TRƯỜNG ĐẠI HỌC GIAO THÔNG VẬN TẢI TP.HCM

KHOA KỸ THUẬT XÂY DỰNG

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

CHUNG CƯ AN GIA SKYLINE

(THUYẾT MINH)

Ngành: KỸ THUẬT CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG

Chuyên ngành: KỸ THUẬT KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

TRƯỜNG ĐẠI HỌC GTVT - TP.HCM
TRUNG TÂM
THÔNG TIN - THƯ VIỆN
5169 _ 22

Sinh viên thực hiện: **NGUYỄN ĐÌNH HUY**

Lớp: **KC16**

MSSV: **1651160190**

Giảng viên hướng dẫn: **TH.S HUỲNH THẾ VĨ**

TP. HCM, tháng 1 năm 2021

Khoa: KỸ THUẬT XÂY DỰNG

Bộ môn:

PHIẾU GIAO ĐỀ TÀI ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

(Phiếu này được dán ở trang đầu tiên của quyển báo cáo LVTN)

1. **Họ và tên sinh viên:**
   Sinh viên: Nguyễn Đình Huy ..... MSSV: 1651160190.. Lớp: KC16.....
   Ngành : **Kỹ thuật công trình xây dựng**
   Chuyên ngành : **Kỹ thuật kết cấu công trình**
2. **Tên đề tài :** An Gia Skyline
   phường Phú Mỹ, Quận 7, Tp. Hồ Chí Minh
3. **Các dữ liệu ban đầu :** Số bước cột theo phương X : 9 ; phương Y : 3
   Số tầng : 20 ; Chiều cao nhà : 70,9 m ;
   Chiều cao tầng điển hình : 3,2 m ;
   Kích thước mặt bằng theo phương X : 67,8 m ; phương Y : 21,6 m
4. **Các yêu cầu chủ yếu :**
   Mặt bằng kết cấu, thiết kế sàn tầng điển hình, thiết kế cầu thang bộ, thiết kế bể nước, thiết kế khung trục điển hình, thiết kế móng cho công trình,...
5. **Kết quả tối thiểu phải có:**
   1) Thuyết minh tính toán, phụ lục (nếu có)
   2) Bản vẽ
   3) Đĩa CD (chứa các file mô hình,...)
   4) .....

Ngày giao đề tài: 28/09/2020 **Ngày nộp Đồ án:** 04/01/2021.

TP. HCM, ngày 16 tháng 10 năm 2020

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

Huỳnh Thế Vi

TRƯỞNG KHOA
(Ký và ghi rõ họ tên)

TRƯỜNG ĐẠI HỌC GIAO THÔNG VẬN TẢI THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH

PGS.TS. Vũ Trường Vũ

TRƯỞNG BỘ MÔN
(Ký và ghi rõ họ tên)

TRẦN NGỌC THANH

GIẢNG VIÊN HƯỚNG DẪN



Ths. HUỲNH THẾ VĨ

BỘ MÔN
KỸ THUẬT KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

TS. TRẦN NGỌC THANH

KHOA KỸ THUẬT XÂY DỰNG

PGS.TS.VŨ TRƯỜNG VŨ

MỤC LỤC

CHƯƠNG 1: TỔNG QUAN KIẾN TRÚC CÔNG TRÌNH 1
1.1. Giới thiệu công trình 1
1.1.1. Vị trí công trình 1
1.1.2. Điều kiện tự nhiên 2
1.1.3. Giải pháp mặt bằng và phân khu chức năng. 3
1.1.4. Quy mô công trình 6
1.2. Giải pháp kiến trúc công trình 6
1.2.1. Giải pháp mặt bằng 6
1.2.2. Giải pháp mặt đứng và hình khối 6
1.2.2.1. Giải pháp mặt đứng 6
1.2.2.2. Giải pháp hình khối 6
1.2.2.3. Giải pháp giao thông công trình 6
1.3. Giải pháp kỹ thuật 6
1.3.1. Giải pháp giao thông trong công trình 7
1.3.2. Giải pháp về thông gió và chiếu sang 7
1.3.2.1. Giải pháp về thông gió 7
1.3.2.2. Giải pháp về chiếu sáng 7
1.3.3. Giải pháp về điện nước 7
1.3.3.1. Giải pháp hệ thống điện 7
1.3.3.2. Giải pháp hệ thống cấp và thoát nước 8
1.3.4. Giải pháp về phòng cháy chữa cháy và thoát hiểm 8
1.3.5. Giải pháp về môi trường 9
CHƯƠNG 2: TỔNG QUAN KẾT CẤU CÔNG TRÌNH 9
2.1. Lựa chọn giải pháp kết cấu 9
2.1.1. Hệ kết cấu theo phương đứng 9
2.1.1.1. Hệ kết cấu khung 9
2.1.1.2. Hệ kết cấu khung vách 9
2.1.1.3. Hệ kết cấu khung lõi 10
2.1.1.4. Hệ kết cấu khung lõi hộp 10
2.1.2. Hệ kết cấu theo phương ngang 10
2.1.2.1. Hệ kết cấu sàn 10
2.1.3. Lựa chọn giải pháp kết cấu phần ngầm 10
2.2. lựa chọn vật liệu 10
2.2.1. Yêu cầu vật liệu 11
2.2.2. Chọn vật liệu cho công trình 11
2.3. sơ bộ kích thước tiết diện kết cấu 11
2.3.1. Sơ bộ kích thước dầm, sàn 11
2.3.1.1. Sơ bộ chiều dày sàn 11

2.3.1.2. Sơ bộ kích thước dầm 12
2.3.2. Sơ bộ kích thước vách 12
2.3.2.1. Điều kiện 1 12
2.3.2.2. Điều kiện 2 13
2.3.2.3. kết quả sơ bộ tiết diện vách được trình bày ở bảng h dưới đây 13
CHƯƠNG 3: TẢI TRỌNG VÀ TÁC ĐỘNG 15
3.1. phân loại tải trọng tác dụng 15
3.1.1. Tải tiêu chuẩn và tải tính toán 15
3.1.2. Tải trọng thường xuyên 15
3.1.3. Tải trọng tạm thời 15
3.1.3.1. Tải trọng tạm thời dài hạn 16
3.1.3.2. Tải trọng tạm thời ngắn hạn 16
3.2. tính toán tải trọng cho công trình 16
3.2.1. Tải trọng thường xuyên do các lớp cấu tạo sàn 16
3.2.1.1. Sàn nhà vệ sinh 16
3.2.1.2. Sàn tầng điển hình 17
3.2.1.3. Sàn tầng mái, sân thượng 18
3.2.2. Tĩnh tải tường 18
3.2.3. Hoạt tải 20
3.2.4. Tải thang máy 20
3.2.5. Tải bể nước mái 22
3.2.6. Tải cầu thang bộ 23
3.2.7. Tải trọng gió 24
3.2.7.1. Thành phần tĩnh của tải trọng gió 24
3.2.7.2. Thành phần động của tải trọng gió 26
3.2.8. Tải trọng động đất (Theo tiêu chuẩn TCVN 9386:2012) 33
3.2.8.1. Xác định xem công trình có thuộc phạm vi phải tính toán động đất hay không 33
3.2.8.2. Các phương pháp tính toán động đất 33
3.2.8.3. Xác định phổ phản ứng thiết kế 34
3.3. tổ hợp tải trọng 44
3.3.1. Các trường hợp tải trọng 44
3.3.2. Các trường hợp tổ hợp nội lực 45
3.3.2.1. Mô hình ETABS – GIO 45
3.3.2.2. Mô hình ETABS – EQ 48
CHƯƠNG 4: THIẾT KẾ SÀN TẦNG 2 49
4.1. phương án bố trí dầm, sàn 49
4.2. phương án 1: tính toán nội lực bằng phương pháp tra ô bản đơn 50
4.2.1. Tiêu chuẩn thiết kế 50
4.2.2. Các bước thiết kế 50

4.2.3. Tính toán thiết kế sàn 51
4.2.3.1. Quan niệm tính toán 51
4.2.3.2. Tính toán nội lực và thiết kế thép cho sàn 52
4.3. phương án 2: xác định nội lực theo phương pháp phần tử hữu hạn 58
4.3.1. Tiêu chuẩn thiết kế 58
4.3.2. Quy trình thiết kế 58
4.3.3. Xây dựng mô hình và vẽ Strip 59
4.3.4. Tính toán thiết kế sàn 59
4.4. SO SÁNH LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN BỐ TRÍ THÉP 72
4.5. Kiểm tra khả năng chịu cắt của sàn 73
4.6. kiểm tra chọc thủng sàn 73
4.7. kiểm tra độ võng của sàn ở giai đoạn sử dụng (giai đoạn làm việc lâu dài) 75
CHƯƠNG 5: THIẾT KẾ TÍNH TOÁN CẦU THANG BỘ 77
5.1. cấu tạo cầu thang 77
5.2. sơ bộ tiết diện 77
5.3. tải trọng tác dụng lên bản thang 77
5.3.1. Tĩnh tải 78
5.3.1.1. Tĩnh tải chiếu nghỉ 78
5.3.1.2. Tĩnh tải bản xiên 79
5.3.2. Hoạt tải 79
5.3.3. Sơ đồ tính 79
5.3.4. Nội lực các vế thang 82
5.4. tính toán cốt thép dọc cho bản thang 82
5.4.1. Lý thuyết tính toán 82
5.4.2. Kết quả tính toán 83
5.4.3. Kiểm tra khả năng chịu cắt 84
5.5. tính toán thép dầm cầu thang 85
5.5.1. Tính thép dầm chiếu nghỉ 85
5.5.1.1. Sơ bộ tiết diện 85
5.5.1.2. Tải trọng 85
5.5.1.3. Nội lực của dầm 86
5.5.1.4. Tính thép dầm 86
CHƯƠNG 6: THIẾT KẾ BỂ NƯỚC NGẦM 89
6.1. địa chất công trình 89
6.2. sơ bộ kích thước bể 89
6.3. thông số thiết kế 90
6.3.1. Bản nắp 90
6.3.2. Bản thành 90
6.3.3. Bản đáy 90
6.4. KIỂM TRA ĐẨY NỔI 92

6.5. kiểm tra sức chịu tải của đất nền 94
6.6. xác định hệ số nền K_s 95
6.7. thiết lập mô hình 3d bể nước ngầm bằng sap 2000 95
6.7.1. Các trường hợp tải trọng nhập vào mô hình 95
6.7.1.1. Áp lực nước trong bể (NUOC IN) 97
6.7.1.2. Áp lực nước ngầm (NUOC OUT 1) 97
6.7.1.3. Áp lực nước ngầm (NUOC OUT 2) 99
6.7.1.4. Áp lực đất (DAT 1) 100
6.7.1.5. Áp lực đất (DAT 2) 102
6.7.2. Gán lò xo cho mô hình 103
6.8. các tổ hợp tải trọng dùng để tính toán cho bể 104
6.9. tính toán cốt thép bản nắp 104
6.9.1. Xác định momen tính toán bản nắp 104
6.9.2. Tính toán cốt thép cho bản nắp 106
6.10. tính toán cốt thép bản đáy 106
6.10.1. Xác định mô men tính toán bản đáy 106
6.10.2. Tính toán cốt thép cho bản đáy 108
6.11. tính toán cốt thép bản thành 108
6.11.1. Xác định mô men tính toán bản thành 108
6.11.2. Tính toán cốt thép cho bản thành 110
6.12. kiểm tra sự hình thành vết nứt 111
6.12.1. Nội lực bản đáy 111
6.12.2. Nội lực bản thành 112
6.12.3. Kiểm tra nứt bản thành và bản đáy của bể 113
6.13. kiểm tra độ lún của bể 119
CHƯƠNG 7: KIỂM TRA ỔN ĐỊNH TỔNG THỂ CÔNG TRÌNH 121
7.1. kiểm tra ổn định tổng thể công trình (mô hình etabs - gio) 121
7.1.1. Kiểm tra chuyển vị ngang tại đỉnh công trình 121
7.1.2. Kiểm tra chuyển vị ngang tương đối giữa các tầng 122
7.2. kiểm tra ổn định tổng thể công trình (mô hình etabs - EQ) 124
7.2.1. Kiểm tra chuyển vị ngang tương đối giữa các tầng 124
7.2.2. Kiểm tra ổn định chống lật công trình 126
7.2.3. Kiểm tra hiệu ứng P-Delta 126
7.2.3.1. Định nghĩa hiệu ứng P-Delta 126
7.2.3.2. Phương pháp kiểm tra ảnh hưởng của hiệu ứng P-Delta 127
7.2.3.3. Khai báo hiệu ứng P-Delta trong Etabs 2017 (mô hình ETABS – EQ – P DELTA) 129
7.3. KIỂM TRA GIÁ TRỊ THIẾT KẾ CỦA LỰC DỌC QUY ĐỔI 129
CHƯƠNG 8: THIẾT KẾ KHUNG TRỤC 4 135
8.1. tổng quan nội lực khung trục 4 135

