối cốt thép đổ bê tông tại chỗ	Khi $\phi > 25$ mm phải nối hàn, các trường hợp khác được nối buộc $l_{nối} = 1,3l_{an}$	Bắt buộc phải nối hàn $l_{nối} = 1,3l_{an} + k\phi$ $k = 5 \div 10$
Cốt thép cột ở đỉnh	Phải bẻ gập và neo vào dầm với chiều dài $\geq l_{an}$	Phải bẻ gập và neo vào dầm với chiều dài $\geq l_{an}$ , ở đầu cốt thép cần làm

		neo gập với chiều dài $\geq 10\phi$
--	--	-------------------------------------

Bảng 6. 2. Quy định về cốt đai

Cốt dọc trong cột	Kết cấu thông thường	Có xét tới động đất
Đường kính cốt đai	$> 0,25\phi_{\text{doc max}}$ và $\geq 6\text{mm}$	$> 0,25\phi_{\text{doc max}}$ và $\geq 8\text{mm}$ Động đất mạnh $\geq 10\text{mm}$
Vùng nút khung (đoạn $l_1$ ) cốt đai phải bố trí liên tục, đai kín với khoảng cách cốt đai	$< 6\phi_{\text{doc min}}$ và $\leq 100\text{mm}$	$< 6\phi_{\text{doc min}}$ và $\leq 100\text{mm}$
Vùng cốt đai tăng cường, cốt đai phải bố trí liên tục, đai kín với khoảng cách các cốt đai	$> 6\phi_{\text{doc min}}$ và $\geq 100\text{mm}$	$\geq 6\phi_{\text{doc min}}$ và $\geq 100\text{mm}$ động đất mạnh. $\geq 8\phi_{\text{doc min}}$ và $\geq 150\text{mm}$ động đất trung bình.
Vùng cốt đai không tăng cường, khoảng cách các cốt đai	$\geq 50\%$ cốt đai vùng tăng cường và $< 12\phi_{\text{doc}}$ (hàm lượng $\mu > 3\%$ : $< 10\phi_{\text{doc}}$ và $\leq 200\text{mm}$ )	$\geq 50\%$ cốt đai vùng tăng cường và $< 12\phi_{\text{doc}}$ (hàm lượng $\mu > 3\%$ : $< 10\phi_{\text{doc}}$ và $\leq 200\text{mm}$ )
Chỗ nối cốt thép dọc cột, khoảng cách các cốt đai	$< 5\phi_{\text{doc}}$ và $\leq 100$ khi cốt dọc chịu kéo; $< 10\phi_{\text{doc}}$ và $\leq 200\text{mm}$ khi cốt dọc chịu nén	$< 5\phi_{\text{doc}}$ và $< 100$ khi cốt dọc chịu kéo; $< 10\phi_{\text{doc}}$ và $< 200\text{mm}$ khi cốt dọc chịu nén

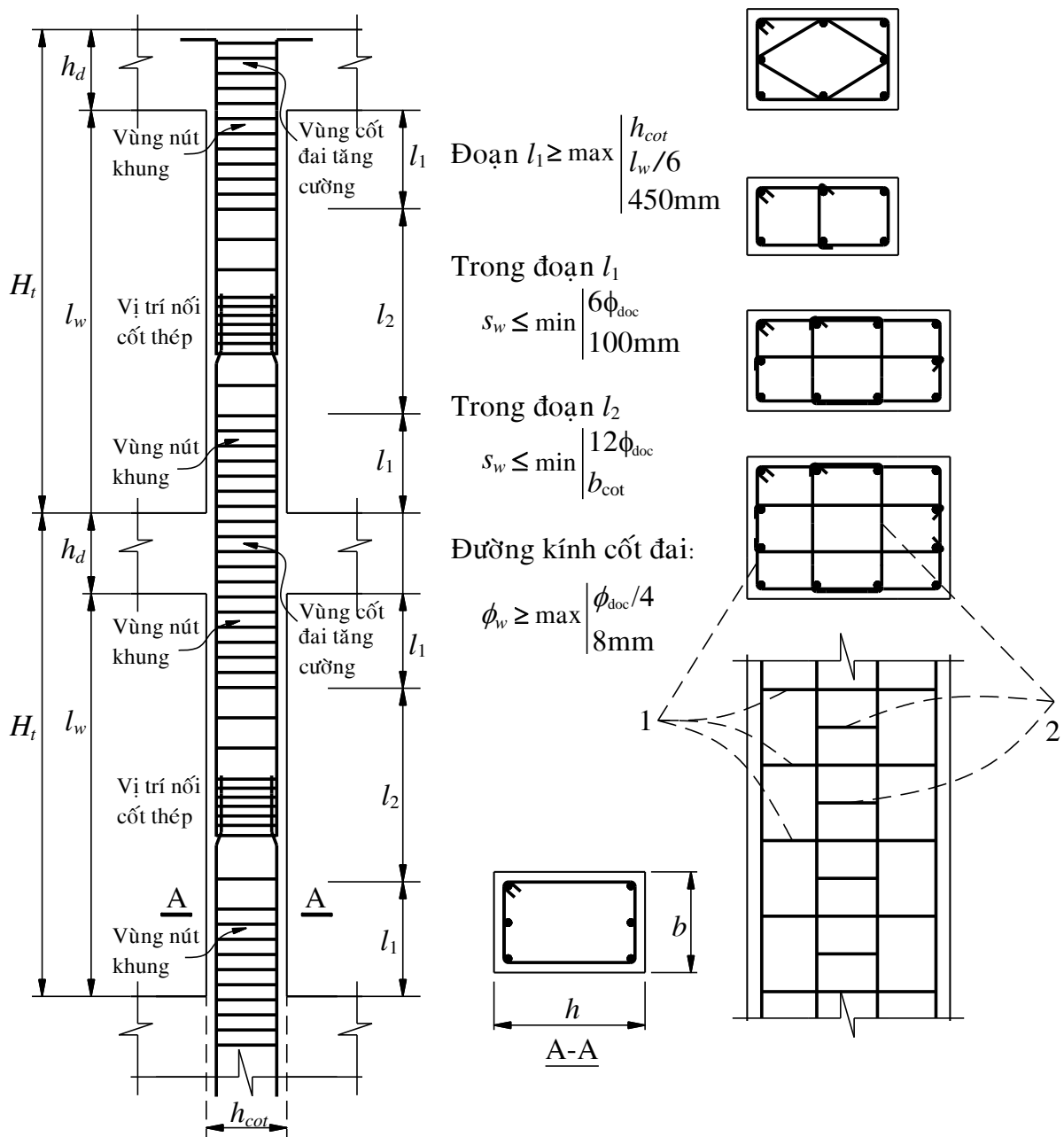
**Vùng tới hạn trong cột:** là vùng có khả năng xuất hiện khớp dẻo nhất, sự phá hoại thường bắt đầu từ vùng này. Trong vùng tới hạn cần có những cấu tạo đặc biệt để đảm bảo độ dẻo cần thiết và khả năng phân tán năng lượng.

Những vùng sau đây gọi là vùng tới hạn:

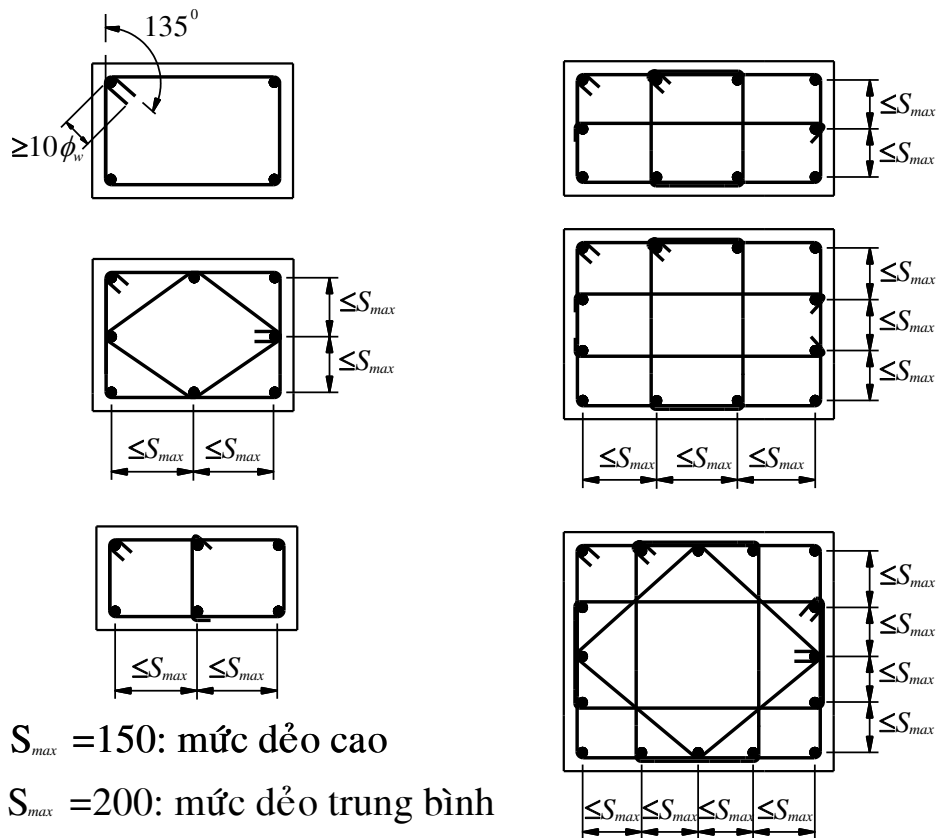
- Đoạn từ đầu mút cột tiếp giáp với nút khung có chiều dài bằng  $l_1$  (xem Hình 6.33);
- Chân cột giáp với móng có chiều dài  $\geq \frac{1}{4}$  chiều cao thông thủy của cột.

#### Cốt đai:

Cốt đai trong cột dùng cốt đai rời thì hai đầu phải uốn móc một góc  $135^\circ$  và chiều dài đoạn thẳng neo  $\geq \phi_w$  ( $\phi_w$  – đường kính cốt đai), cách một cốt dọc có một cốt đai.

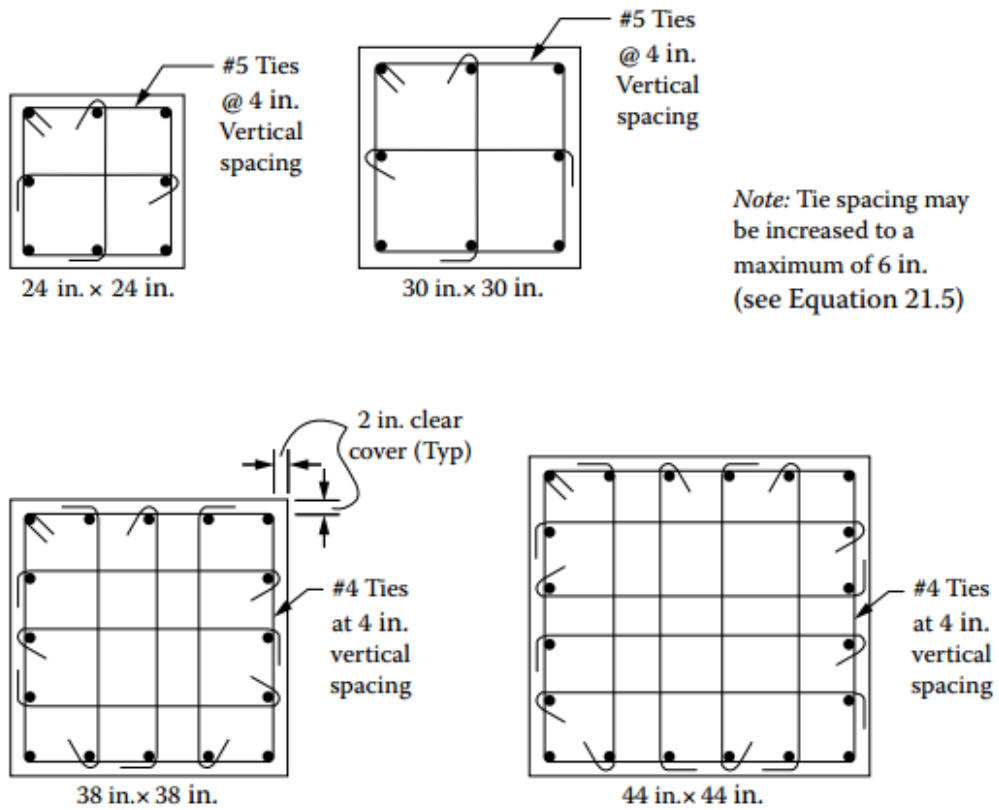


Hình 6. 29. Quy định cách thức bố trí cốt thép trong cột.