8.1.1. Mô hình ETABS – GIO 135
8.1.2. Mô hình ETABS – EQ – P DELTA 145
8.2. thiết kế dầm 155
8.2.1. Kích thước dầm 155
8.2.2. Tính toán cốt thép dọc cho dầm 157
8.2.3. Tính toán cốt thép ngang cho dầm 157
8.2.3.1. Tính toán cấu kiện bê tông cốt thép chịu uốn theo dải bê tông giữa các tiết diện nghiêng được tiến hành theo điều kiện: 157
8.2.3.2. Tính toán cấu kiện bê tông cốt thép theo tiết diện nghiêng chịu lực cắt 158
8.2.3.3. Khoảng cách thép đai trong dầm (TCXD 198:1997) 158
8.2.4. Kết quả tính toán cốt thép dọc dầm khung trục 4 158
8.2.5. Kết quả tính toán cốt thép đai cho dầm khung trục 4 166
8.3. thiết kế vách 173
8.3.1. Kích thước vách 173
8.3.2. Tính toán thiết kế vách 175
8.3.2.1. Tính thép đứng chịu lực trong vách theo EC2 176
8.3.2.2. Thiết kế vách tự động theo tiêu chuẩn Eurocode 2 bằng Etabs 2017 184
CHƯƠNG 9: THIẾT KẾ MÓNG KHUNG TRỤC 4 199
9.1. điều kiện địa chất công trình 199
9.1.1. Phân loại và mô tả các lớp đất 199
9.1.2. Tổng hợp số liệu địa chất 201
9.2. lựa chọn giải pháp móng 201
9.3. nội lực dùng trong thiết kế móng 201
9.3.1. Tải trọng tính toán 202
9.3.2. Tải trọng tiêu chuẩn 203
9.4. vật liệu sử dụng cho móng 205
9.5. thiết kế móng cọc ép bê tông cốt thép 205
9.5.1. Sơ bộ chiều cao đài cọc 205
9.5.2. Sơ bộ kích thước cọc 205
9.5.3. Xác định sức chịu tải của cọc 205
9.5.3.1. Sức chịu tải cọc theo vật liệu 205
9.5.3.2. Sức chịu tải của cọc theo các chỉ tiêu cơ lý đất, đá 206
9.5.3.3. Sức chịu tải của cọc theo kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT 209
9.5.3.4. Sức chịu tải thiết kế của cọc 211
9.5.4. Thiết kế móng M1 211
9.5.4.1. Xác định số lượng cọc và bố trí cọc trong đài 211
9.5.4.2. Kiểm tra phản lực đầu cọc 213
9.5.4.3. Kiểm tra nền dưới đáy móng khối quy ước 216
9.5.4.4. Kiểm tra độ lún móng khối quy ước 220
9.5.4.5. Kiểm tra điều kiện chọc thủng của vách đối với đài 223

9.5.4.6. Kiểm tra điều kiện chọc thủng của cọc đối với đài 225
9.5.4.7. Tính toán cốt thép cho đài móng 226
9.5.5. Thiết kế móng M2 228
9.5.5.1. Xác định số lượng cọc và bố trí cọc trong đài 228
9.5.5.2. Kiểm tra phản lực đầu cọc 229
9.5.5.3. Kiểm tra nền dưới đáy móng khối quy ước 232
9.5.5.4. Kiểm tra độ lún móng khối quy ước 236
9.5.5.5. Kiểm tra điều kiện chọc thủng của vách đối với đài 239
9.5.5.6. Kiểm tra điều kiện chọc thủng của cọc đối với đài 241
9.5.5.7. Tính toán cốt thép cho đài móng 242
9.5.6. Thiết kế móng M3 244
9.5.6.1. Xác định số lượng cọc và bố trí cọc trong đài 244
9.5.6.2. Kiểm tra phản lực đầu cọc 245
9.5.6.3. Kiểm tra nền dưới đáy móng khối quy ước 246
9.5.6.4. Kiểm tra độ lún móng khối quy ước 250
9.5.6.5. Kiểm tra điều kiện chọc thủng của vách đối với đài 252
9.5.6.6. Kiểm tra điều kiện chọc thủng của cọc đối với đài 255
9.5.6.7. Tính toán cốt thép cho đài móng 256
9.5.7. Tính toán cốt thép làm móc cẩu cọc 257
9.5.8. Kiểm tra cọc chịu tải trọng ngang 259
9.5.8.1. Kiểm tra cho móng M1 259
9.5.8.2. Kiểm tra cho móng M2 265
9.5.8.3. Kiểm tra cho móng M3 271
9.6. thiết kế móng cọc khoan nhồi 278
9.6.1. Sơ bộ chiều cao đài cọc 278
9.6.2. Sơ bộ kích thước cọc 278
9.6.3. Xác định sức chịu tải của cọc 278
9.6.3.1. Sức chịu tải cọc theo vật liệu 278
9.6.3.2. Sức chịu tải của cọc theo các chỉ tiêu cơ lý đất, đá 279
9.6.3.3. Sức chịu tải của cọc theo kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT 282
9.6.3.4. Sức chịu tải thiết kế của cọc 284
9.6.4. Thiết kế móng M1 284
9.6.4.1. Xác định số lượng cọc và bố trí cọc trong đài 284
9.6.4.2. Kiểm tra phản lực đầu cọc 286
9.6.4.3. Kiểm tra nền dưới đáy móng khối quy ước 287
9.6.4.4. Kiểm tra độ lún móng khối quy ước 292
9.6.4.5. Kiểm tra điều kiện chọc thủng của vách đối với đài 294
9.6.4.6. Kiểm tra điều kiện chọc thủng của cọc đối với đài 297
9.6.4.7. Tính toán cốt thép cho đài móng 298
9.6.5. Thiết kế móng M2 299

9.6.5.1. Xác định số lượng cọc và bố trí cọc trong đài 299
9.6.5.2. Kiểm tra phản lực đầu cọc 300
9.6.5.3. Kiểm tra nền dưới đáy móng khối quy ước 302
9.6.5.4. Kiểm tra độ lún móng khối quy ước 306
9.6.5.5. Kiểm tra điều kiện chọc thủng của vách đối với đài 308
9.6.5.6. Kiểm tra điều kiện chọc thủng của cọc đối với đài 310
9.6.5.7. Tính toán cốt thép cho đài móng 311
9.6.6. Thiết kế móng M3 312
9.6.6.1. Xác định số lượng cọc và bố trí cọc trong đài 312
9.6.6.2. Kiểm tra phản lực đầu cọc 313
9.6.6.3. Kiểm tra nền dưới đáy móng khối quy ước 314
9.6.6.4. Kiểm tra độ lún móng khối quy ước 319
9.6.6.5. Kiểm tra điều kiện chọc thủng của vách đối với đài 320
9.6.6.6. Kiểm tra điều kiện chọc thủng của cọc đối với đài 323
9.6.6.7. Tính toán cốt thép cho đài móng 324
9.6.7. Kiểm tra cọc chịu tải trọng ngang 325
9.6.7.1. Kiểm tra cho móng M1 325
9.6.7.2. Kiểm tra cho móng M2 331
9.6.7.3. Kiểm tra cho móng M3 337

CHƯƠNG 1: TỔNG QUAN KIẾN TRÚC CÔNG TRÌNH

1.1. GIỚI THIỆU CÔNG TRÌNH

1.1.1. Vị trí công trình

Nằm tại Phường Phú Mỹ, Quận 7, Tp. Hồ Chí Minh. Công trình nằm ở vị trí thoáng và đẹp sẽ là điểm nhấn, đồng thời tạo nên sự hài hòa, hợp lý và hiện đại cho tổng thể quy hoạch khu dân cư.

Công trình nằm trên trục đường giao thông thuận lợi nên thuận tiện cho việc cung cấp vật tư và giao thông ngoài công trình. Đồng thời hệ thống cấp điện , cấp nước trong khu vực đã hoàn thiện đáp ứng tốt các yêu cầu cho công tác xây dựng.

1.1.2. Điều kiện tự nhiên

Thành phố Hồ Chí Minh nằm trong vùng nhiệt đới gió mùa cận xích đạo. Cũng như các tỉnh ở Nam bộ, đặc điểm chung của khí hậu - thời tiết TP.HCM là nhiệt độ cao đều trong năm và có hai mùa mưa - khô rõ ràng làm tác động chi phối môi trường cảnh quan sâu sắc. Mùa mưa từ tháng 5 đến tháng 11, mùa khô từ tháng 12 đến tháng 4 năm sau. Theo tài liệu quan trắc nhiều năm của trạm Tân Sơn Nhất, qua các yếu tố khí tượng chủ yếu; cho thấy những đặc trưng khí hậu Thành Phố Hồ Chí Minh như sau:

- Lượng bức xạ dồi dào, trung bình khoảng 140 Kcal/cm^2/năm. Số giờ nắng trung bình/tháng 160 - 270 giờ. Nhiệt độ không khí trung bình 27^{0}C. Nhiệt độ cao tuyệt đối 40^{0}C, nhiệt độ thấp tuyệt đối 13,8^{0}C. Tháng có nhiệt độ trung bình cao nhất là tháng 4 (28,8^{0}C), tháng có nhiệt độ trung bình thấp nhất là khoảng giữa tháng 12 và tháng 1 (25,7^{0}C). Hàng năm có tới trên 330 ngày có nhiệt độ trung bình 25-28^{0}C.
- Lượng mưa cao, bình quân/năm 1.949 mm. Năm cao nhất 2.718 mm (1908) và năm nhỏ nhất 1.392 mm (1958). Số ngày mưa trung bình/năm là 159 ngày. Khoảng 90% lượng mưa hàng năm tập trung vào các tháng mùa mưa từ tháng 5 đến tháng 11; trong đó hai tháng 6 và 9 thường có lượng mưa cao nhất. Các tháng 1,2,3 mưa rất ít, lượng mưa không đáng kể. Trên phạm vi không gian thành phố, lượng mưa phân bố không đều, có khuynh hướng tăng dần theo trục Tây Nam - Đông Bắc. Đại bộ phận các quận nội thành và các huyện phía Bắc thường có lượng mưa cao hơn các quận huyện phía Nam và Tây Nam.
- Độ ẩm tương đối của không khí bình quân/năm 79,5%; bình quân mùa mưa 80% và trị số cao tuyệt đối tới 100%; bình quân mùa khô 74,5% và mức thấp tuyệt đối xuống tới 20%.
- Về gió, Thành phố Hồ Chí Minh chịu ảnh hưởng bởi hai hướng gió chính và chủ yếu là gió mùa Tây - Tây Nam và Bắc - Đông Bắc. Gió Tây -Tây Nam từ Ấn Độ Dương thổi vào trong mùa mưa, khoảng từ tháng 6 đến tháng 10, tốc độ trung bình 3,6m/s và gió thổi mạnh nhất vào tháng 8, tốc độ trung bình 4,5 m/s. Gió Bắc - Đông Bắc từ biển Đông thổi vào trong mùa khô, khoảng từ tháng 11 đến

tháng 2, tốc độ trung bình 2,4 m/s. Ngoài ra có gió tín phong, hướng Nam - Đông Nam, khoảng từ tháng 3 đến tháng 5 tốc độ trung bình 3,7 m/s. Về cơ bản TP.HCM thuộc vùng không có gió bão. Năm 1997, do biến động bởi hiện tượng El-Nino gây nên cơn bão số 5, chỉ một phần huyện Cần Giờ bị ảnh hưởng ở mức độ nhẹ.

1.1.3. Giải pháp mặt bằng và phân khu chức năng.

Chung cư cao cấp có các đặc điểm sau:

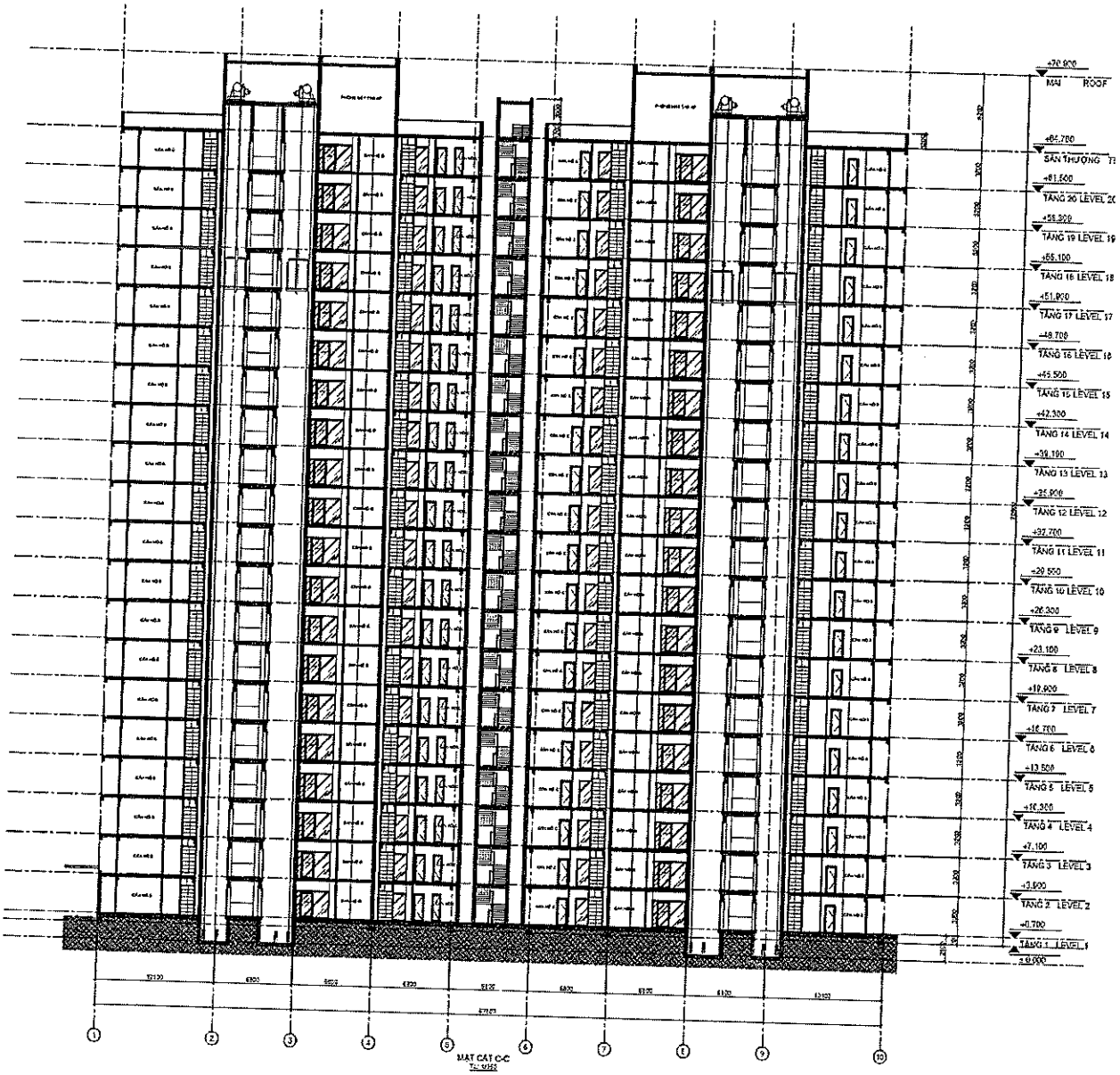
+ Gồm 20 tầng nổi và 1 mái.
+ Tầng 1 - 20 cao 3.2m và tầng mái cao 6.2m.
+ Mặt bằng hình chữ nhật với B x L = 21.6m x 67.8m.
+ Mặt sàn tầng 1 nằm ở Code 0.7m.
+ Tổng chiều cao công trình 70.9m tính từ code 0.00.

Chức năng các tầng:

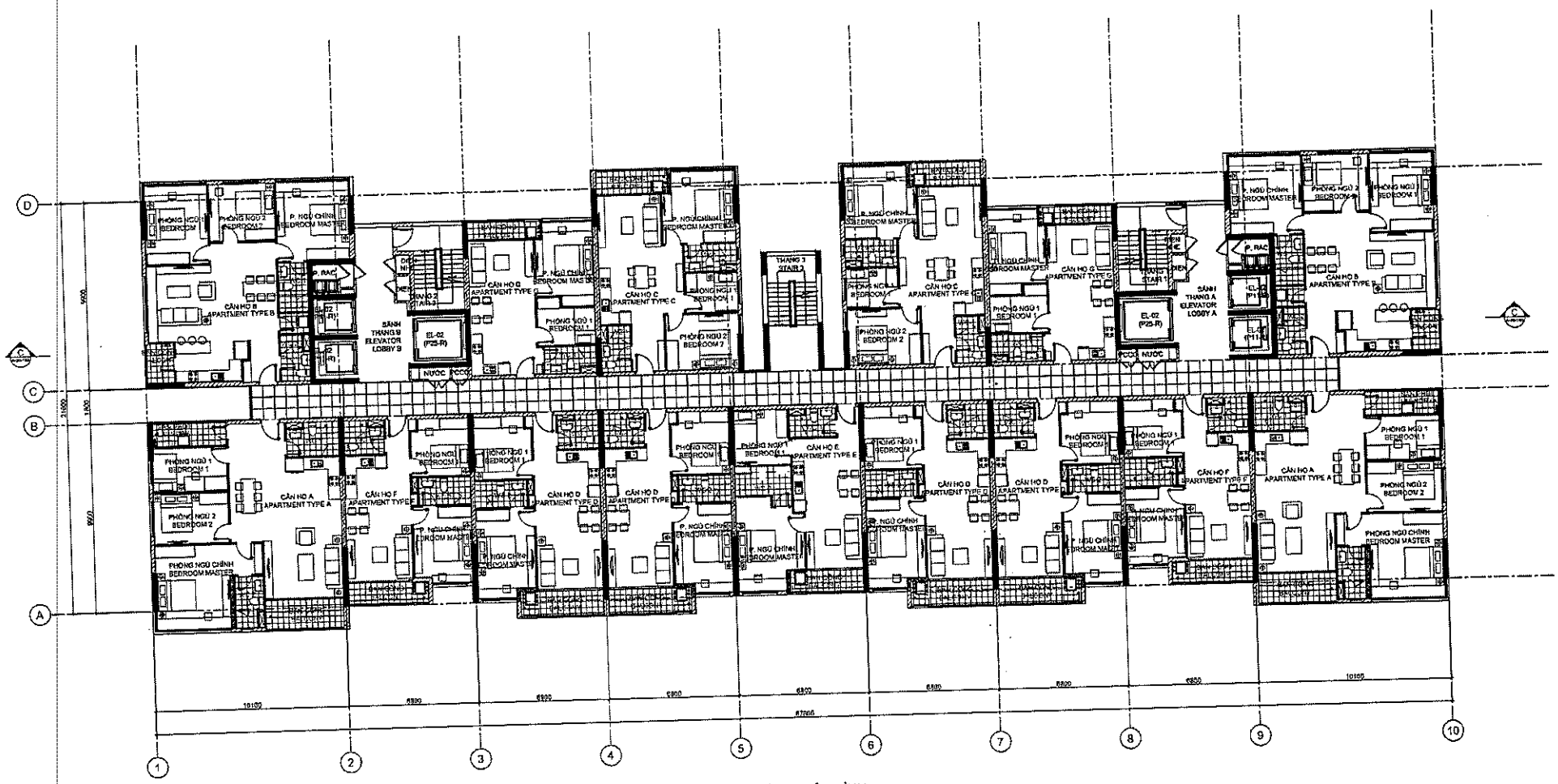
+ Tầng 1 – 20: phân khu dịch vụ và căn hộ chung cư.
+ Tầng Thượng: Phục vụ tiệc và các sự kiện.

1.1.4. Quy mô công trình

Công trình dân dụng cấp I (chiều cao 20 - 29 tầng hoặc TDTS 10.000 - < 15.000m^2)- (phụ lục F: TCVN 9386-2012)

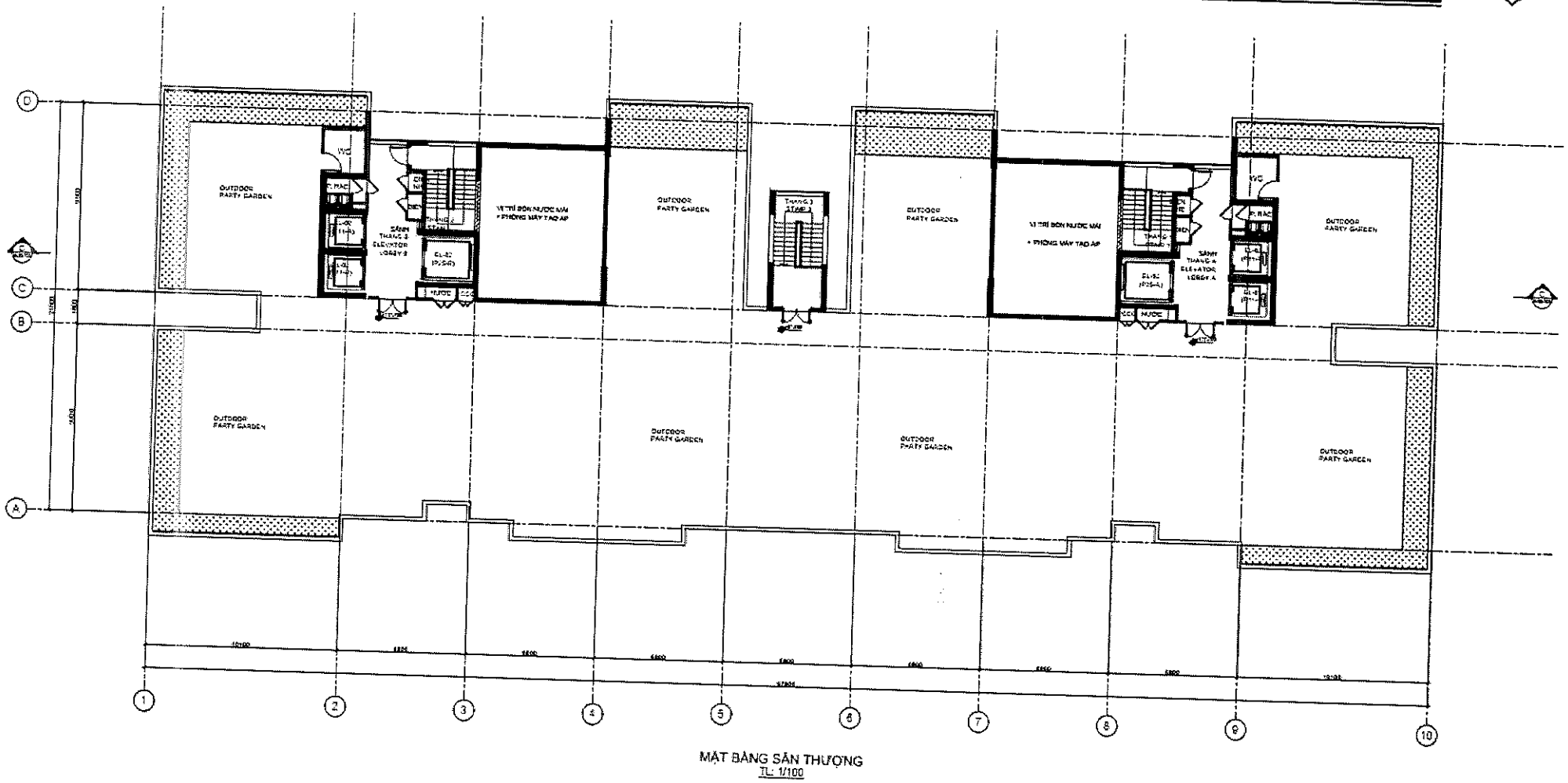


Hình 1.1 Mặt cắt công trình



MẶT BẰNG TẦNG ĐIỂN HÌNH
TL: 1/100

Hình 1.2 Mặt bằng tầng 1 (điển hình)



Hình 1.3 Mặt bằng sân thượng

1.2. GIẢI PHÁP KIẾN TRÚC CÔNG TRÌNH

1.2.1. Giải pháp mặt bằng

Mặt bằng có dạng hình chữ nhật với diện tích khu đất là: 1500 m^2.

Tầng điển hình (tầng 1 đến 20) mặt bằng tầng cho ta thấy rõ nhất chức năng của khối nhà, các căn hộ được bố trí hợp lý xung quanh lối đi chung giúp cho giao thông tiện lợi cùng với việc hiệu quả trong quá trình sử dụng công trình.

1.2.2. Giải pháp mặt đứng và hình khối

1.2.2.1. Giải pháp mặt đứng

Cùng mục đích sử dụng làm chung cư, nên các mặt của công trình được trang trí gạch ốp tường kết hợp với sơn nước làm nổi bậc bề ngoài cho công trình.

1.2.2.2. Giải pháp hình khối

Hình dáng bên ngoài của công trình là 1 khối hình chữ nhật nên phù hợp với vị trí khu đất.

1.2.2.3. Giải pháp giao thông công trình

Hệ thống giao thông giúp nối liền các không gian chức năng của công trình theo phương ngang và phương đứng. Hệ thống giao thông ngang bao gồm các hành lang v.v... Hệ thống giao thông đứng bao gồm thang bộ, thang máy, v.v..

Giao thông đứng: có 6 buồng thang máy, và 3 cầu thang bộ đặt đối xứng giúp tăng độ ổn định của công trình

Hệ thống giao thông ngang: ở xung quanh công trình có bố trí lối đi rộng đảm bảo các yêu cầu về không gian kiến trúc cũng như yêu cầu kỹ thuật về lưu thông xe xung quanh công trình, phòng cháy chữa cháy trong trường hợp khẩn cấp. Ở các tầng có bố trí hành lang giữa dẫn đến các căn hộ, lối đi đơn giản xen giữa tòa nhà đảm bảo độ thông thoáng cho các nút giao thông đứng và ngang trong công trình.

1.3. GIẢI PHÁP KỸ THUẬT

1.3.1. Giải pháp giao thông trong công trình

Giao thông ngang trong mỗi đơn nguyên là hệ thống hành lang

Hệ thống giao thông đứng là thang bộ và thang máy, bao gồm 3 thang bộ, 6 thang máy cho dành cho người dân trong khu chung cư. Thang máy tập trung đều ở 2 phía tòa nhà, các căn hộ bố trí xung quanh nên khoảng đi lại là ngắn nhất, rất tiện lợi, hợp lý và đảm bảo thông thoáng.

1.3.2. Giải pháp về thông gió và chiếu sang

1.3.2.1. Giải pháp về thông gió

Về quy hoạch: xung quanh công trình trồng hệ thống cây xanh để dẫn gió, che nắng, chắn bụi, điều hoà không khí. Tạo nên môi trường trong sạch thoát mát.

Về thiết kế: Các phòng ở trong công trình được thiết kế hệ thống cửa sổ, cửa đi, ô thoáng, tạo nên sự lưu thông không khí trong và ngoài công trình. Đảm bảo môi trường không khí thoải mái, trong sạch.

1.3.2.2. Giải pháp về chiếu sáng

Kết hợp ánh sáng tự nhiên và chiếu sáng nhân tạo.

Chiếu sáng tự nhiên: Các phòng đều có hệ thống cửa để tiếp nhận ánh sáng từ bên ngoài kết hợp cùng ánh sáng nhân tạo đảm bảo đủ ánh sáng trong phòng.

Chiếu sáng nhân tạo: Được tạo ra từ hệ thống điện chiếu sáng theo tiêu chuẩn Việt Nam về thiết kết điện chiếu sáng trong công trình dân dụng.

1.3.3. Giải pháp về điện nước

1.3.3.1. Giải pháp hệ thống điện

Điện được cấp từ mạng điện sinh hoạt của thành phố, điện áp 3 pha xoay chiều 380v/220v, tần số 50Hz. Đảm bảo nguồn điện sinh hoạt ổn định cho toàn công trình. Hệ thống điện được thiết kế đúng theo tiêu chuẩn Việt Nam cho công trình dân dụng, dễ bảo quản, sửa chữa, khai thác và sử dụng an toàn, tiết kiệm năng lượng.