$S_{max} = 150$ : mức dẻo cao  
 $S_{max} = 200$ : mức dẻo trung bình  
 $S_{max} = 250$ : mức dẻo thấp

Hình 6. 30. Cấu tạo cốt đai trong cột chịu tải động đất.



Hình 6. 31. Một số dạng cấu tạo cốt đai trong cột.

## 6.6. Cấu tạo cốt thép nút khung

Các nút khung, các nút liên kết giữa cột vách và dầm nối với vách hay lõi cứng là những vị trí tập trung nội lực lớn, là nơi chịu lực phức tạp, tập trung ứng suất và biến dạng, nên việc tính toán nút khung thường liên quan đến đường kính, khoảng cách cốt đai, đường kính, số lượng và neo cốt dọc vào nút; nên ngoài việc bố trí các cốt thép chịu lực theo tính toán cần thêm cốt đai gia cường. Các cốt đai này phải bảo đảm sự liên kết của cột và dầm chống lại sự gia tăng lực cắt một cách đột ngột tại nút khung và tăng cường độ bền của nút khung theo các tiết diện nghiêng mà trong tính toán, thiết kế chưa định lượng được.

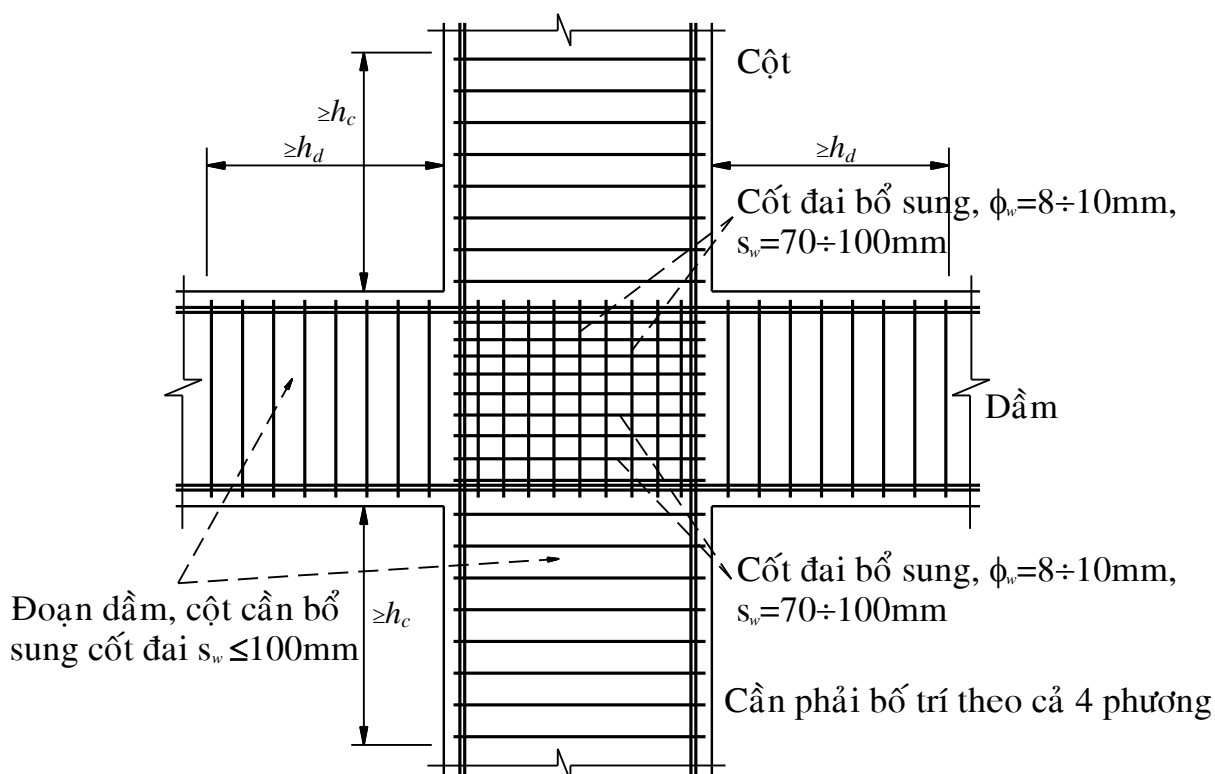
Đoạn neo cốt thép dầm vào cột hoặc cốt thép cột vào dầm đối với công trình có tính động đất lấy như sau:

$$l_{neo} = l_{an} + 5\phi(10\phi)$$

(tính từ mép cột hoặc mép dầm).

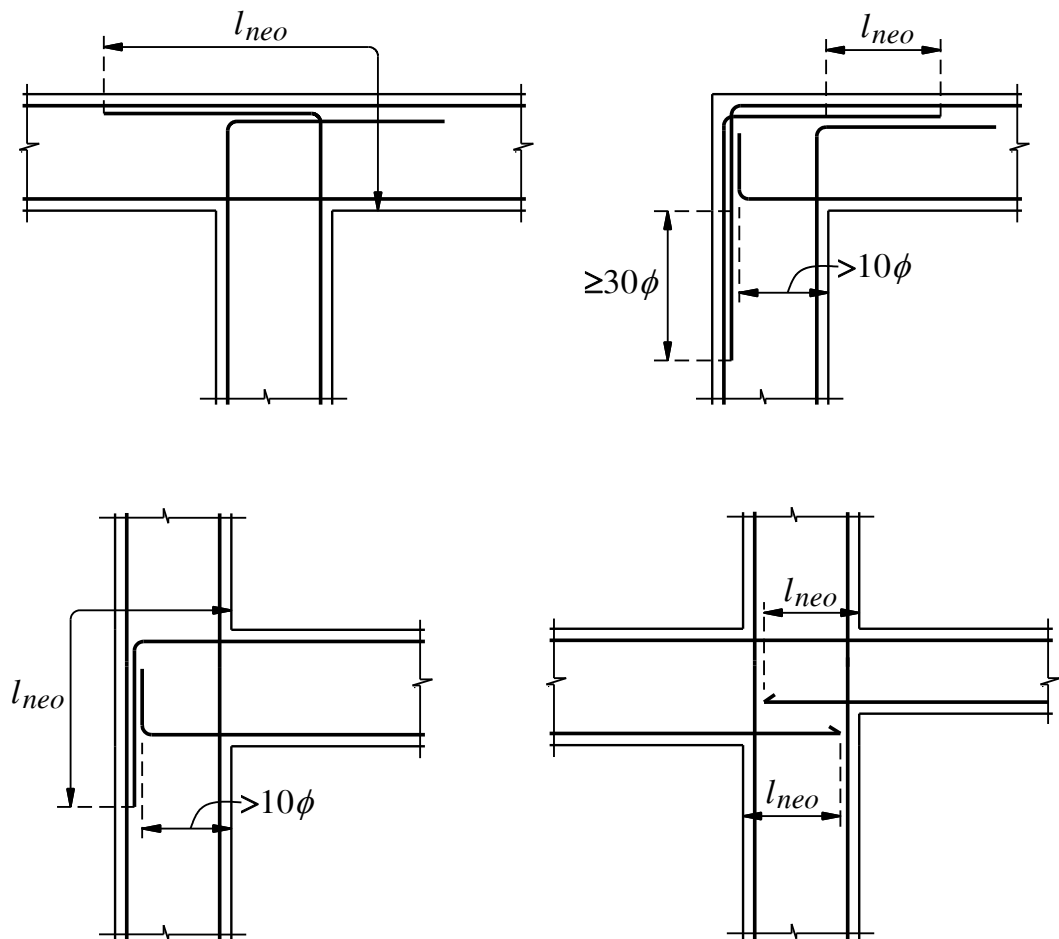
trong đó:  $l_{an}$  – đoạn neo cốt thép đối với công trình không tính động đất;

$\phi$  - đường kính cốt thép; chọn dấu trong ngoặc khi động đất mạnh.

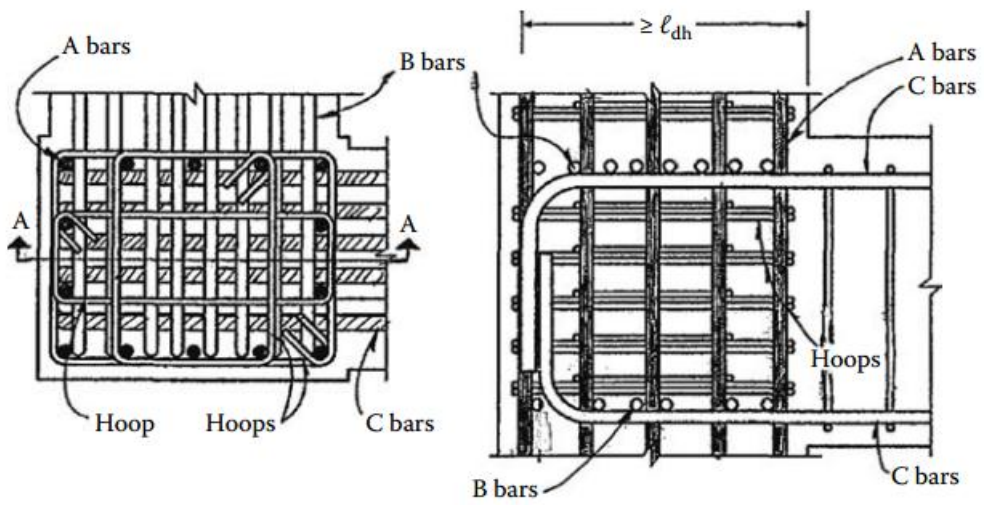
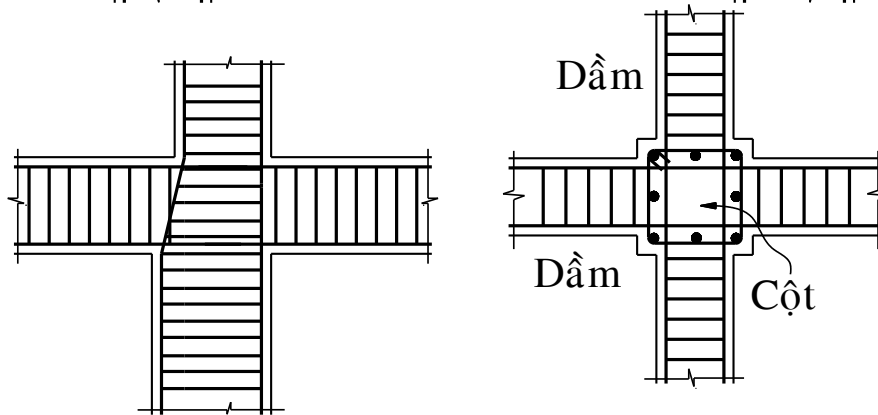
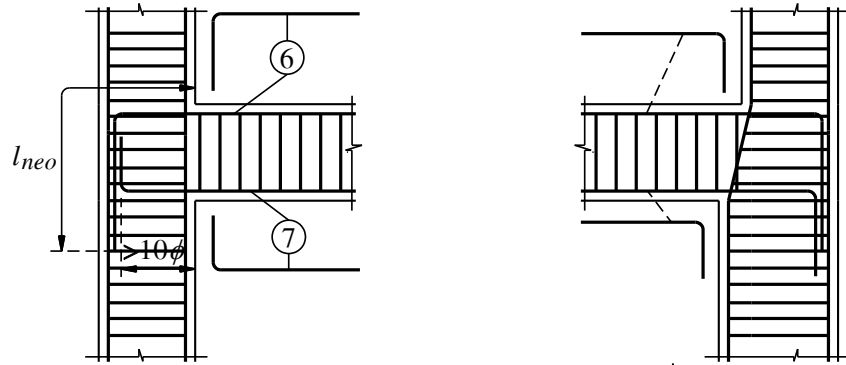
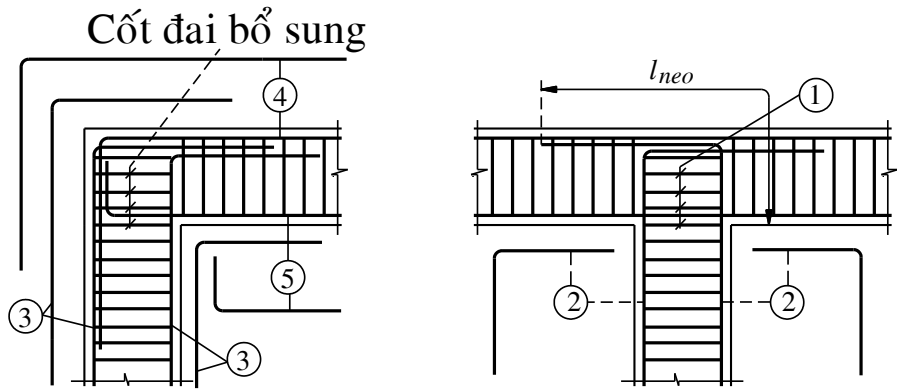