1.3.3.2. Giải pháp hệ thống cấp và thoát nước

a. Cấp nước

Nước được lấy từ hệ thống cấp nước sạch của thành phố thông qua bể chứa nước sinh hoạt được đưa vào công trình bằng hệ thống bơm đẩy lên bể chứa tạo áp. Bể chưa nước được đặt trên tầng mái của công trình, dung tích bể chứa được thiết kế trên cơ sở số lượng người sử dụng và lượng nước dự trữ khi xảy ra sự cố mất điện và chữa cháy. Từ bể chứa nước sinh hoạt được dẫn xuống các khu vệ sinh, tắm giặt tại mỗi tầng bằng hệ thống ống thép tráng kẽm đặt trong các hộp kỹ thuật.

b. Thoát nước

Thoát nước mưa: Nước mưa trên mái được thoát xuống dưới thông qua hệ thống ống nhựa đặt tại những vị trí thu nước mái nhiều nhất. Từ hệ thống ống dẫn chảy xuống rãnh thu nước mưa quanh nhà đến hệ thống thoát nước chung của thành phố.

Thoát nước thải sinh hoạt: Nước thải khu vệ sinh được dẫn xuống bể tự hoại làm sạch sau đó dẫn vào hệ thống thoát nước chung của thành phố. Đường ống dẫn phải kín, không rò rỉ, đảm bảo độ dốc khi thoát nước.

1.3.4. Giải pháp về phòng cháy chữa cháy và thoát hiểm

Tại mỗi tầng và tại nút giao thông giữa hành lang và cầu thang. Thiết kết đặt hệ thống hộp họng cứu hoả được nối với nguồn nước chữa cháy. Mỗi tầng đều được đặt biển chỉ dẫn về phòng và chữa cháy. Đặt mỗi tầng 4 bình cứu hoả CO2MFZ4 (4kg) chia làm 2 hộp đặt hai phòng gần thang máy, thang bộ.

Căn cứ quy định về PCCC đối với nhà văn phòng cao tầng, cần có hệ thống chữa cháy bằng đầu Sprinkler phun nước tự động cho các phòng làm việc, hành lang, tầng hầm để xe và các sảnh lớn đông người tụ tập sinh hoạt,... Tuyến ống chính chữa cháy tự động sprinkler có nối với họng tiếp nước đặt tại cổng vào của công trình để xe chữa cháy có thể tiếp nước để chữa cháy cho công trình.

1.3.5. Giải pháp về môi trường

Tại mỗi tầng đặt thùng chứa rác, rồi từ đó chuyển đến các xe đổ rác của thành phố, quanh công trình được thiết kế cảnh quan khuôn viên, cây xanh tạo nên môi trường sạch đẹp.

CHƯƠNG 2: TỔNG QUAN KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

2.1. LỰA CHỌN GIẢI PHÁP KẾT CẤU

2.1.1. Hệ kết cấu theo phương đứng

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

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

Mỗi loại kết cấu trên đều có những ưu nhược điểm riêng tùy thuộc vào nhu cầu và khả năng thi công thực tế của từng công trình.

2.1.1.1. Hệ kết cấu khung

Được cấu tạo từ các cấu kiện dạng thanh (cột, dầm) liên kết cứng với nhau tạo nút.

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

Sơ đồ làm việc rõ ràng, tuy nhiên khả năng chịu tải trọng ngang kém, sử dụng tốt cho công trình có chiều cao đến 15 tầng nằm trong vùng tính toán chống động đất cấp 7, 10 - 12 tầng nằm trong vùng tính toán chống động đất cấp 8 và không nên áp dụng cho công trình nằm trong vùng tính toán chống động đất cấp 9.

2.1.1.2. Hệ kết cấu khung vách

Sử dụng phù hợp với mọi giải pháp kiến trúc nhà cao tầng.

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

Vách cứng chủ yếu chịu tải trọng ngang, được đổ toàn khối bằng hệ thống ván khuôn trượt, có thể thi công sau hoặc trước.

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

2.1.1.3. Hệ kết cấu khung lõi

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

Hệ sàn gối trực tiếp lên tường lõi hoặc qua các cột trung gian. Phần trong lõi thường bố trí thang máy, cầu thang và các hệ thống kỹ thuật của nhà cao tầng. Sử dụng hiệu quả với các công trình có độ cao trung bình hoặc lớn có mặt bằng đơn giản.

2.1.1.4. Hệ kết cấu khung lõi hộp

Thích hợp cho công trình siêu cao tầng vì khả năng làm việc đồng đều của kết cấu và chịu tải trọng ngang rất lớn.

Kết luận: Quy mô công trình 20 tầng nổi, tổng chiều cao 70.9m lựa chọn hệ khung vách làm kết cấu chịu lực cho công trình.

2.1.2. Hệ kết cấu theo phương ngang

2.1.2.1. Hệ kết cấu sàn

Trong công trình hệ sàn có ảnh hưởng rất lớn tới sự làm việc không gian của kết cấu. Việc lựa chọn phương án sàn hợp lý là rất quan trọng. Do vậy, cần phải có sự phân tích đúng để lựa chọn ra phương án phù hợp với kết cấu của công trình. Do vậy, cần phải có sự phân tích đúng để lựa chọn ra phương án phù hợp với kết cấu của công trình.

Chọn phương án hệ sàn sườn cho công trình. Cấu tạo bao gồm hệ dầm và bản sàn.

2.1.3. Lựa chọn giải pháp kết cấu phần ngầm

Do công trình là dạng nhà cao tầng, có nhịp lớn, đồng thời phần móng nhà cao tầng phải chịu lực nén lớn, bên cạnh đó tải trọng động đất còn tạo ra lực xô ngang lớn cho công trình, vì thế các giải pháp đề xuất cho móng bao gồm:

- Móng nông : móng băng 1 phương, 2 phương, móng bè,…
- Móng sâu: Móng cọc khoan nhồi, móng cọc BTCT đúc sẵn, móng cọc ly tâm ứng suất trước, móng cọc Barret.

2.2. LỰA CHỌN VẬT LIỆU

2.2.1. Yêu cầu vật liệu

- Vật liệu xây có cường độ cao, trọng lượng nhỏ, khả năng chống cháy tốt.
- Vật liệu có tính biến dạng cao: Khả năng biến dạng dẻo cao có thể bổ sung cho tính năng chịu lực thấp.
- Vật liệu có tính thoái biến thấp: Có tác dụng tốt khi chịu tác dụng của tải trọng lặp lại (động đất, gió bão).
- Vật liệu có tính liền khối cao: Có tác dụng trong trường hợp tải trọng có tính chất lặp lại không bị tách rời các bộ phận công trình.
- Vật liệu có giá thành hợp lý.
- Nhà cao tầng thường có tải trọng rất lớn, nếu sử dụng các loại vật liệu trên tạo điều kiện giảm được đáng kể tải trọng cho công trình, kể cả tải trọng đứng cũng như tải trọng ngang do lực quán tính.
- Trong điều kiện nước ta hiện nay thì vật liệu BTCT hoặc thép là loại vật liệu đang được các nhà thiết kế sử dụng phổ biến trong các kết cấu nhà cao tầng.

2.2.2. Chọn vật liệu cho công trình

Bê tông và cốt thép sử dụng cho công trình theo tiêu chuẩn TCVN 5574-2018. Các thông số kỹ thuật của vật liệu được tổng hợp trong bảng dưới đây.

Bảng 2-1 Bảng thông số vật liệu bê tông sử dụng cho công trình

Vật liệu Bê tông	Khối lượng riêng γ (kN / m^3)	Cường độ chịu nén tính toán (MPa)	Cường độ chịu kéo tính toán (MPa)	Module đàn hồi (MPa)
B30	25	$R_b = 17$	$R_{bt} = 1.15$	$E_b = 32.5\times10^3$

Bảng 2-2 Bảng thông số vật liệu cốt thép cho công trình

Vật liệu cốt thép	Đường kính (mm)	Khối lượng riêng γ (kN / m^3)	Cường độ chịu kéo tính toán (MPa)	Cường độ chịu nén tính toán (MPa)	Module đàn hồi (MPa)
CB240-T	6 – 8	78.5	$R_s = 210$	$R_{sc} = 210$	$E_s = 2\times10^5$
CB400-V	10 – 50	78.5	$R_s = 350$	$R_{sc} = 350$	$E_s = 2\times10^5$

2.3. SƠ BỘ KÍCH THƯỚC TIẾT DIỆN KẾT CẤU

2.3.1. Sơ bộ kích thước dầm, sàn

2.3.1.1. Sơ bộ chiều dày sàn

Chọn ô sàn có kích thước lớn nhất (6900 x 9900) mm.

Chiều dày sàn được tính theo công thức

$$h_s = D\frac{L}{m}$$

Trong đó:

- Lấy $D = 1.1$
- $m = 40 \div 45$, Ô bản làm việc 2 phương
- $L = 6900$mm, chiều dài theo phương làm việc chính lớn nhất của các ô sàn

Ta được: $h_s = D\frac{L}{m} = 1.1\times\frac{6900}{40\div45} = (168.7 \div 189.8)$mm

➔ Chọn h_s = 180 (mm)

2.3.1.2. Sơ bộ kích thước dầm

1. Chọn kích thước dầm chính

Nhịp dầm chính lớn nhất theo 2 phương bằng 10.1 m. Nên ta sơ bộ tiết diện dầm chính như sau:

$$h_{dc} = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{14}\right) L_{dc} = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{14}\right) \times 10100 = (721 \div 841)\text{mm}$$

➔ Chọn $h_{dc} = 700\text{mm}$

$$b_{dc} = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}\right) h_{dc} = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}\right) \times 700 = (233 \div 350)\text{mm}$$

➔ Chọn $b_{dc} = 300\text{mm}$

2. Chọn kích thước dầm phụ

Nhịp dầm phụ lớn nhất theo 2 phương bằng 10.1 m. Nên ta sơ bộ tiết diện dầm phụ như sau:

$$h_{dp} = \left(\frac{1}{14} \div \frac{1}{16}\right) L_{dp} = \left(\frac{1}{14} \div \frac{1}{16}\right) \times 10100 = (631 \div 721)\text{mm}$$

➔ Chọn $h_{dp} = 600\text{mm}$

$$b_{dp} = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}\right) h_{dp} = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}\right) \times 600 = (200 \div 300)\text{mm}$$

➔ Chọn $b_{dp} = 250\text{mm}$

2.3.2. Sơ bộ kích thước vách

2.3.2.1. Điều kiện 1

Tiết diện vách được sơ bộ theo công thức sau: $A_v = k\dfrac{N}{R_b}$

Trong đó:

- q: tải trọng phân bố trên $1m^2$ sàn
- S: diện tích truyền tải của sàn (m^2)
- n: số tầng
- k: hệ số kể đến ảnh hưởng của mô men, phụ thuộc vào vị trí vách (giữa:1.1 ; biên:1.2 ; góc:1.3), tuy nhiên vì trong công thức sơ bộ chưa xét đến khả năng chịu nén của cốt thép nên chọn sơ bộ k = 1.
- R_b: cường độ chịu nén của bê tông.

2.3.2.2. Điều kiện 2

Theo TCXD 198-1997: Nhà cao tầng – Thiết kế kết cấu bê tông cốt thép toàn khối:

- Khi thiết kế các công trình sử dụng vách và lõi cứng chịu tải trọng ngang, phải bố trí ít nhất 3 vách cứng trong 1 đơn nguyên. Trục của 3 vách này không gặp nhau tại một điểm.
- Nên thiết kế các vách không thay đổi về độ cứng cũng như kích thước hình học.
- Vách cứng có chiều cao chạy suốt từ móng đến mái, đồng thời để đảm bảo điều kiện độ cứng không đổi trên toàn bộ chiều cao của lõi nên chiều dày vách của lõi cứng sẽ không thay đổi theo suốt chiều cao nhà.
- Chiều dày vách của lõi được lựa chọn sơ bộ theo chiều cao nhà, số tầng... Đồng thời phải đảm bảo các quy định của điều 3.4.1 TCXD 198-1997 như sau:

$$\begin{cases} \sum F_v = 0.015 \times F_{san\ tang} \\ t \geq 150mm \\ t \geq \dfrac{h_{tang}}{20} = \dfrac{3200}{20} = 160mm \end{cases}$$

Trong đó:

- $\sum F_v$ tổng diện tích mặt cắt ngang của vách và lõi cứng
- t là bề dày vách

2.3.2.3. kết quả sơ bộ tiết diện vách được trình bày ở bảng bên dưới đây

Bảng 2-3 Sơ bộ tiết diện vách V1

Tầng	q (T/m^2)	n	S (m^2)	N (T)	k	A_v (mm^2)	b (mm)	h (mm)	$A_{v\,chọn}$ (mm^2)
1	1.2	20	39.78	955	1	561600	400	2000	800000
2	1.2	19	39.78	907	1	533520	400	2000	800000
3	1.2	18	39.78	859	1	505440	400	2000	800000
4	1.2	17	39.78	812	1	477360	300	2000	600000
5	1.2	16	39.78	764	1	449280	300	2000	600000
6	1.2	15	39.78	716	1	421200	300	1800	540000
7	1.2	14	39.78	668	1	393120	300	1800	540000
8	1.2	13	39.78	621	1	365040	300	1800	540000
9	1.2	12	39.78	573	1	336960	300	1800	540000
10	1.2	11	39.78	525	1	308880	300	1800	540000
11	1.2	10	39.78	477	1	280800	300	1600	480000
12	1.2	9	39.78	430	1	252720	300	1600	480000
13	1.2	8	39.78	382	1	224640	300	1600	480000
14	1.2	7	39.78	334	1	196560	300	1600	480000
15	1.2	6	39.78	286	1	168480	300	1600	480000
16	1.2	5	39.78	239	1	140400	300	1400	420000
17	1.2	4	39.78	191	1	112320	300	1400	420000
18	1.2	3	39.78	143	1	84240	300	1400	420000
19	1.2	2	39.78	95.5	1	56160	300	1400	420000
20	1.2	1	39.78	47.7	1	28080	300	1400	420000

Bảng 2-4 Sơ bộ tiết diện vách V2

Tầng	q (T/m^2)	n	S (m^2)	N (T)	k	A_v (mm^2)	b (mm)	h (mm)	$A_{v\,chọn}$ (mm^2)
1	1.2	20	41.8	1003	1	590118	400	2000	800000
2	1.2	19	41.8	953	1	560612	400	2000	800000
3	1.2	18	41.8	903	1	531106	400	2000	800000
4	1.2	17	41.8	853	1	501600	300	2000	600000
5	1.2	16	41.8	803	1	472094	300	2000	600000
6	1.2	15	41.8	752	1	442588	300	1800	540000
7	1.2	14	41.8	702	1	413082	300	1800	540000
8	1.2	13	41.8	652	1	383576	300	1800	540000
9	1.2	12	41.8	602	1	354071	300	1800	540000
10	1.2	11	41.8	552	1	324565	300	1800	540000
11	1.2	10	41.8	502	1	295059	300	1600	480000
12	1.2	9	41.8	451	1	265553	300	1600	480000
13	1.2	8	41.8	401	1	236047	300	1600	480000
14	1.2	7	41.8	351	1	206541	300	1600	480000
15	1.2	6	41.8	301	1	177035	300	1600	480000
16	1.2	5	41.8	251	1	147529	300	1400	420000
17	1.2	4	41.8	201	1	118024	300	1400	420000
18	1.2	3	41.8	150	1	88517.6	300	1400	420000
19	1.2	2	41.8	100	1	59011.8	300	1400	420000
20	1.2	1	41.8	50.2	1	29505.9	300	1400	420000

Bảng 2-5 Sơ bộ tiết diện vách V3

Tầng	q (T/m^2)	n	S (m^2)	N (T)	k	A_v (mm^2)	b (mm)	h (mm)	$A_{v\,chọn}$ (mm^2)
1	1.2	20	27.8	667	1	392471	400	1800	720000
2	1.2	19	27.8	634	1	372847	400	1800	720000
3	1.2	18	27.8	600	1	353224	400	1800	720000
4	1.2	17	27.8	567	1	333600	300	1800	540000
5	1.2	16	27.8	534	1	313976	300	1800	540000
6	1.2	15	27.8	500	1	294353	300	1600	480000
7	1.2	14	27.8	467	1	274729	300	1600	480000
8	1.2	13	27.8	434	1	255106	300	1600	480000
9	1.2	12	27.8	400	1	235482	300	1600	480000
10	1.2	11	27.8	367	1	215859	300	1600	480000
11	1.2	10	27.8	334	1	196235	300	1400	420000
12	1.2	9	27.8	300	1	176612	300	1400	420000
13	1.2	8	27.8	267	1	156988	300	1400	420000
14	1.2	7	27.8	234	1	137365	300	1400	420000
15	1.2	6	27.8	200	1	117741	300	1400	420000
16	1.2	5	27.8	167	1	98117.6	300	1200	360000
17	1.2	4	27.8	133	1	78494.1	300	1200	360000
18	1.2	3	27.8	100	1	58870.6	300	1200	360000
19	1.2	2	27.8	66.7	1	39247.1	300	1200	360000
20	1.2	1	27.8	33.4	1	19623.5	300	1200	360000

CHƯƠNG 3: TẢI TRỌNG VÀ TÁC ĐỘNG

3.1. PHÂN LOẠI TẢI TRỌNG TÁC DỤNG

3.1.1. Tải tiêu chuẩn và tải tính toán

Khi thiết kế tính toán nhà cao tầng, hai đặc trưng cơ bản của tải trọng là tải trọng tiêu chuẩn và tải trọng tính toán.

- Tải trọng tiêu chuẩn là tải trọng trung bình tác dụng lên 1 đơn vị diện tích của công trình trong một thời gian dài (tải trọng thường xuyên).
- Tải trọng tính toán là tích của tải trọng tiêu chuẩn với hệ số tin cậy tải trọng. Hệ số này tính đến khả năng sai lệch bất lợi có thể xảy ra của tải trọng so với giá trị tiêu chuẩn và được xác định phụ thuộc vào trạng thái giới hạn được tính đến.

Hệ số vượt tải

- Khi tính toán cường độ và ổn định, hệ số vượt tải lấy theo các điều 3.2; 4.2.2; 4.3.3; 4.4.2; 5.8; 6.3; 6.17 TCVN 2737 – 1995 " Tải trọng và tác động".
- Khi tính độ bền mỏi lấy bằng 1.
- Khi tính toán theo biến dạng và chuyển vị lấy bằng 1.

Theo tiêu chuẩn thiết kế TCVN 2737 – 1995 "Tải trọng và tác động", tải trọng được chia thành tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời. Ngoài ra ta cần phải xét tới tải trọng đặc biệt tác dụng lên nhà cao tầng cụ thể như động đất…

3.1.2. Tải trọng thường xuyên

Là tải trọng tác dụng không đổi trong quá trình xây dựng và sử dụng công trình. Tải trọng thường xuyên gồm có:

- Khối lượng bản thân các phần nhà và công trình, gồm khối lượng các kết cấu chịu lực và các kết cấu bao che.
- Khối lượng và áp lực của đất do lấp hoặc đắp.
- Trọng lượng bản thân được xác định theo cấu tạo kiến trúc của công trình bao gồm tường, cột, dầm, sàn các lớp vữa trát, ốp, lát, các lớp cách âm, cách nhiệt…v.v và theo trọng lượng đơn vị vật liệu sử dụng. Hệ số vượt tải của trọng lượng bản thân thay đổi từ 1.05 ÷ 1.3 tùy theo loại vật liệu sử dụng và phương pháp thi công.

3.1.3. Tải trọng tạm thời

Tải trọng tạm thời là các tải trọng có thể không có trong một giai đoạn nào đó của quá trình xây dựng và sử dụng.

Tải trọng tạm thời được chia làm hai loại: tạm thời dài hạn và tạm thời ngắn hạn.

3.1.3.1. Tải trọng tạm thời dài hạn

Tải trọng tạm thời dài hạn bao gồm:

- Khối lượng vách tạm thời, khối lượng phần đất và khối lượng bê tông đệm dưới thiết bị.
- Khối lượng các thiết bị, thang máy, ống dẫn …
- Tác dụng của biến dạng nền không kèm theo sự thay đổi cấu trúc đất.
- Tác dụng do sự thay đổi độ ẩm, co ngót và từ biến của vật liệu.

3.1.3.2. Tải trọng tạm thời ngắn hạn

Tải trọng tạm thời ngắn hạn bao gồm:

- Khối lượng người, vật liệu sửa chữa, phụ kiện, dụng cụ và đồ gá lắp trong phạm vi phục vụ và sửa chữa thiết bị.
- Tải trọng do thiết bị sinh ra trong quá trình hoạt động, đối với nhà cao tầng đó là do sự hoạt động lên xuống của thang máy.
- Tải trọng gió lên công trình bao gồm gió tĩnh và gió động.

3.2. TÍNH TOÁN TẢI TRỌNG CHO CÔNG TRÌNH

3.2.1. Tải trọng thường xuyên do các lớp cấu tạo sàn

Tĩnh tải phụ thuộc vào các lớp cấu tạo sàn. Trong đồ án, phân bố các lớp cấu tạo sàn được chọn điển hình như sau:

Trọng lượng bản thân các lớp cấu tạo sàn: $g_i = \sum_1^i \gamma_i n_i \delta_i \quad (kN/m^2)$

Trong đó:

- γ_i: trọng lượng bản thân của lớp cấu tạo thứ i
- n_i: hệ số độ tin cậy
- δ_i: độ dày lớp thứ i

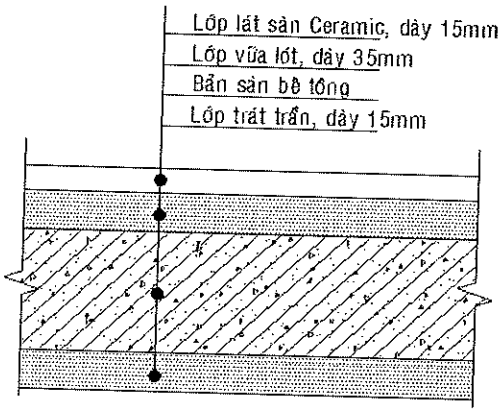
3.2.1.1. Sàn nhà vệ sinh

Bảng 3-1 Tĩnh tải tác dụng lên sàn nhà vệ sinh

STT	Mô tả	Trọng lượng riêng (kN/m^3)	Chiều dày (mm)	Tải trọng tiêu chuẩn (kN/m^2)	Hệ số vượt tải n	Tải trọng tính toán (kN/m^2)
1	Lớp gạch lát	20	15	0.3	1.1	0.33
2	Vữa láng nền + lớp	18	50	0.9	1.3	1.17

STT	Mô tả	Trọng lượng riêng (kN/m^3)	Chiều dày (mm)	Tải trọng tiêu chuẩn (kN/m^2)	Hệ số vượt tải n	Tải trọng tính toán (kN/m^2)
	chống thấm + tạo dốc					
3	Vữa trát trần	18	15	0.27	1.3	0.35
4	Hệ thống kỹ thuật	-	-	0.3	1.2	0.36
Tổng cộng				1.77	1.25	2.21

3.2.1.2. Sàn tầng điển hình



Hình 3.1 Các lớp cấu tạo sàn tầng điển hình

Bảng 3-2 Tĩnh tải tác dụng lên sàn tầng điển hình

STT	Mô tả	Trọng lượng riêng (kN/m^3)	Chiều dày (mm)	Tải trọng tiêu chuẩn (kN/m^2)	Hệ số vượt tải n	Tải trọng tính toán (kN/m^2)
1	Gạch Ceramic	20	15	0.3	1.1	0.33
2	Vữa lát lót	18	35	0.63	1.3	0.82

STT	Mô tả	Trọng lượng riêng (kN/m^3)	Chiều dày (mm)	Tải trọng tiêu chuẩn (kN/m^2)	Hệ số vượt tải n	Tải trọng tính toán (kN/m^2)
3	Vữa trát trần	18	15	0.27	1.3	0.35
4	Hệ thống kỹ thuật	-	-	0.3	1.2	0.36
Tổng cộng				1.5	1.24	1.86

3.2.1.3. Sàn tầng mái, sân thượng

Bảng 3-3 Tĩnh tãi tác dụng lên sàn tầng mái, sân thượng

STT	Mô tả	Trọng lượng riêng (kN/m^3)	Chiều dày (mm)	Tải trọng tiêu chuẩn (kN/m^2)	Hệ số vượt tải n	Tải trọng tính toán (kN/m^2)
1	Lớp gạch lát	20	15	0.3	1.1	0.33
2	Vữa lót và lớp chống thấm, tạo dốc.	18	50	0.9	1.3	1.17
3	Vữa trát trần	18	15	0.27	1.3	0.35
4	Hệ thống kỹ thuật	-	-	0.3	1.2	0.36
Tổng cộng				1.77	1.25	2.21

3.2.2. Tĩnh tải tường

Do một số vị trí tường không nằm trên dầm nên ta phải tính toán tải tường tác dụng lên sàn. Ở đây, ta quy thành tải phân bố đều trên sàn, chọn ô sàn có số lượng tường nhiều nhất, ta tính tổng tải tường rồi chia thành tải phân bố trên ô sàn đó, lấy cho các ô sàn còn lại.

a. Quy đổi tĩnh tải tường phân bố đều lên sàn:

- Tường 200: (không có tường 200 trên sàn)
- Tường 100:

Tải tiêu chuẩn:

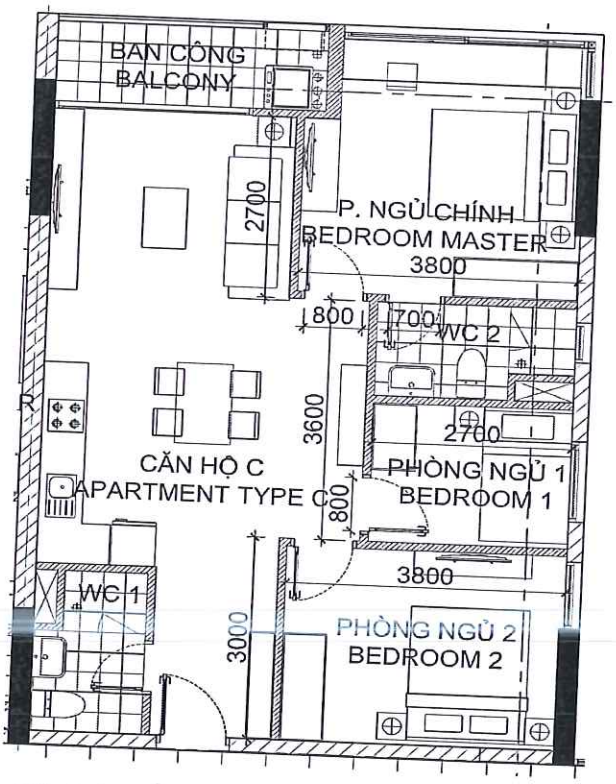
$$g_{tuong}^{tc} = \frac{\delta_t H_t L_t \gamma_t}{S} \times \alpha = \frac{0.1 \times (3.2 - 0.18) \times 19.6 \times 18}{4.1 \times 9.3} \times 0.9 = 2.5\left(kN/m^2\right)$$

Tải tính toán:

$$g_{tuong}^{tt} = g_{tuong}^{tc} \times n_t = 2.5 \times 1.2 = 3\left(kN/m^2\right)$$

Trong đó:

- δ_t: Chiều dày tường.
- H_t: Chiều cao tường.
- L_t: Chiều dài tường.
- γ_t: Trọng lượng riêng tường, $\gamma_t = 18$ (kN/m^3).
- n_t: Hệ số vượt tải, $n_t = 1.2$
- $\alpha = \frac{L_{tuong-cua}}{L_{tuong}}(1.1 \div 1.3) = \frac{19.6 - 3.1}{19.6} \times 1.1 = 0.9$: Hệ số điều chỉnh, xét đến tường có lỗ cửa.
- $s = l_1 \times l_2$: diện tích ô sàn.