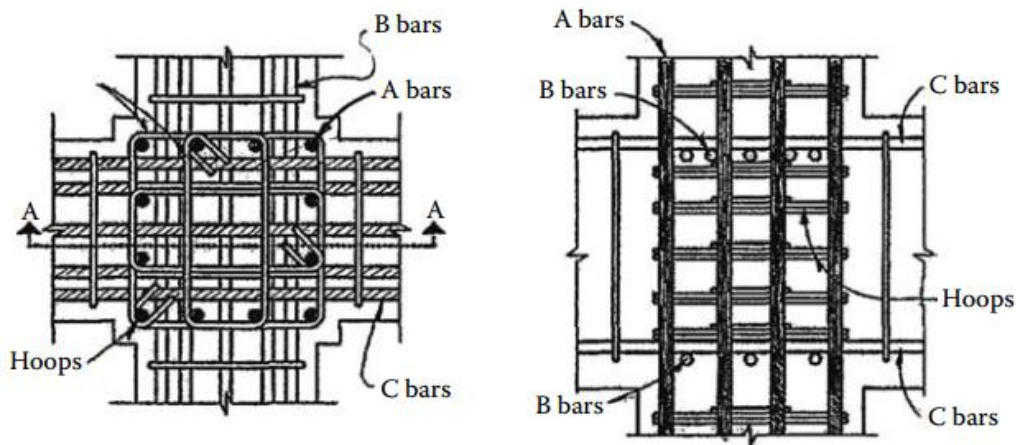
Hình 6. 32. Bố trí cốt đai tại nút khung theo yêu cầu kháng chấn.





Hình 6. 33. Quy định chiều dài đoạn neo cốt thép.





Hình 6. 34. Cấu tạo nút khung thông thường không tính động đất: 1. cốt đai bổ sung; 2,3,4,5,6,7 cốt dọc trong dầm, cốt được uốn cong tại các nút.

Đối với công trình có tính động đất tại các nút khung, cần bổ sung thêm cốt đai gia cường.

**Trình bày lý do của việc bố trí cốt đai cột trong nút khung của nhà cao tầng:**  
(nguồn <http://www.edcons.edu.vn/>)

Phần liên kết giữa dầm và cột (nút khung) đóng vai trò quan trọng trong việc bảo đảm cho các cấu kiện phát huy hết khả năng làm việc của chúng, bảo vệ công trình không bị sụp đổ khi các cấu kiện chưa bị phá hoại. Một nguyên tắc quan trọng trong thiết kế kết cấu là phải bảo đảm các liên kết không bị phá hoại trong mọi trường hợp. Muốn vậy thì cường độ (khả năng chịu lực) của liên kết phải lớn hơn cường độ của tất cả các cấu kiện mà nó liên kết. Sự phá hoại từng cấu kiện riêng lẻ có thể không gây nên sự sụp đổ của công trình, nhưng sự phá hoại của các liên kết giữa dầm và cột thì rất dễ dẫn đến sự sụp đổ của toàn công trình.

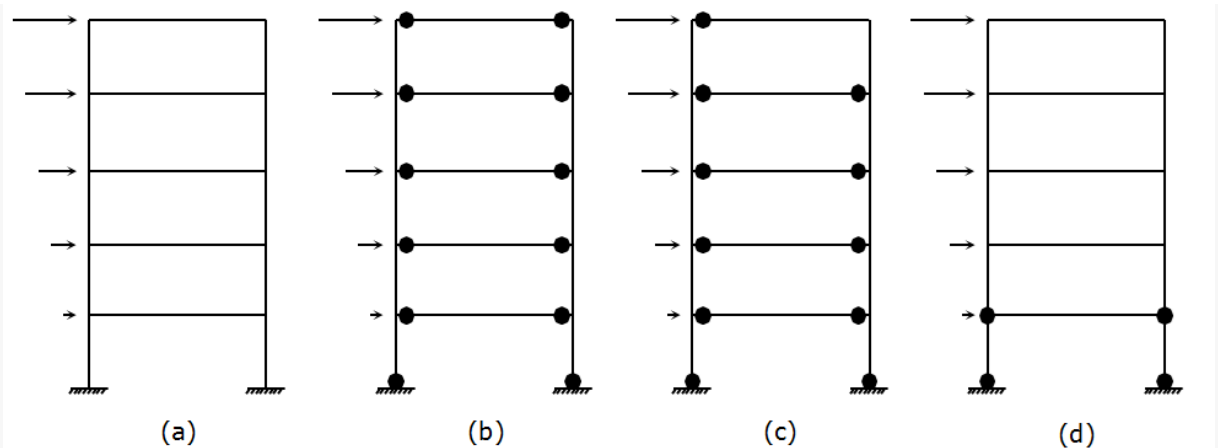
Để thấy được điều này, ta hãy xét một khung phẳng chịu tải trọng ngang như trên Hình 6.35a. Giả sử cột đã được thiết kế theo nguyên tắc cột khỏe – dầm yếu (tức là cột không bao giờ phá hoại trước dầm). Lúc này sẽ có hai trường hợp xảy ra:

Trường hợp 1: Các nút khung được thiết kế tốt, chúng có cường độ cao hơn dầm. Trong trường hợp này, toàn kết cấu chỉ bị sụp đổ khi tất cả các đầu dầm đều đã xuất hiện khớp dẻo (Hình 6.35b). Bởi vì chỉ khi đó thì mới xuất hiện cơ cấu sụp. Sự phá hoại của một số dầm sẽ không tạo nên cơ cấu sụp (Hình 6.35c).

Trường hợp 2: Các nút khung không được thiết kế cẩn thận, chúng có cường độ thấp hơn dầm. Trong trường hợp này, các nút khung sẽ bị phá hoại trước khi khớp dẻo xuất hiện trong dầm. Khi đó chỉ cần sự phá hoại của vài nút khung là cơ cấu sụp đổ sẽ hình thành (Hình 6.35d).

Mặc dù liên kết có vai trò quan trọng như vậy nhưng các tài liệu hướng dẫn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép ở nước ta hiện nay lại rất ít quan tâm đến nó: gần như không có một tài liệu tiếng Việt nào quan tâm đúng mức đến vấn đề này. Nhiều kỹ sư

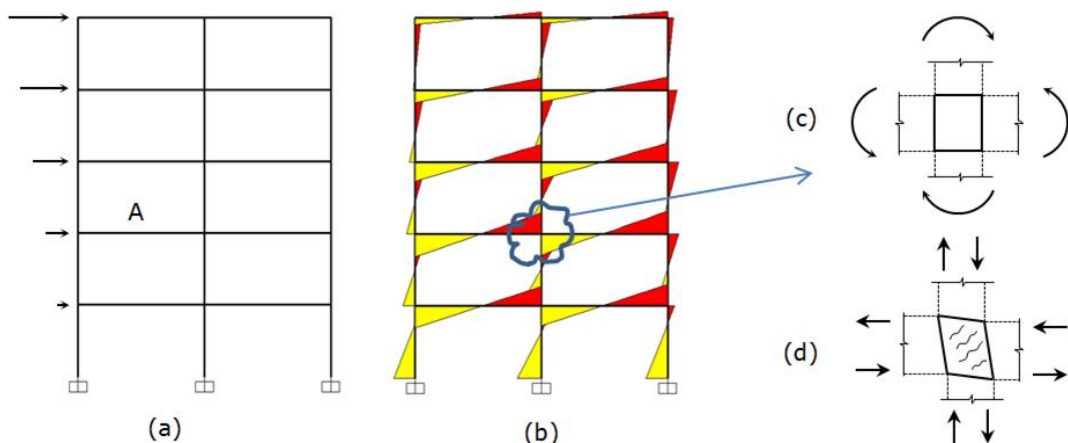
thiết kế cũng chỉ quan tâm đến việc thiết kế các cấu kiện dầm, cột... mà bỏ qua những điểm nổi vô cùng quan trọng giữa chúng.



Hình 6. 35. Tầm quan trọng của nút khung trong khung chịu tải trọng ngang;

(a) Khung chịu tải trọng ngang, (b) Cơ cấu sụp đổ chỉ xảy ra khi tất cả các dầm đều xuất hiện khớp dẻo; (c) Nếu chỉ có một số khớp dẻo xuất hiện trong dầm thì chưa hình thành cơ cấu sụp đổ; (d) Chỉ cần vài nút khung bị phá hoại, cơ cấu sụp đổ xuất hiện.

Để thiết kế và cấu tạo nút khung một cách hợp lý, ta cần phải biết cơ chế chịu lực và phá hoại của nó. Xét một khung phẳng chịu tải trọng ngang, tải trọng quan trọng trong nhà cao tầng, như trên Hình 6.36a. Biểu đồ mô men của nó có dạng như trên Hình 6.36b. Tách nút A ra khỏi khung và biểu diễn các mô men tác dụng lên nó như trên Hình 6.36c. Các mô men tác dụng lên nút A sẽ hình thành các cặp ngẫu lực làm nút này có xu hướng biến dạng và phá hoại như trên Hình 6.36d. Hình 6.37 cho thấy các vết nứt được hình thành trong nút khung bê tông cốt thép trong một thí nghiệm. Trong thí nghiệm này tải trọng ngang được đổi chiều (giống như tải trọng gió và động đất trong thực tế) nên vết nứt được hình thành theo cả hai phương.



Hình 6. 36. Sự làm việc và cơ chế phá hoại của nút khung;

(a) khung chịu tải trọng ngang; (b) dạng của biểu đồ mô men; (c) mô men tác dụng lên nút khung; (d) biến dạng và phá hoại của nút khung.