Hình 3.2 Ô sàn tính tường dày 100 mm

b. Tải tường phân bố đều lên dầm:

- Tường 200:

  Tải tiêu chuẩn: $g_{tuong}^{tc} = \delta_t \times H_t \times \gamma_t = 0.2 \times (3.2 - 0.7) \times 18 = 9 (kN/m)$

  Tải tính toán: $g_{tuong}^{tt} = g_{tuong}^{tc} \times n_t = 9 \times 1.2 = 10.8 (kN/m)$

  Tường lan can tầng thượng: $g_{tuong}^{tc} = \delta_t \times H_t \times \gamma_t = 0.2 \times 1.2 \times 18 = 4.32 (kN/m)$

  Tải tính toán: $g_{tuong}^{tt} = g_{tuong}^{tc} \times n_t = 4.32 \times 1.2 = 5.2 (kN/m)$

- Tường 100:

  Tải tiêu chuẩn: $g_{tuong}^{tc} = \delta_t \times H_t \times \gamma_t = 0.1 \times (3.2 - 0.6) \times 18 = 4.68 (kN/m)$

  Tải tính toán: $g_{tuong}^{tt} = g_{tuong}^{tc} \times n_t = 4.68 \times 1.2 = 5.62 (kN/m)$

3.2.3. Hoạt tải

Giá trị của hoạt tải được chọn dựa theo chức năng sử dụng của các loại phòng. Hệ số độ tin cậy n, đối với tải trọng phân bố đều xác định theo bảng 3 trang 12 TCVN 2737:1995

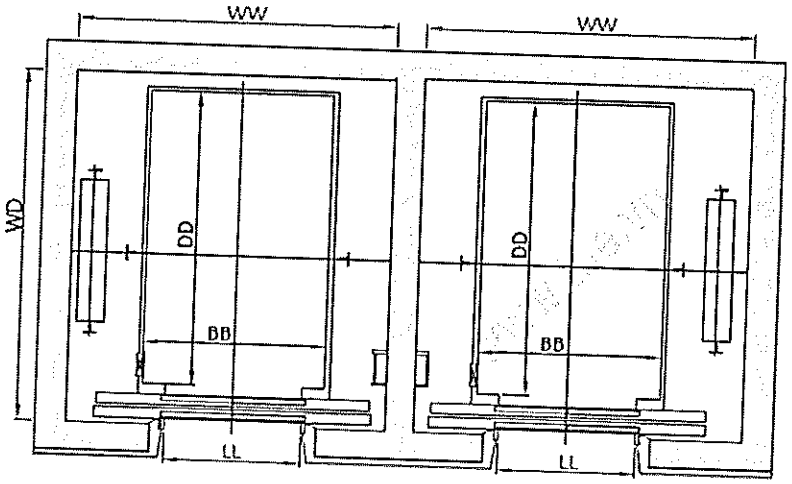
- Khi $p^{tc} < 2$ (kN/m^2) ➔ n = 1.3
- Khi $p^{tc} \geq 2$ (kN/m^2) ➔ n = 1.2

Bảng 3-4 Hoạt tải tác dụng lên sàn

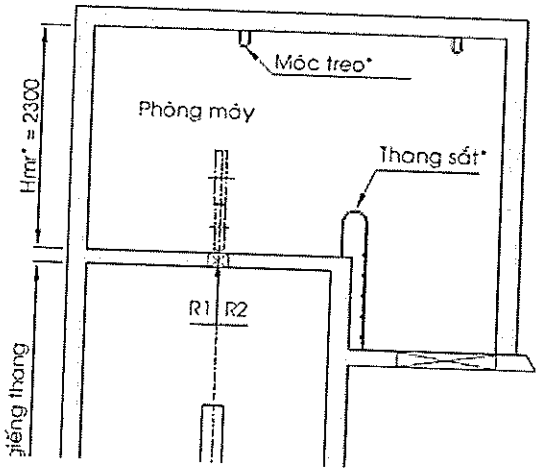
Chức năng phòng	Tải tiêu chuẩn $g^{tc} (kN/m^2)$	Hệ số độ tin cậy n	Tải tính toán $g^{tt} (kN/m^2)$
Phòng ngủ, phòng ăn, bếp, phòng khách, phòng vệ sinh	1.5	1.3	1.95
Sảnh, hành lang	3	1.2	3.6
Ban công và Lô gia	2	1.2	2.4
Mái bằng có sử dụng	4	1.2	4.8
Mái bằng không sử dụng	0.75	1.3	0.975

3.2.4. Tải thang máy

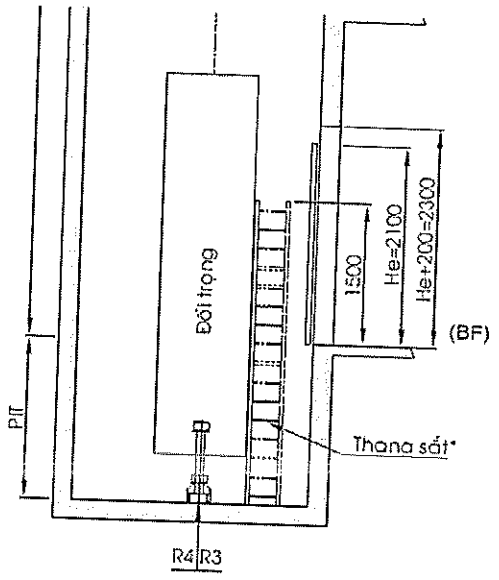
Lựa chọn thang máy: Thang máy sử dụng là thang máy hiệu Thiên Nam. Thang có phòng máy, máy kéo không hộp số, khung đối trọng đặt phía sau, kiểu cửa 2 cánh đóng mở trung tâm.



Hình 3.3 Mặt cắt thang máy



Hình 3.4 Mặt cắt phòng kỹ thuật



Hình 3.5 Mặt cắt giếng thang máy

Dựa vào quy mô và công năng sử dụng của công trình ta chọn loại thang máy P17-CO120 kiểu mở cửa trung tâm có các thông số kỹ thuật sau:

Bảng 3-5 Thông số kỹ thuật và kích thước hình học của thang máy

Tốc độ (m/s)		120
Kiểu		P17-CO120
Tải trọng (kN)		11.5
Chiều rộng cửa tầng LL (mm)		1000
Kích thước cabin BB×DD (mm)		1300 × 2100
Kích thước giếng thang WW×WD (mm)		2400 × 2600
Chiều sâu đáy giếng thang (mm)		2100
Chiều cao đỉnh giếng thang (mm)		5200
Kích thước phòng máy WW×(WD + 1700) (mm)		2400 × 4300
Phản lực	R_1 (kN)	123
	R_2 (kN)	82.5
	R_3 (kN)	166
	R_4 (kN)	126.5

Cách nhập tải vào mô hình Etabs. Nhập giá trị phản lực vào 4 góc thang máy ở tầng thượng và tầng hầm như sau:

- Giá trị phản lực ở tầng mái: $R_m = \frac{R_1 + R_2}{4} = \frac{123 + 82.5}{4} = 51.4(kN)$
- Giá trị phản lực ở tầng 1: $R_1 = \frac{R_3 + R_4}{4} = \frac{166 + 126.5}{4} = 73.1(kN)$

3.2.5. Tải bể nước mái

Sơ bộ tính nhu cầu sử dụng nước như sau: chung cư có 20 tầng, mỗi tầng có 15 căn hộ và mỗi căn hộ trung bình có 3 nhân khẩu.

Thể tích nước sử dụng: $V_{sd} = \frac{Q \times N \times k}{\alpha} = \frac{200 \times 900 \times 1.3}{4} = 58500(l) = 58.5(m^3)$

Trong đó:

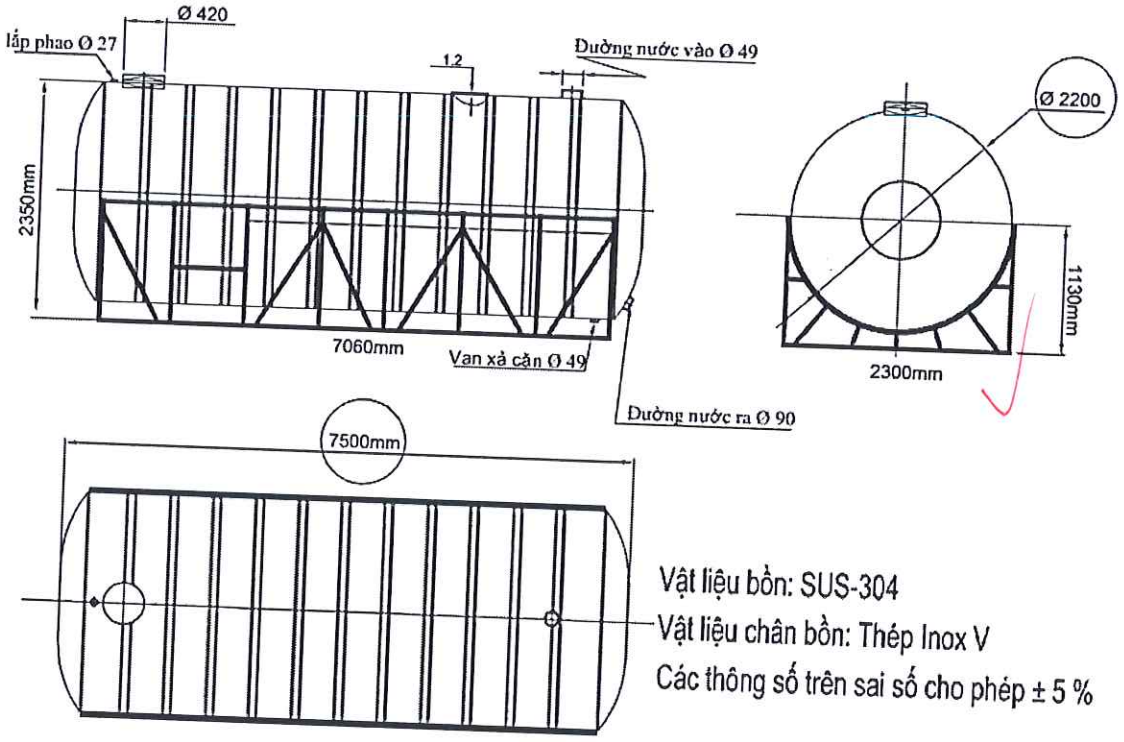
- Q: nhu cầu dùng nước, lấy bằng 200 lít/người/ngày đêm.
- N: số người, N = 20x15x3 = 900 (người)

- K: hệ số điều hòa lấy bằng 1.3
- α : số lần bơm 1 ngày, lấy $\alpha = 4$

Chọn 2 bồn nước, mỗi bồn thể tích 30 m^3, lắp đặt đối xứng 2 bên trên sân thượng. Tải trọng bể nước được nhập vào mô hình dưới dạng tải phân bố lên sàn:

$$Q_{bn} = \frac{30 \times 10}{2.3 \times 7.06} = 18.5\left(kN/m^2\right)$$

Bản vẽ téc nước inox 30 khối nằm Đại Thành SUS 304



Hình 3.6 Thông số bồn nước

3.2.6. Tải cầu thang bộ

Quy tải cầu thang bộ (bao gồm tĩnh tải và hoạt tải) thành tải tập trung tại 4 điểm của ô cầu thang bộ, giá trị lực tập trung được tính như sau:

$$Q_{ct} = \frac{(7.07 + 3.6) \times (2.835 \times 4.525)}{4} \approx 34(kN)$$

3.2.7. Tải trọng gió

Tải trọng gió gồm 2 thành phần: thành phần tĩnh và thành phần động.

Đối với thành phần động của tải trọng gió, theo mục 6.11 TCVN 2737:1995, đối với công trình nhiều tầng cao trên 40 m thì cần xét đến thành phần động của tải trọng gió.

Đối với công trình mà sinh viên đang thực hiện, có chiều cao H = 70.9 (m) so với mặt đất, nên cần xét đến thành phần động của tải trọng gió.

3.2.7.1. Thành phần tĩnh của tải trọng gió

Tác động của gió lên công trình mang tính chất của tải trọng động và phụ thuộc các thông số sau:

- Thông số về dòng khí: Tốc độ, hướng gió.
- Thông số vật cản: hình dạng, kích thước.
- Đặc trưng động lực học của công trình.

Bảng 3-6 Bảng đặc điểm công trình

Địa điểm xây dựng	Tỉnh, thành	Tp. Hồ Chí Minh
	Quận, huyện	Quận 7
Vùng gió		II-A
Địa hình		C
Cao độ đón gió thấp nhất		0.7 m

Công thức xác định áp lực gió tiêu chuẩn tác dụng lên tầng thứ j của công trình

$W_j = W_0 \times k_j \times c \times H_j$ (kN/m)

Giá trị tính toán của thành phần tĩnh của tải gió tác dụng lên tầng thứ j của công trình

$W^{tt}_j = n \times W_j$ (kN/m)

Trong đó:

- k: là hệ số tính đến sự thay đổi của áp lực gió theo độ cao, được lấy theo bảng 5 TCVN 2737-1995.
- c : hệ số khí động (bảng 6 TCVN 2737-1995).
  Phía đón gió: $c_đ = 0.8$
  Phía hút gió: $c_h = -0.6$
- n: là hệ số độ tin cậy: n = 1.2
- W_0: Giá trị áp lực gió tiêu chuẩn. Quận 7, Tp. Hồ Chí Minh, thuộc vùng II – A, địa hình loại C.

Từ mục 6.4.1 và bảng 4 TCVN 2737 - 1995 có $W_0 = 0.83$ (kN/m^2).

Bảng 3-7 Bảng tính giá trị áp lực gió theo phương X

Stt	Tầng	Chiều cao tầng h (m)	Cao độ tính toán gió Zj (m)	Hệ số thay đổi áp lực gió k	Gió đẩy $W_{đẩy}$ (kN/m)	Gió hút $W_{hút}$ (kN/m)	Gió X (kN)
1	Tầng 1	3.2	0.7	1.00	1.53	1.15	57.7
2	Tầng 2	3.2	3.9	1.00	2.12	1.59	80.3
3	Tầng 3	3.2	7.1	1.00	2.12	1.59	80.3
4	Tầng 4	3.2	10.3	1.00	2.12	1.59	80.3
5	Tầng 5	3.2	13.5	1.00	2.12	1.59	80.3
6	Tầng 6	3.2	16.7	1.00	2.12	1.59	80.3
7	Tầng 7	3.2	19.9	1.00	2.12	1.59	80.3
8	Tầng 8	3.2	23.1	1.00	2.12	1.59	80.3
9	Tầng 9	3.2	26.3	1.00	2.12	1.59	80.3
10	Tầng 10	3.2	29.5	1.00	2.12	1.59	80.3
11	Tầng 11	3.2	32.7	1.00	2.12	1.59	80.3
12	Tầng 12	3.2	35.9	1.00	2.12	1.59	80.3
13	Tầng 13	3.2	39.1	1.00	2.12	1.59	80.3
14	Tầng 14	3.2	42.3	1.00	2.12	1.59	80.3
15	Tầng 15	3.2	45.5	1.00	2.13	1.60	80.6
16	Tầng 16	3.2	48.7	1.02	2.17	1.63	82.1
17	Tầng 17	3.2	51.9	1.04	2.21	1.66	83.6
18	Tầng 18	3.2	55.1	1.06	2.25	1.69	85.0
19	Tầng 19	3.2	58.3	1.08	2.29	1.71	86.4
20	Tầng 20	3.2	61.5	1.09	2.32	1.74	87.7
21	Sân thượng	1.2	64.7	1.11	2.06	1.54	77.8
22	Tầng mái	6.2	70.9	1.14	2.34	1.75	34.4

Bảng 3-8 Bảng tính giá trị áp lực gió theo phương Y

Stt	Tầng	Chiều cao tầng h (m)	Cao độ tính toán gió Zj (m)	Hệ số thay đổi áp lực gió k	Gió đẩy $W_{đẩy}$ (kN/m)	Gió hút $W_{hút}$ (kN/m)	Gió Y (kN)
1	Tầng 1	3.2	0.7	1.00	1.53	1.15	181.2
2	Tầng 2	3.2	3.9	1.00	2.12	1.59	252.1
3	Tầng 3	3.2	7.1	1.00	2.12	1.59	252.1
4	Tầng 4	3.2	10.3	1.00	2.12	1.59	252.1
5	Tầng 5	3.2	13.5	1.00	2.12	1.59	252.1
6	Tầng 6	3.2	16.7	1.00	2.12	1.59	252.1
7	Tầng 7	3.2	19.9	1.00	2.12	1.59	252.1
8	Tầng 8	3.2	23.1	1.00	2.12	1.59	252.1
9	Tầng 9	3.2	26.3	1.00	2.12	1.59	252.1
10	Tầng 10	3.2	29.5	1.00	2.12	1.59	252.1
11	Tầng 11	3.2	32.7	1.00	2.12	1.59	252.1
12	Tầng 12	3.2	35.9	1.00	2.12	1.59	252.1
13	Tầng 13	3.2	39.1	1.00	2.12	1.59	252.1
14	Tầng 14	3.2	42.3	1.00	2.12	1.59	252.1
15	Tầng 15	3.2	45.5	1.00	2.13	1.60	252.9
16	Tầng 16	3.2	48.7	1.02	2.17	1.63	257.8
17	Tầng 17	3.2	51.9	1.04	2.21	1.66	262.4
18	Tầng 18	3.2	55.1	1.06	2.25	1.69	266.9
19	Tầng 19	3.2	58.3	1.08	2.29	1.71	271.1
20	Tầng 20	3.2	61.5	1.09	2.32	1.74	275.2
21	Sân thượng	1.2	64.7	1.11	2.06	1.54	244.2
22	Tầng mái	6.2	70.9	1.14	2.34	1.75	34.8

3.2.7.2. Thành phần động của tải trọng gió

Bảng 3-9 Bảng thông số tính toán ban đầu

-Tên công trình		CC. An Gia Skyline
-Địa điểm xây dựng	Tỉnh, Thành:	Tp. Hồ Chí Minh
	Quận, Huyện:	Quận 7 - Phú Mỹ
-Chiều rộng	Lx =	67.8 m
- Chiều dài	Ly =	21.6 m
-Chiều cao đón gió	H=	70.9 m
- Cao độ đón gió thấp nhất		0.7 m
- Vùng gió:		II-A
- Dạng địa hình:		C
- Áp lực gió	W_0 =	0.83 kN/m^2
- Hệ số độ tin cậy:	γ =	1
- Giá trị giới hạn của tần số fL =		1.3 Hz

Công trình có độ cao 70.9 m > 40 m nên cần phải tính toán thành phần động của tải trọng gió.

Trong TCXD 229:1999 quy định chỉ cần xét tới dao động của s dạng dao động đầu tiên ứng với bất đẳng thức: $f_s < f_L < f_{s+1}$ .Trong đó, f_L được tra trong Bảng 2 TCXD 229:1999.

Bảng 3-10 Giá trị giới hạn của tần số dao động riêng

Vùng áp lực gió	f_L (Hz)	
	$\delta = 0.3$	$\delta = 0.15$
I	1.1	3.4
II	1.3	4.1
III	1.6	5.0
IV	1.7	5.6
V	1.9	5.9

Đối với kết cấu bê tông cốt thép lấy $\delta = 0.3$ (hình 2 TCXD 229-1999), vùng gió IIA nên giá trị f_L=1.3 Hz.

Gió động cho công trình được tính theo 2 phương X, Y. Mỗi mode dao động trong Etabs chỉ xét theo dạng dao động của phương có chuyển vị lớn hơn.

Các bước xác định thành phần gió động theo tiêu chuẩn TCXD 229-1999 như sau:

Bước 1: Xác định tần số dao động riêng

Giá trị tần số dao động riêng được lấy từ kết quả tính toán bằng phần mềm Etabs.

Bảng 3-11 Bảng thống kê các dạng dao động

Mode	Chu kỳ	Tần số	UX	UY	RZ
	(s)	(Hz)	%	%	%
1	2.68	0.37	0.999	0.00	0.001
2	2.11	0.47	0.002	0.590	0.408
3	1.84	0.54	0.002	0.409	0.589

- Mode dao động cần tính toán theo phương X: **Mode 1**
- Mode dao động cần tính toán theo phương Y: **Mode 2**

Bước 2: Tính toán thành phần động của tải trọng gió

Lý thuyết tính toán:

Theo mục 4.5 TCXD 229:1999. Giá trị tiêu chuẩn thành phần động của tải trọng gió tác dụng lên phần thứ j ứng với dạng dao động thứ i được xác định theo công thức:

$$W_{p(ji)} = M_j \times \xi_i \times \psi_i \times y_{ji}$$

Trong đó:

- M_j : Khối lượng tập trung của phần công trình thứ j.
- ξ_i : Hệ số động lực ứng với dạng dao động thứ i, không thứ nguyên.
- ψ_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 là không đổi.
- y_{ji} : Dịch chuyển ngang tỉ đối của trọng tâm phần công trình thứ j ứng với dạng dao động riêng thứ i.

Xác định hệ số động lực ξ_i :

Hệ số động lực ξ_i ứng với dạng dao động thứ i được xác định dựa vào "Đồ thị xác định hệ số động lực cho trong TCXD 229:1999", phụ thuộc vào thông số ε và độ giảm lôga của dao động.

Thông số ε_i xác định theo công thức: $\varepsilon_i = \dfrac{\sqrt{\gamma W_o}}{940 f_i}$

Trong đó:

- γ : Hệ số độ tin cậy của tải trọng gió, lấy bằng 1,2
- W_o : Giá trị của áp lực gió $\left(N/m^2\right)$
- f_i : Tần số dao động riêng thứ i (Hz)

Xác định hệ số ψ_i :

Hệ số ψ_i được xác định bằng công thức: $\psi_i = \dfrac{\sum_{j=1}^{n} y_{ji} W_{Fj}}{\sum_{j=1}^{n} y_{ji}^2 M_j}$

Trong công thức trên, W_{Fj} là giá trị của thành phần động của tải trọng gió tác dụng lên phần thứ j của công trình, ứng với các dạng dao động khác nhau chỉ kể đến ảnh hưởng của xung vận tốc gió, xác định theo công thức:

$$W_{Fj} = W_j \zeta_j \nu_i$$

Trong đó:

- W_j : là giá trị của thành phần tĩnh của tải trọng gió tác dụng lên tầng thứ j.

- ζ_j: Hệ số áp lực động của tải gió, thay đổi theo độ cao, xác định bằng cách tra bảng 3 TCXD 229-1999.
- Là 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. Khi tính toán với dạng dao động thứ nhất lấy $\nu = \nu_1$, với các dạng dao động còn lại lấy $\nu = 1$. Giá trị được lấy theo Bảng 4 TCXD 229:1999 phụ thuộc vào 2 thông số ρ và χ tra trong bảng 5 TCXD 229:1999.

Bảng 3-12 Bảng tính toán hệ số tương quan không gian theo phương X

Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Ghi chú
- Tham số xác định hệ số v1	ν	70.9 m	Bảng 5 (TCXD 229-1999)
- Tham số xác định hệ số ρ_{1X}	ρ_{1X}	21.6 m	Bảng 5 (TCXD 229-1999)
- Hệ số tương quan không gian (gió X)	ν_{1X}	0.687	Bảng 4 (TCXD 229-1999)

Bảng 3-13 Bảng tính toán hệ số tương quan không gian theo phương Y

Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Ghi chú
- Tham số xác định hệ số v1	ν	70.9 m	Bảng 5 (TCXD 229-1999)
- Tham số xác định hệ số ρ_{1Y}	ρ_{1X}	67.8 m	Bảng 5 (TCXD 229-1999)
- Hệ số tương quan không gian (gió Y)	ν_{1X}	0.581	Bảng 4 (TCXD 229-1999)

Xác định giá trị tính toán của thành phần động tải trọng gió:

Giá trị tính toán thành phần động của tải trọng gió được xác định theo công thức:

$$W^{tt}_{p(ji)} = W_{p(ji)} \times \gamma \times \beta$$

Trong đó:

- γ: Hệ số độ tin cậy của tải trọng gió lấy bằng 1.2
- β: Hệ số điều chỉnh tải trọng gió theo thời gian sử dụng giả định của công trình xác định theo bảng 6 trang 12 TCXD 229-1999. Thời gian sử dụng giả định của công trình là 50 năm, $\beta = 1.00$

Kết quả tính toán thành phần động tải trọng gió theo hai phương được trình bày ở 2 bảng dưới đây:

Bảng 3-14 Bảng xác định thành phần động của tải trọng gió theo phương X

STT	Tầng	M_j (kg)	Z (m)	W (kN)	ζ_j	W_{Fj} (kN)	y_{ji}	$y_{ji}W_{Fj}$	$y_{ji}^2M_j$	W_{pjiX} (kN)
1	Tầng 1	2159476.2	0.7	57.7	0.993	39.4	0.0000	0.00	0.000	0.0
2	Tầng 2	1997334.0	3.9	80.3	0.780	43.1	-0.0001	-0.01	0.035	1.5
3	Tầng 3	1997334.0	7.1	80.3	0.718	39.6	-0.0004	-0.01	0.281	4.2
4	Tầng 4	1992372.3	10.3	80.3	0.681	37.6	-0.0010	-0.0376	1.992	11.2
5	Tầng 5	1987410.6	13.5	80.3	0.656	36.2	-0.0010	-0.04	1.987	11.1
6	Tầng 6	1987770.7	16.7	80.3	0.637	35.1	-0.0020	-0.07	7.951	22.3
7	Tầng 7	2000400.3	19.9	80.3	0.621	34.3	-0.0020	-0.07	8.002	22.4
8	Tầng 8	1999950.3	23.1	80.3	0.608	33.6	-0.0020	-0.07	8.000	22.4
9	Tầng 9	2000071.3	26.3	80.3	0.597	33.0	-0.0030	-0.10	18.001	33.6
10	Tầng 10	2000071.3	29.5	80.3	0.588	32.4	-0.0030	-0.10	18.001	33.6
11	Tầng 11	1994069.3	32.7	80.3	0.579	32.0	-0.0040	-0.13	31.905	44.7
12	Tầng 12	1998782.3	35.9	80.3	0.572	31.6	-0.0040	-0.13	31.981	44.8
13	Tầng 13	1998782.3	39.1	80.3	0.565	31.2	-0.0050	-0.16	49.970	56.0
14	Tầng 14	1998782.3	42.3	80.3	0.559	30.9	-0.0050	-0.15	49.970	56.0
15	Tầng 15	1998782.3	45.5	80.6	0.553	30.6	-0.0060	-0.18	71.956	67.2
16	Tầng 16	1997641.9	48.7	82.1	0.548	30.9	-0.0060	-0.19	71.915	67.1
17	Tầng 17	2007666.3	51.9	83.6	0.543	31.2	-0.0060	-0.19	72.276	67.5
18	Tầng 18	2007666.3	55.1	85.0	0.539	31.5	-0.0070	-0.22	98.376	78.7
19	Tầng 19	2007616.5	58.3	86.4	0.534	31.7	-0.0070	-0.22	98.373	78.7
20	Tầng 20	2007883.4	61.5	87.7	0.530	32.0	-0.0070	-0.22	98.386	78.7
21	Sân thượng	2111800.7	64.7	77.8	0.527	28.2	-0.0070	-0.20	103.478	82.8
22	Tầng mái	260804.6	70.9	34.4	0.520	12.3	-0.0080	-0.10	16.691	11.7