Để chống lại sự phá hoại nói trên, một biện pháp đơn giản là bố trí cốt đai cho cột trong nút khung như trên Hình 6.36. Một số ý kiến hiện nay cho rằng việc bố trí cốt đai như vậy sẽ gây khó khăn cho việc thi công. Nói như vậy tức là chưa hiểu được

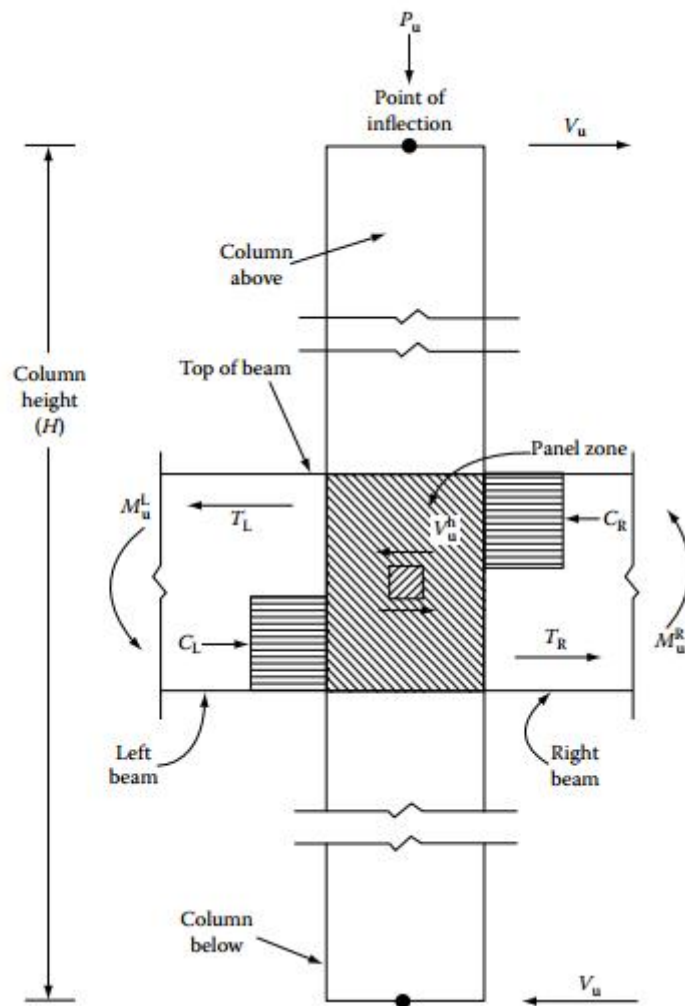
tầm quan trọng của liên kết trong kết cấu. Thực ra, việc đưa bất cứ một cấu kiện nào, một thanh thép nào vào kết cấu cũng đều gây khó khăn cho thi công. Vấn đề là nếu cấu kiện đó, thanh thép đó là cần thiết thì khó khăn cách mấy cũng phải đưa vào.

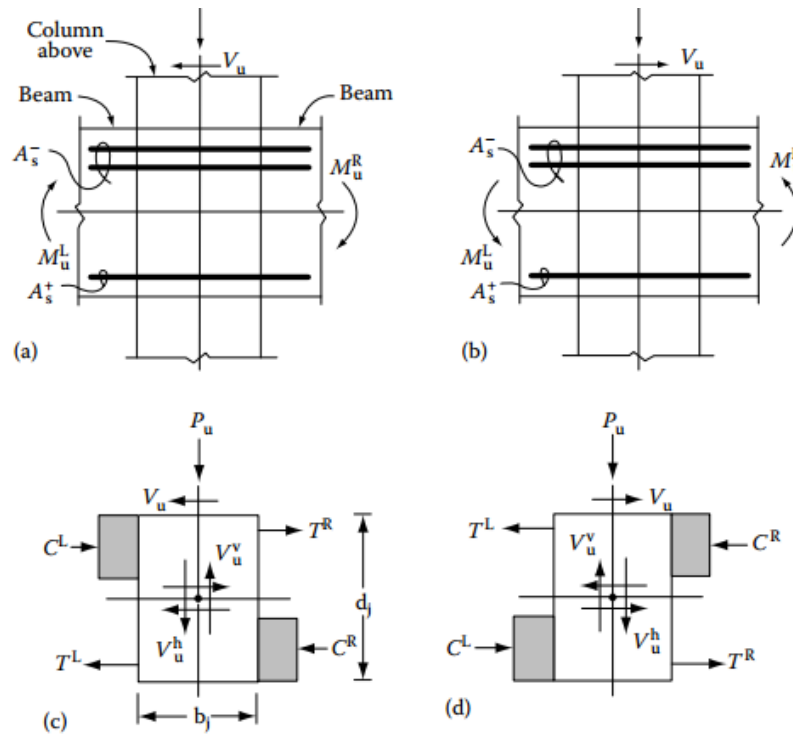


Hình 6.37. Sự phá hoại của nút khung.



Hình 6.38. Gia cường cho nút khung.





Hình 6. 39. Phân tích sự làm việc nút khung.

## 6.7. Cấu tạo cốt thép vách cứng và lõi cứng

### 6.7.1. Lựa chọn và bố trí các vách và lõi cứng

- Khi thiết kế các công trình sử dụng vách và lõi cứng chịu tải trọng ngang, phải bố trí ít nhất 3 vách cứng này không được gặp nhau tại một điểm.

- Nên thiết kế các vách giống nhau (về độ cứng cũng như kích thước hình học) và bố trí sao cho tâm cứng của hệ trùng với tâm khối lượng của chúng. Trong trường hợp chỉ đối xứng về độ cứng (độ cứng trong giai đoạn đàn hồi) mà không đối xứng về kích thước hình học thì khi vật liệu làm việc ở giai đoạn dẻo dưới tác động lớn như động đất vẫn có thể dẫn đến thay đổi độ cứng. Điều này sẽ gây ra biến dạng và chuyển vị khác nhau trong các vách khác nhau. Hệ quả là sự đối xứng về độ cứng bị phá vỡ và phát sinh ra các tác động xoắn rất nguy hiểm đối với công trình.

- Không nên chọn các vách có khả năng chịu lực lớn nhưng số lượng ít mà nên chọn nhiều vách nhỏ có khả năng chịu tải tương đương và phân bố đều các vách trên mặt bằng công trình.

- Không nên chọn khoảng cách giữa các vách và từ các vách đến biên quá lớn.

- Tổng diện tích mặt cắt ngang của các vách (lõi) cứng có thể xác định theo công thức gần đúng:  $A_{vl} = 0,015A_{si}$ ; trong đó  $A_{si}$  là diện tích sàn từng tầng.

- Từng vách nên có chiều cao chạy suốt từ móng đến mái và có độ cứng không đổi trên toàn bộ chiều cao của nó.

- Các lỗ (cửa) trên các vách không được làm ảnh hưởng đáng kể đến sự làm việc chịu tải của vách và phải có biện pháp cấu tạo tăng cường cho vùng xung quanh lỗ.

- Chiều dày thành vách, lõi cứng lấy không nhỏ hơn 1/20 chiều cao tầng nhà và 150mm.

- Chiều dày vách ngoài việc kiểm tra theo cường độ như đã nêu còn cần kiểm tra theo khả năng chịu ứng suất nén chính và có thể tính theo công thức:  $Q_v \leq 0,25R_b b_v h_v$ ; trong đó  $Q_v$  – lực cắt tính toán của vách hoặc của nhánh vách cứng,  $b_v$ ,  $h_v$  – tương ứng là chiều dày và chiều cao tiết diện vách cứng.

- Khi vách cứng chịu lực tập trung còn phải kiểm tra khả năng nén cục bộ.

- Khi thiết kế chống động đất trong vách và trong lõi thường đặt các cột chìm ở hai đầu vách và ở các góc lõi.

### 6.7.2. Cấu tạo vách và lõi cứng

Cốt thép trong vách được đặt thành lưới cốt thép đứng và ngang, phải đặt hai lớp, mỗi lớp một lưới. Cốt thép ngang > 50% cốt thép đứng. Hai lưới thép này phải được liên kết với nhau bằng các móc đai hình chữ S với mật độ  $\geq 6$  móc/m<sup>2</sup>.

Đường kính cốt thép đứng và ngang:  $\phi_d, \phi_{ng} \geq 10\text{mm}$  và  $\leq b_v/10$ .

Hàm lượng cốt thép thẳng đứng xác định theo tính toán, nhưng phải chọn  $\geq 0,40\%$  (đối với động đất yếu), và  $\geq 0,60\%$  (đối với động đất trung bình và mạnh), đồng thời  $\leq 3,5\%$ .

Cốt thép nằm ngang chọn không ít hơn 1/3 lượng cốt thép dọc với hàm lượng  $\leq 0,25\%$  đối với động đất yếu và  $\leq 0,40\%$  đối với động đất trung bình và mạnh.

Khoảng cách giữa các thanh cốt thép đứng và ngang:

- Với kết cấu có mức dẻo cao:  $s_d \leq \min \left| \frac{20\phi_d}{200\text{mm}} \right|$ ;  $s_{ng} \leq \min \left| \frac{20\phi_{ng}}{200\text{mm}} \right|$ ;

- Với kết cấu có mức dẻo trung bình:  $s_d \leq \min \left| \frac{25\phi_d}{200\text{mm}} \right|$ ;  $s_{ng} \leq \min \left| \frac{25\phi_{ng}}{200\text{mm}} \right|$ ;

- Với kết cấu có mức dẻo thấp, cấu tạo cốt thép theo cách thông thường:

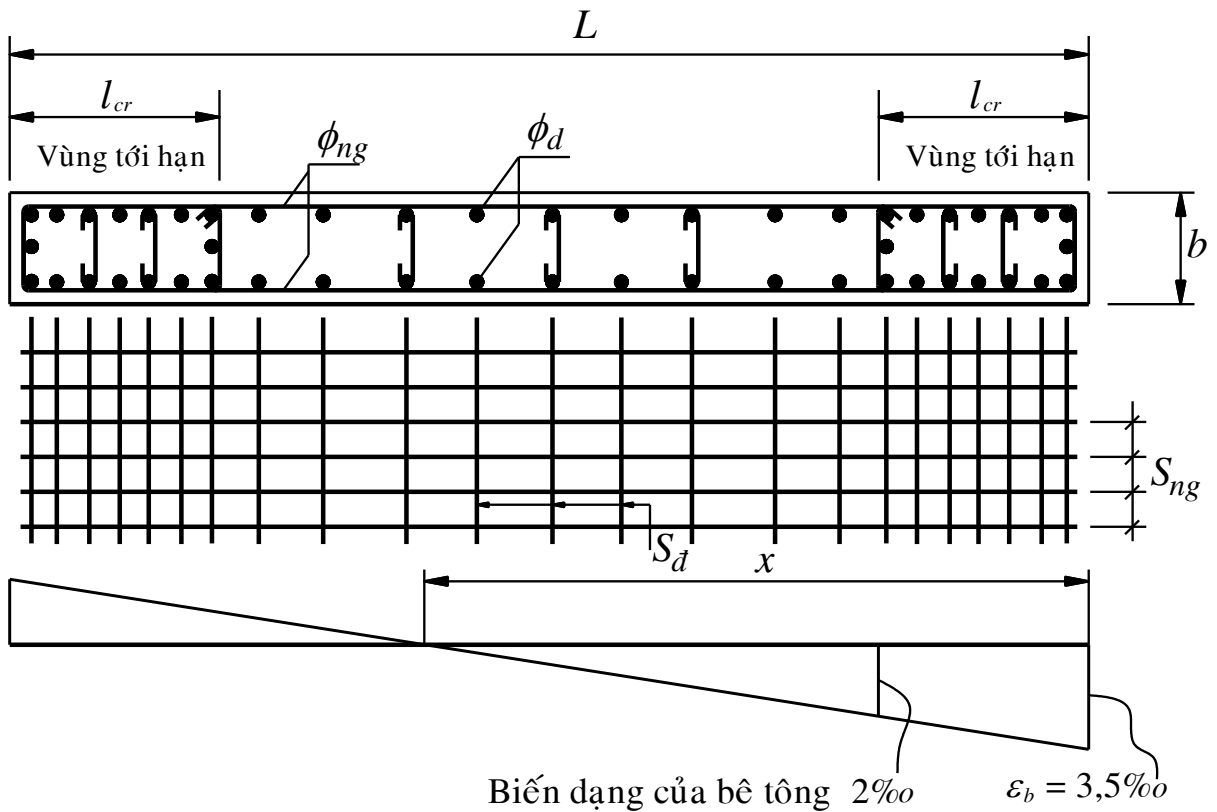
$$s_d \leq \min \left| \frac{2b_v}{300\text{mm}} \right|; \quad s_{ng} \leq \min \left| \frac{2b_v}{300\text{mm}} \right|.$$

Dùng cốt thép néo (chữ C hoặc S) để liên kết hai lưới thép, đường kính  $\phi \geq 6\text{mm}$ . Cần có 6 thanh cho mỗi mét vuông lưới, khoảng cách cốt néo không quá 400mm. Trong vùng nối buộc khoảng cách cốt néo không qua 300mm.

Chiều dài nối buộc cốt thép:  $l_{nối} = 1,5l_{an}$  (đối với động đất yếu),  $l_{nối} = 2l_{an}$  (đối với động đất trung bình và mạnh). Trong đó  $l_{an}$  chiều dài đoạn neo tính toán cho trường hợp thông thường không xét động đất. Các điểm nối thép phải đặt so le.

$$\text{Vùng tới hạn của vách } l_{cr} > \begin{cases} 0,15L \\ 1,5b \end{cases}$$





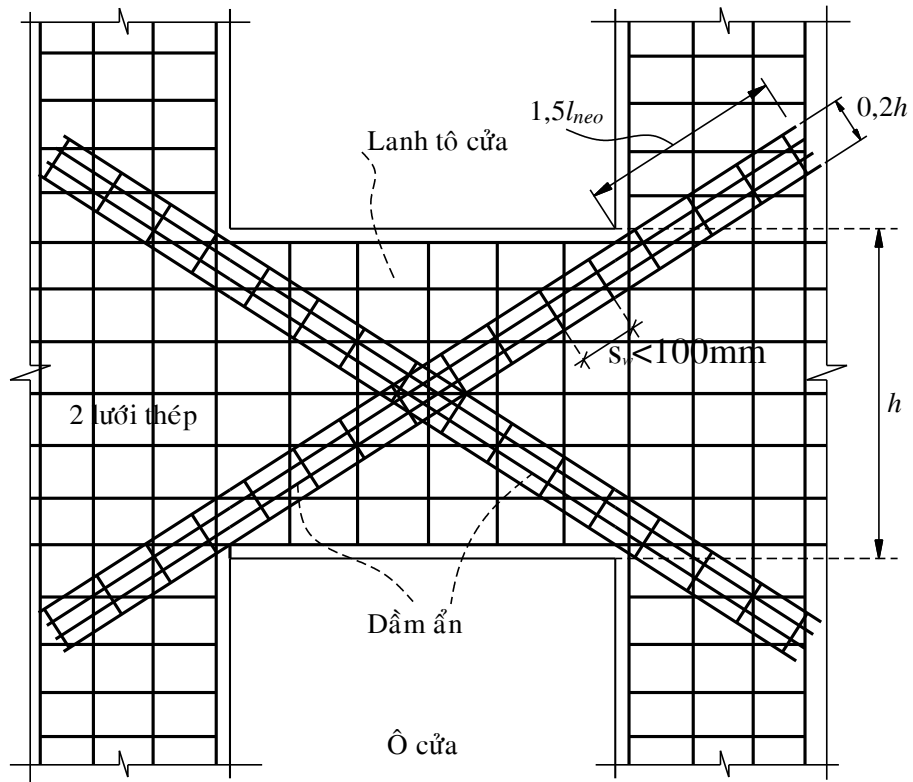
Hình 6. 40. Bố trí cốt thép trong vách.

Trường hợp vách có lỗ mở nhỏ ( $b_1$  và  $e \leq 500\text{mm}$ ) phải đặt tăng cường ít nhất  $2\phi_{12}$  ở mỗi biên và mỗi góc lỗ mở.

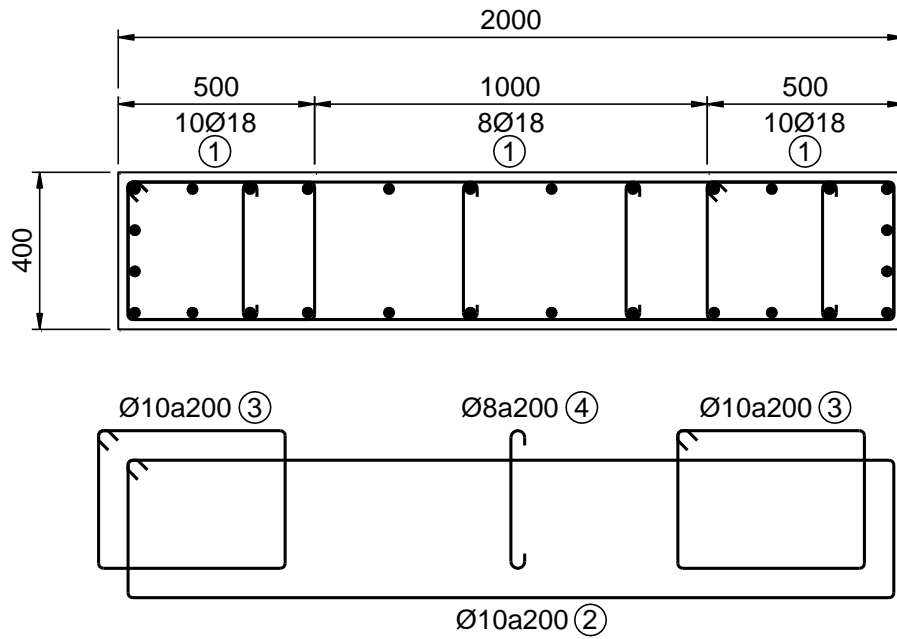
Trường hợp có lỗ trống kích thước nhỏ, khi tính toán xem là vách đặc thì cần bố trí cốt thép xung quanh lỗ tạo thành một khung kín giả. Nếu vách có lỗ mở lớn phải dùng biện pháp tăng chiều dày thành vách quanh lỗ và cấu tạo thành vách dưới dạng đầm bao có gờ hoặc ít nhất cũng phải gia cường bằng đầm bao chìm.

Đối với vách có lỗ cửa lớn, phần lanh tô cửa cần bố trí cốt thép chéo. Các cốt thép chéo này nằm trong cốt đai (giống cốt giả) với chiều dài neo tăng thêm 50% so với cốt thép chịu kéo của BTCT thông thường. Bước cốt đai không lớn hơn 100mm.

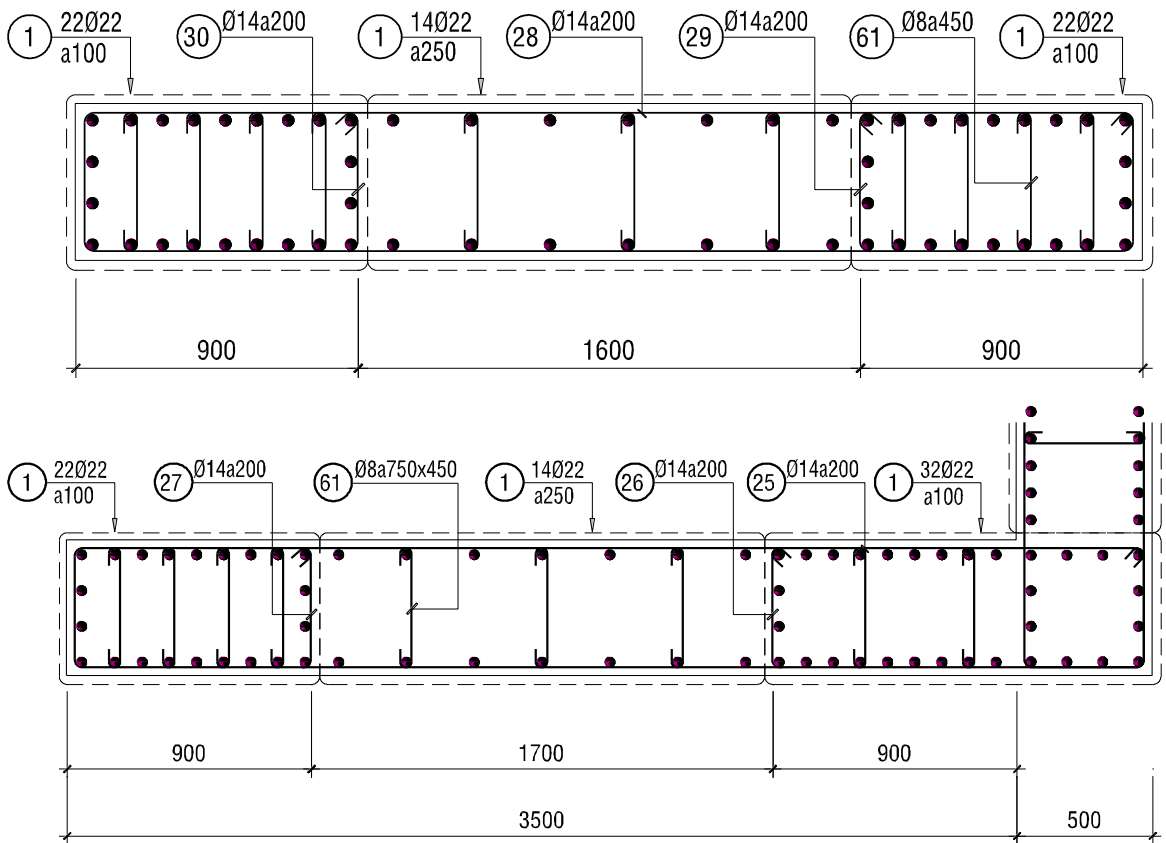




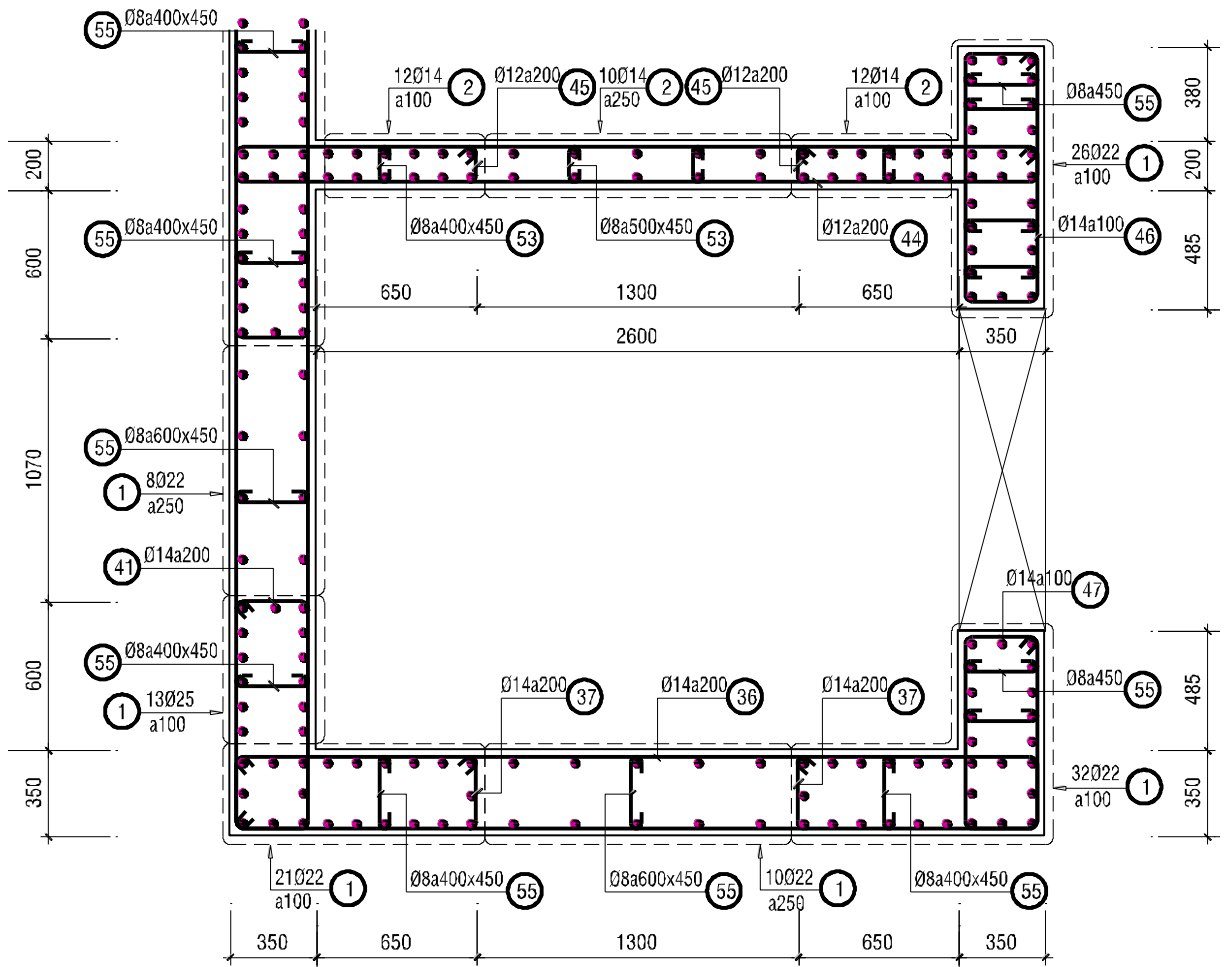
Hình 6. 41. Cấu tạo cốt thép gia cường lanh tô cửa.



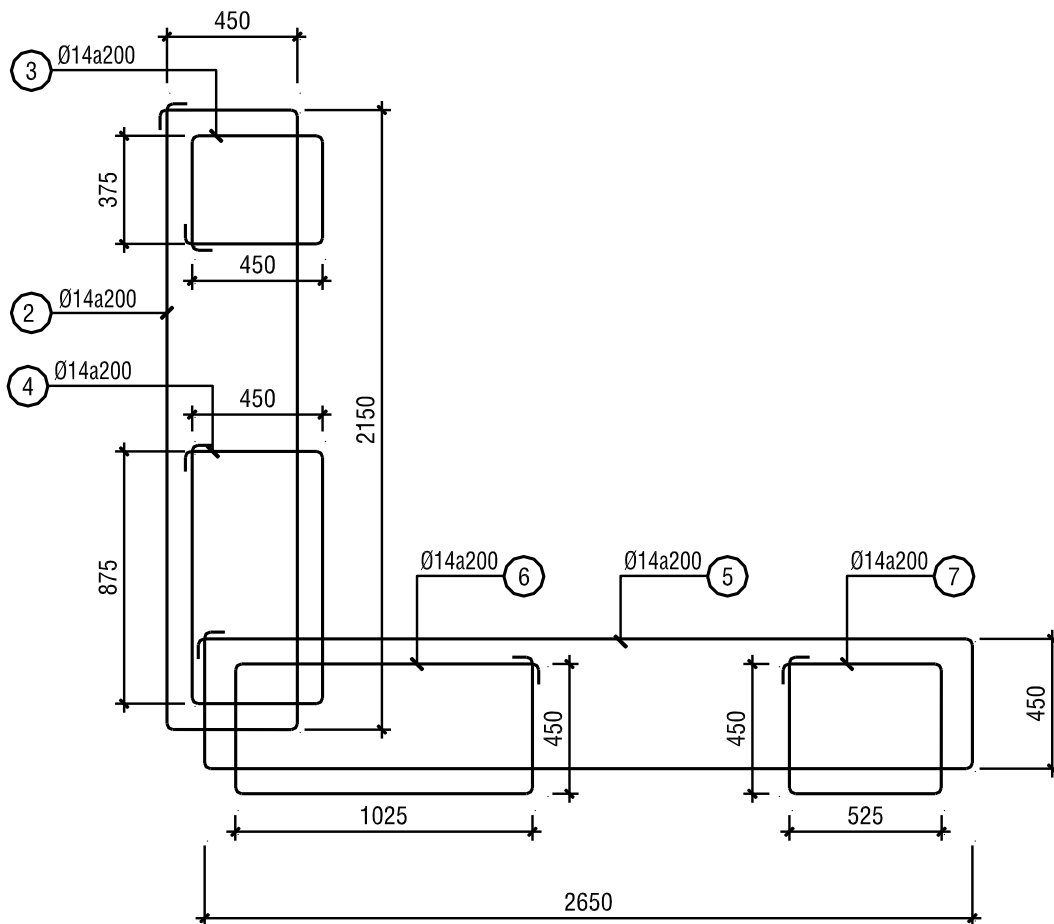
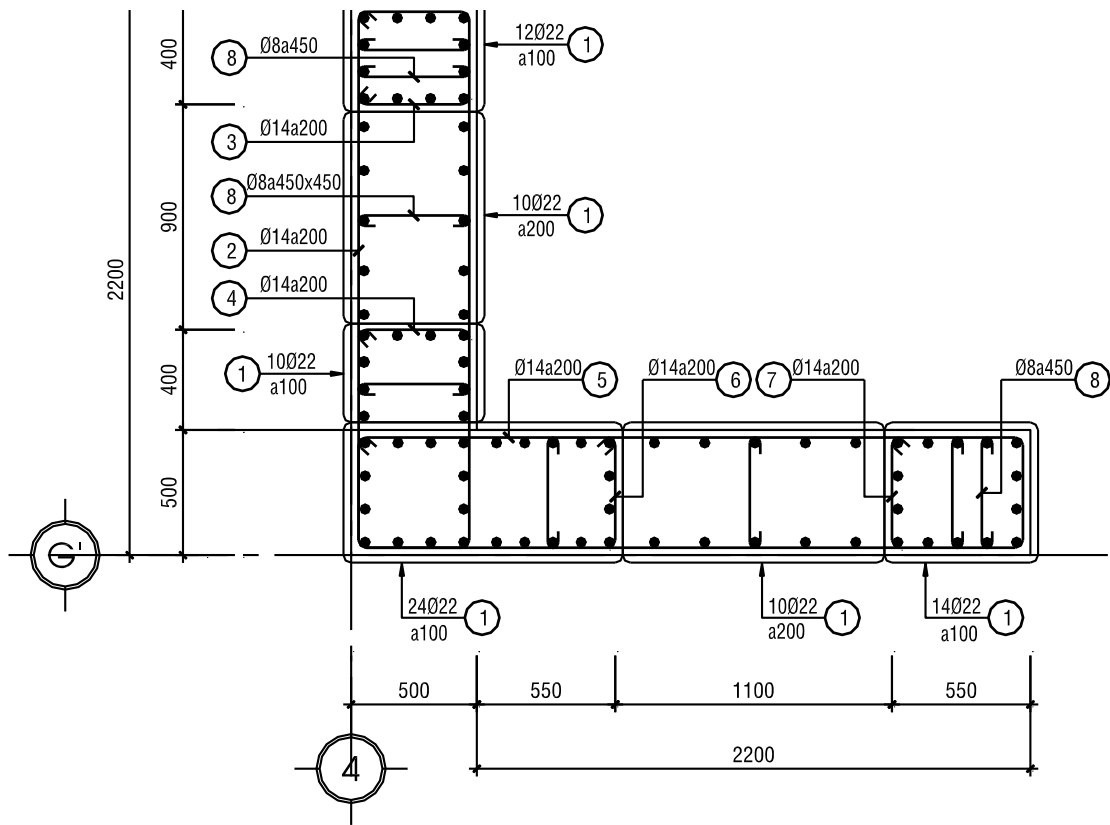
Hình 6. 42. Bố trí cốt thép trong vách.



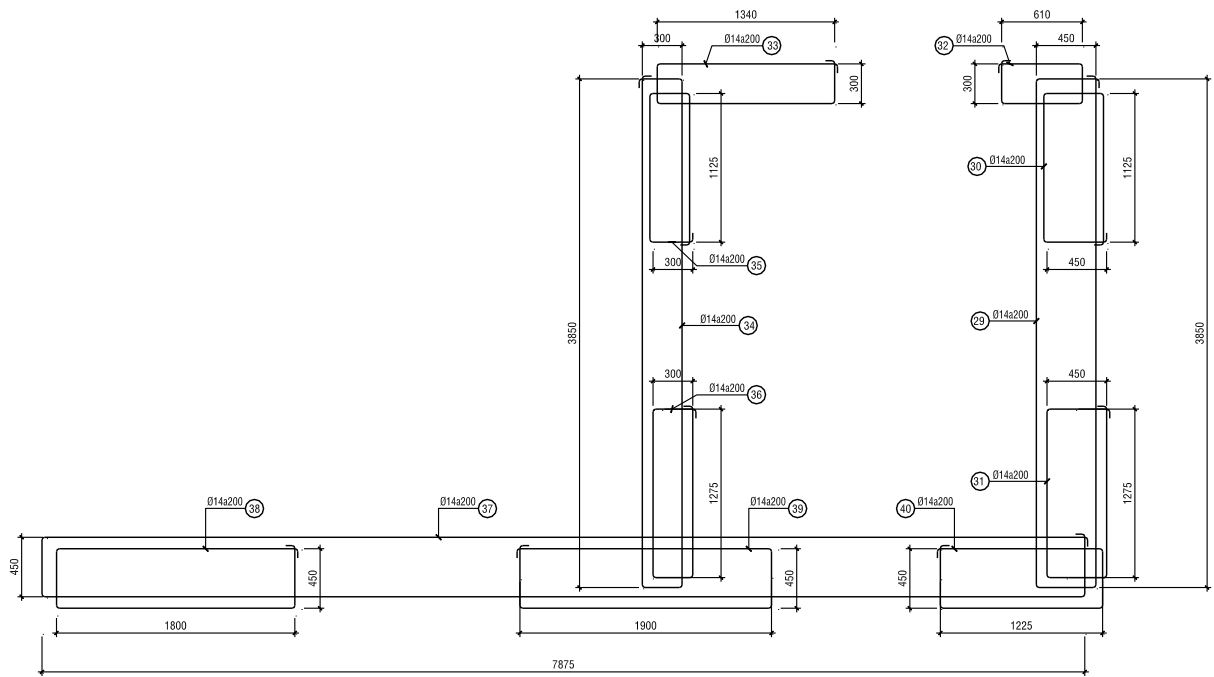
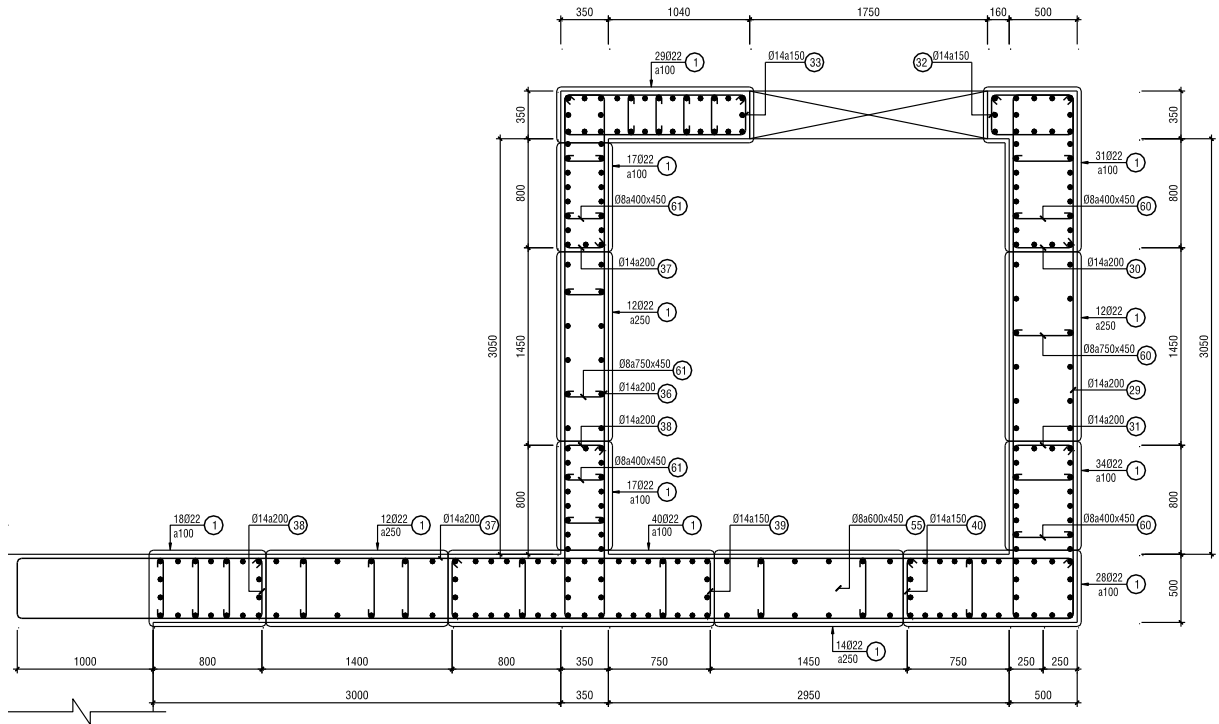
Hình 6. 43. Bố trí cốt thép trong vách.



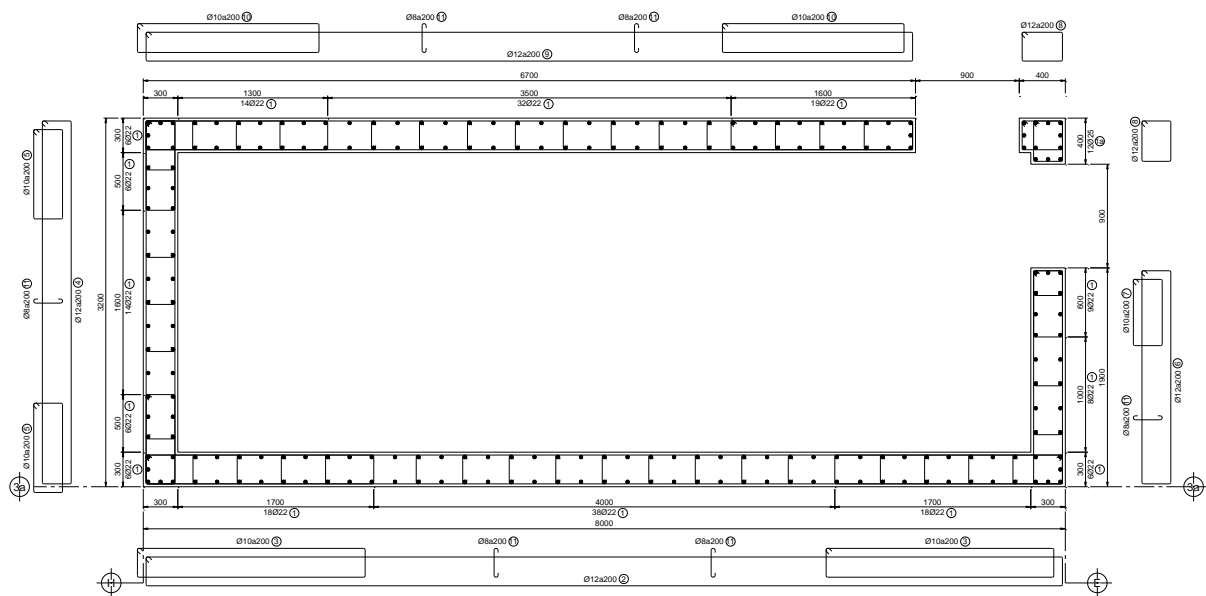
Hình 6. 44. Bố trí cốt thép trong vách.



Hình 6. 45. Bố trí cốt thép trong vách.



Hình 6. 46. Bố trí cốt thép trong vách.

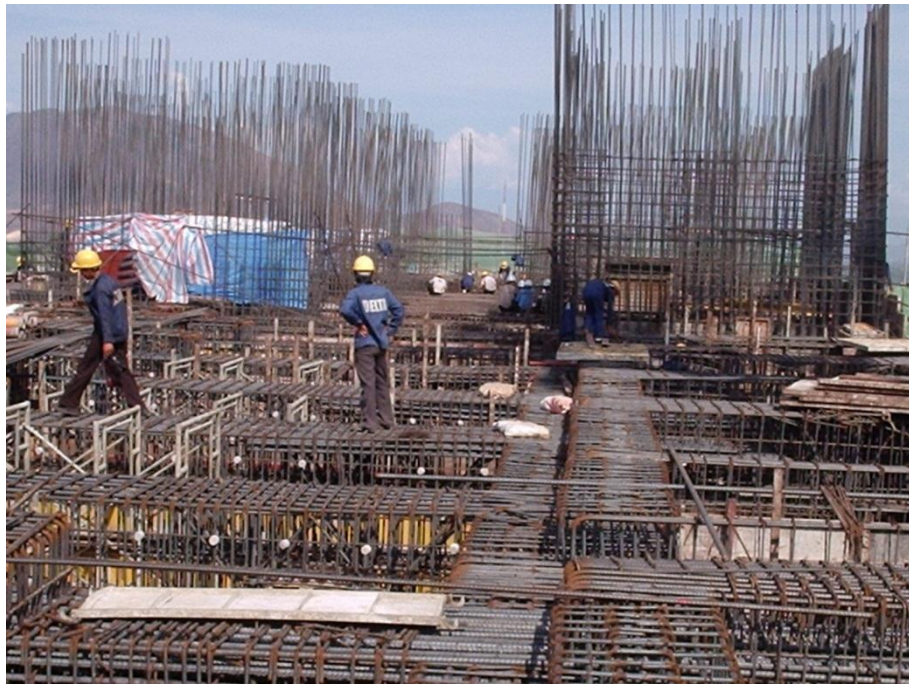


Hình 6. 47. Bố trí cốt thép trong vách.



Hình 6. 48. Bố trí cốt thép trong vách.





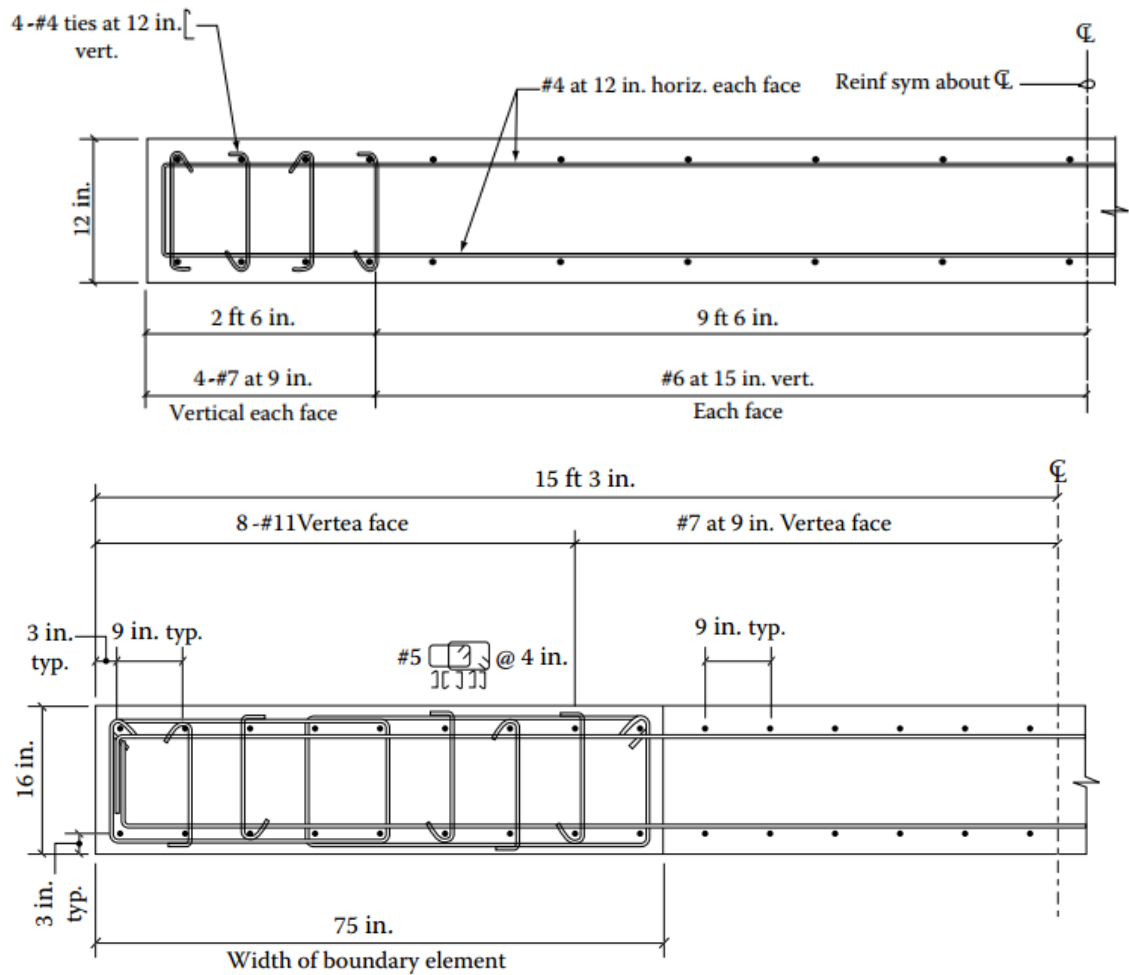
Hình 6. 49. Bố trí cốt thép trong vách.

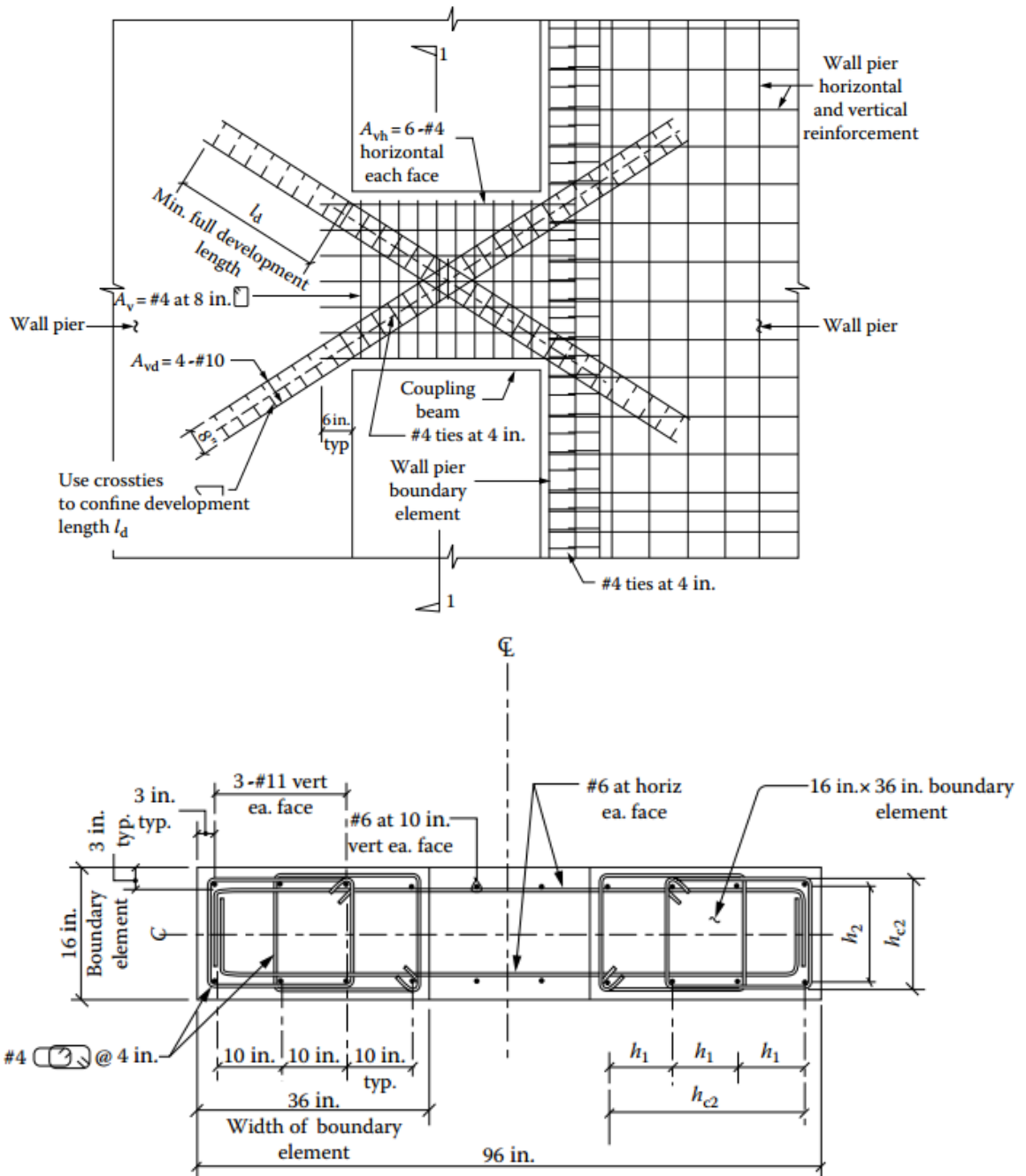


Hình 6. 50. Bố trí cốt thép trong vách.



Hình 6. 51. Bố trí cốt thép trong vách.





Hình 6. 52. Bố trí cốt thép trong vách (tham khảo).

### 6.8. Nối cốt thép

Nối chồng, nối hàn, nối bằng coupler.

Vị trí nối cốt thép phải nối so le.

Có thể nối hàn (phải kiểm tra mối hàn) hoặc nối chồng.

Trường hợp nối chồng, đoạn cốt thép chồng lên nhau là  $l_{ch}$  được xác định như sau:  $l_{ch} = 1,2l_{an} + \gamma\phi_d$ , trong đó  $l_{an}$  là đoạn neo cốt thép tính theo BTCT thường,  $\gamma=5\div 10$  đối với kết cấu dầm thấp đến cao.

Trong đoạn nối chồng, cần giảm khoảng cách giữa các cốt đai, khoảng cách giữa các cốt đai  $> 8\phi_w$ .

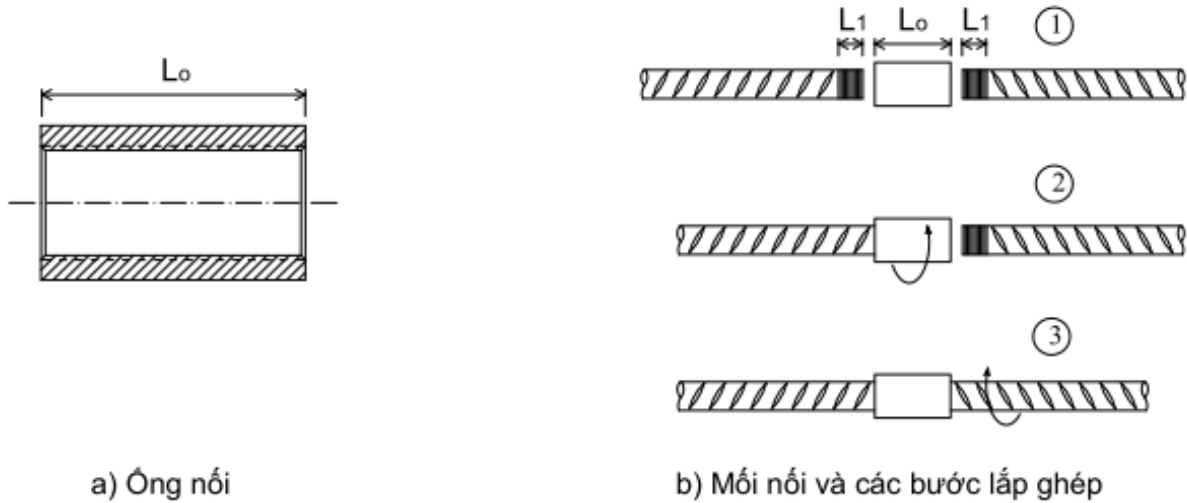


**Không nối chồng trong vùng tới hạn.**

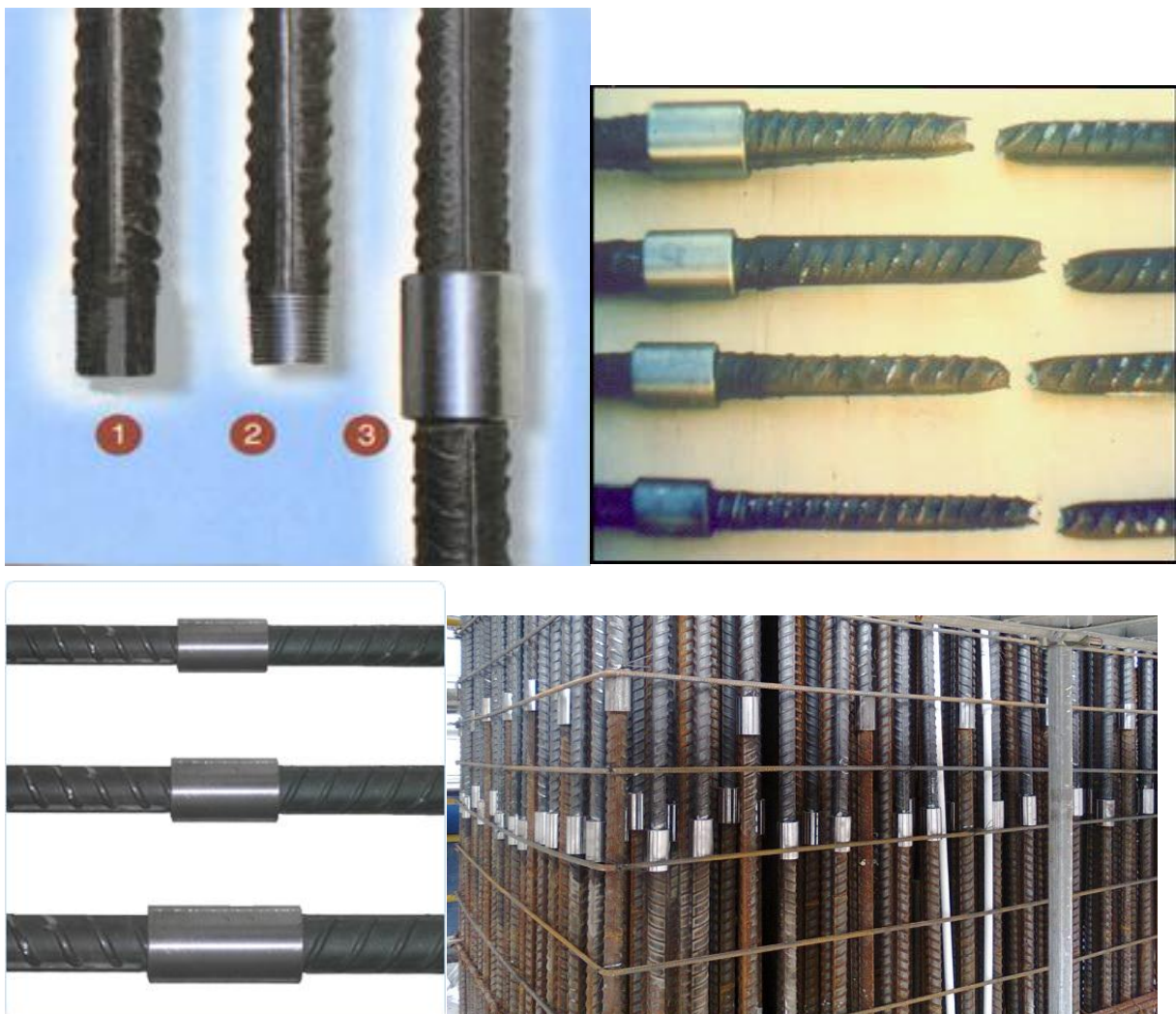
Chiều dài đoạn neo thẳng của cốt thép  $l_{neo}$  xác định theo:  $l_{neo} = l_{an} + \gamma\phi_d$ .

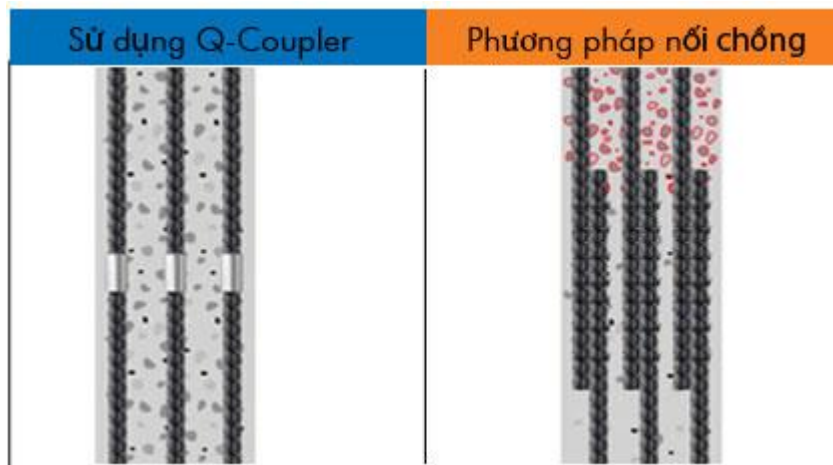
Nếu dùng neo gấp thì đoạn thẳng trước khi uốn lấy không nhỏ hơn  $10\phi_d$ .

Nối cốt thép cột dầm có thể nối bằng coupler (TCVN 8163 : 2009).



Hình 6. 53. Loại mối nối tiêu chuẩn.





Hình 6. 54. Nối cốt thép bằng coupler.



Hình 6. 55. Nối thép bằng U-bolt.

## TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Lê Thanh Huân (2009). *Kết cấu nhà cao tầng Bê tông cốt thép*, Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội.
- [2] Nguyễn Lê Ninh (2007). *Động đất và thiết kế công trình chịu động đất*, Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội
- [3] Ngô Thế Phong (2006). *Kết cấu bê tông cốt thép (Phần kết cấu nhà cửa)*, Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội.
- [4] Khanzi (1985). *Tính toán và thiết kế khung bê tông cốt thép nhà nhiều tầng*, Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội.
- [5] Nguyễn Đình Công (2009). *Tính toán tiết diện cột bê tông cốt thép*, Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội.
- [6] Võ Bá Tầm (2012). *Nhà cao tầng Bê tông cốt thép*, Nhà xuất bản Đại học Quốc gia Hồ Chí Minh.
- [7] TCVN 2737:1995 *Tải trọng và tác động – Tiêu chuẩn thiết kế*.
- [8] TCXD 229:1999 *Chỉ dẫn tính toán thành phần động của tải trọng gió theo TCVN 2737:1995*.
- [9] TCVN 9386 : 2012 *Thiết kế công trình chịu động đất – Tiêu chuẩn thiết kế (Phần 1: Quy định chung, tác động động đất và quy định đối với kết cấu nhà)*.
- [10] TCXD 198 : 1997 - *Nhà cao tầng – Thiết kế kết cấu bê tông cốt thép toàn khối*.
- [11] TCVN 5574 : 2012 *Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép toàn khối – Tiêu chuẩn thiết kế*.
- [12] ACI 318 Committee, *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2008.
- [13] Bryan Stafford Smith. Alex Coull. *Tall Building Structures: Analysis and Design*. John Wiley & Son. New York...
- [14] Wolfgang Schueller. *High – Rise Building Structures*. New York, London.
- [15] Bungale S. Taranath. *Reinforced Concrete Design of Tall Building*. Taylor & Francis Group. New York, London, 2010.