Thông số	ε_i	ξ_i	ψ_i
Giá trị	0.090	1.867	-0.0030

Bảng 3-15 Bảng xác định thành phần động của tải trọng gió theo phương Y

STT	Tầng	M_j (kg)	Z (m)	W (kN)	ζ_j	W_{Fj} (kN)	y_{ji}	$y_{ji}W_{Fj}$	$y_{ji}^2M_j$	W_{pjiY} (kN)
1	Tầng 1	2159476.2	0.7	181.2	0.993	104.5	0.0000	0.00	0.000	0.1
2	Tầng 2	1997334.0	3.9	252.1	0.780	114.3	-0.0001	-0.01	0.012	2.6
3	Tầng 3	1997334.0	7.1	252.1	0.718	105.1	-0.0002	-0.02	0.100	7.4
4	Tầng 4	1992372.3	10.3	252.1	0.681	99.8	-0.0004	-0.04	0.347	13.8
5	Tầng 5	1987410.6	13.5	252.1	0.656	96.1	-0.0010	-0.10	1.987	33.1
6	Tầng 6	1987770.7	16.7	252.1	0.637	93.3	-0.0010	-0.09	1.988	33.1
7	Tầng 7	2000400.3	19.9	252.1	0.621	91.0	-0.0010	-0.09	2.000	33.3
8	Tầng 8	1999950.3	23.1	252.1	0.608	89.1	-0.0020	-0.18	8.000	66.6
9	Tầng 9	2000071.3	26.3	252.1	0.597	87.5	-0.0020	-0.18	8.000	66.6
10	Tầng 10	2000071.3	29.5	252.1	0.588	86.1	-0.0020	-0.17	8.000	66.6
11	Tầng 11	1994069.3	32.7	252.1	0.579	84.9	-0.0030	-0.25	17.947	99.6
12	Tầng 12	1998782.3	35.9	252.1	0.572	83.8	-0.0030	-0.25	17.989	99.9
13	Tầng 13	1998782.3	39.1	252.1	0.565	82.8	-0.0030	-0.25	17.989	99.9
14	Tầng 14	1998782.3	42.3	252.1	0.559	81.9	-0.0040	-0.33	31.981	133.1
15	Tầng 15	1998782.3	45.5	252.9	0.553	81.3	-0.0040	-0.33	31.981	133.1
16	Tầng 16	1997641.9	48.7	257.8	0.548	82.1	-0.0050	-0.41	49.941	166.3
17	Tầng 17	2007666.3	51.9	262.4	0.543	82.8	-0.0050	-0.41	50.192	167.2
18	Tầng 18	2007666.3	55.1	266.9	0.539	83.5	-0.0050	-0.42	50.192	167.2
19	Tầng 19	2007616.5	58.3	271.1	0.534	84.2	-0.0060	-0.51	72.274	200.6
20	Tầng 20	2007883.4	61.5	275.2	0.530	84.8	-0.0060	-0.51	72.284	200.6
21	Sân thượng	2111800.7	64.7	244.2	0.527	74.8	-0.0060	-0.45	76.025	211.0
22	Tầng mái	260804.6	70.9	34.8	0.520	10.5	-0.0070	-0.07	12.779	30.4

Thông số	ε_i	ξ_i	ψ_i
Giá trị	0.071	1.749	-0.0095

Tổng hợp tải trọng gió:

Bảng 3-16 Bảng tổng hợp tải trọng gió

Stt	Tầng	Cao độ Z (m)	Tp. Gió Tĩnh				Tp. Gió Động	
			Gió đẩy	Gió hút	Gió X	Gió Y	Gió X	Gió Y
			kN/m	kN/m	kN	kN	kN	kN
1	Tầng 1	0.70	1.5	1.1	57.7	181.2	0.0	0.1
2	Tầng 2	3.90	2.1	1.6	80.3	252.1	1.5	2.6
3	Tầng 3	7.10	2.1	1.6	80.3	252.1	4.2	7.4
4	Tầng 4	10.30	2.1	1.6	80.3	252.1	11.2	13.8
5	Tầng 5	13.50	2.1	1.6	80.3	252.1	11.1	33.1
6	Tầng 6	16.70	2.1	1.6	80.3	252.1	22.3	33.1
7	Tầng 7	19.90	2.1	1.6	80.3	252.1	22.4	33.3
8	Tầng 8	23.10	2.1	1.6	80.3	252.1	22.4	66.6
9	Tầng 9	26.30	2.1	1.6	80.3	252.1	33.6	66.6
10	Tầng 10	29.50	2.1	1.6	80.3	252.1	33.6	66.6
11	Tầng 11	32.70	2.1	1.6	80.3	252.1	44.7	99.6
12	Tầng 12	35.90	2.1	1.6	80.3	252.1	44.8	99.9
13	Tầng 13	39.10	2.1	1.6	80.3	252.1	56.0	99.9
14	Tầng 14	42.30	2.1	1.6	80.3	252.1	56.0	133.1
15	Tầng 15	45.50	2.1	1.6	80.6	252.9	67.2	133.1
16	Tầng 16	48.70	2.2	1.6	82.1	257.8	67.1	166.3
17	Tầng 17	51.90	2.2	1.7	83.6	262.4	67.5	167.2
18	Tầng 18	55.10	2.2	1.7	85.0	266.9	78.7	167.2
19	Tầng 19	58.30	2.3	1.7	86.4	271.1	78.7	200.6
20	Tầng 20	61.50	2.3	1.7	87.7	275.2	78.7	200.6
21	Sân thượng	64.70	2.1	1.5	77.8	244.2	82.8	211.0
22	Tầng mái	70.90	2.3	1.8	34.4	34.8	11.7	30.4

1. Tổ hợp tải trọng gió

Theo Mục 4.12 TCXD 229:1999 tổ hợp nội lực, chuyển vị gây ra do thành phần tĩnh và động của tải trọng gió được xác định như sau:

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

Trong đó:

- X: Là momen uốn (xoắn), lực cắt, lực dọc, hoặc chuyển vị
- X^t: Là momen uốn (xoắn), lực cắt, lực dọc, hoặc chuyển vị do thành phần tĩnh của tải trọng gió gây ra.
- X_i^d : Là momen uốn (xoắn), lực cắt, lực dọc, hoặc chuyển vị do thành phần động của tải trọng gió gây ra khi dao động ở dạng thứ i.
- s: Số dạng dao động tính toán

Việc tổ hợp nội lực do thành phần gió động và gió tĩnh theo tiêu chuẩn được thực hiện ngay trong phần mềm Etabs.

Tải gió được phân phối vào công trình như sau:

- Thành phần tĩnh của tải gió được gán dưới dạng tải trọng tập trung gán vào tâm đón gió (thường trùng với tâm hình học) của công trình.
- Thành phần động của tải gió được gán bằng tải tập trung vào tâm khối lượng của từng tầng.

3.2.8. Tải trọng động đất (Theo tiêu chuẩn TCVN 9386:2012)

3.2.8.1. Xác định xem công trình có thuộc phạm vi phải tính toán động đất hay không

Trường hợp	Kết luận
$a_g \geq 0.08g$	Động đất **mạnh** -> Cần tính toán và cấu tạo kháng chấn
$0.04g \leq a_g < 0.08g$	Động đất **yếu** -> Chỉ cần cấu tạo kháng chấn
$a_g < 0.04g$	Động đất **rất yếu** -> Không cần tính toán

- Xác định gia tốc nền thiết kế: $a_g = \gamma_I \times a_{gR}$

  Trong đó: γ_I : Hệ số tầm quan trọng, công trình sinh viên đang thiết kế có 20 tầng nên theo thông tư 07/2019/TT-BXD công trình thuộc loại công trình cấp II.

  Do đó: $\gamma_I = 1$ (Phụ lục E – TCVN 9386:2012)

  a_{gR} : Đỉnh gia tốc nền, công trình sinh viên đang thiết kế đặt tại phường Phú Mỹ, quận 7 nên có $a_{gR} = 0.0846g$

  ➔ $a_g = \gamma_I \times a_{gR} = 1 \times 0.0846g = 0.0846g > 0.08g$ ➔ Cần tính toán và cấu tạo kháng chấn.

3.2.8.2. Các phương pháp tính toán động đất

Có 2 phương pháp phổ biến để tính toán tải trọng động đất là: Phương pháp tĩnh lực ngang tương đương và phương pháp phân tích phổ phản ứng.

a. Phương pháp phân tích tĩnh lực ngang tương đương

Tải trọng động đất được quy đổi thành lực ngang tương đương khi kết cấu đáp ứng hai điều kiện sau:

- Có chu kỳ dao động cơ bản theo hai hướng chính nhỏ hơn các giá trị sau:

$$T_1 \le \begin{cases} 4T_C \\ 2.0s \end{cases}$$

- Thỏa mãn những tiêu chí về tính đều đặn mặt đứng: tất cả các hệ kết cấu chịu tải trọng ngang như lõi, tường hoặc khung, phải liên tục từ móng tới mái của nhà hoặc tới đỉnh của vùng có giật cấp của nhà nếu có giật 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.

b. Phương pháp phân tích phổ phản ứng dạng dao động

Phương pháp này cần được áp dụng cho nhà không thỏa mãn những điều kiện khi áp dụng phương pháp phân tích tĩnh lực ngang tương đương.

Phải xét tới phản ứng của tất cả các dạng dao động góp phần đáng kể vào phản ứng tổng thể của nhà. Các yêu cầu này có thể thoả 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.

c. Lựa chọn phương án phân tích động đất

Công trình trong nội dung đồ án có độ cứng không đồng đều theo chiều cao (do thay đổi tiết điện vách) do đó phương pháp tĩnh lực ngang tương đương không phù hợp trong việc tính toán tải trọng động đất. Do đó, trong đồ án này sinh viên chọn phương pháp phân tích phổ phản ứng để xác định tải trọng động đất.

3.2.8.3. Xác định phổ phản ứng thiết kế

Phổ thiết kế $S_d(T)$ dùng cho phân tích đàn hồi:

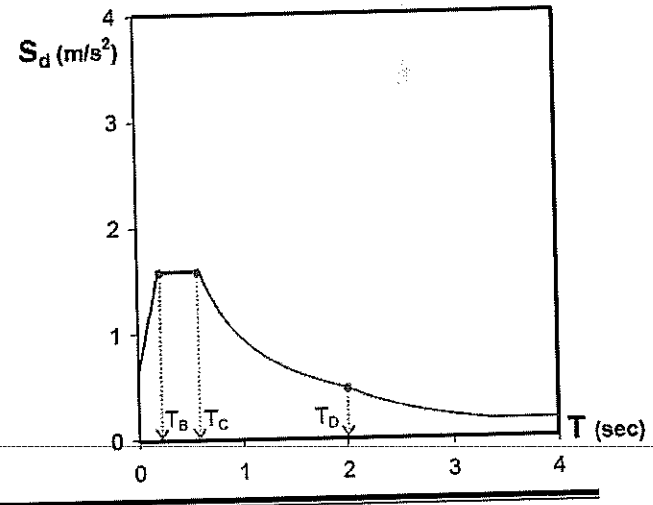
- **Đối với thành phần nằm ngang của tác động động đất**

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

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

$$T_C \le T \le T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \dfrac{2,5}{q} \cdot \dfrac{T_C}{T} \\ \ge \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \le T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \dfrac{2,5}{q} \cdot \dfrac{T_C \cdot T_D}{T^2} \\ \ge \beta \cdot a_g \end{cases}$$



a. Xác định hệ số ứng xử q (Mục 5.2.2.2 TCVN 9386 – 2012)

$$q = q_o \times k_w \geq 1.5$$

Trong đó: q_o là giá trị cơ bản của hệ số ứng xử, phụ thuộc vào loại hệ kết cấu và tính đều đặn của nó theo mặt đứng.

Theo phụ lục I – Bảng I.1 Thang MSK-64 (Tr.254) ta có đỉnh gia tốc nền $(a)g = 0.0846 \in (> 0.06 - 0.12)$ ➔ Cấp động đất là cấp VII ứng với cấp dẻo kết cấu trung bình trong Bảng 5.1

Công trình thuộc loại kết cấu hỗn hợp tương đương tường, công trình không có tính đều đặn trong mặt bằng và mặt đứng ➔ $q_o = 3\frac{\alpha_u}{\alpha_1} \times 0.8 = 3 \times \frac{1+1.2}{2} \times 0.8 = 2.64$

k_w : là hệ số phản ánh dạng phá hoại phổ biến trong hệ kết cấu có tường

$k_w = \frac{1+\alpha_o}{3}$ với $0.5 \leq k_w \leq 1$ (hệ kết cấu hỗn hợp tương đương tường)

$$\alpha_o = \frac{\sum h_{wi}}{\sum l_{wi}} = \frac{14 \times 2 \times (70.9 - 6.2) + 16 \times 2 \times 70.9}{(8 \times 1.8 + 12 \times 2 + 24.7) \times 2} = 32.3$$

h_{wi} : chiều cao tường thứ i ; l_{wi} : độ dài tường thứ i

➔ $k_w = \frac{1+\alpha_o}{3} = \frac{1+32.3}{3} = 11.1 > 1$ ➔ Chọn $k_w = 1$

➔ $q = q_o \times k_w = 2.64 \times 1 = 2.64 > 1.5$ ➔ Thỏa điều kiện

b. Xác định loại đất nền

Theo Bảng 3.1 TCVN 9386:2012, có 7 loại đất nền: A, B, C, D, E, S1, S2. Với công trình đang xét có các hố khoan địa chất tại khu vực quận 7, dựa vào mô tả các lớp địa chất và các tham số vật lý, xác định được đất nền thuộc loại D.

Loại	Mô tả	Các tham số		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (nhát/30cm)	Cu (Pa)
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

Bảng 3-17 Tham số đất nền loại D

Loại nền đất	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
D	1.35	0.20	0.8	2.0

Bảng 3-18 Giá trị của các tham số mô tả các phổ phản ứng đàn hồi

- **Đối với thành phần thẳng đứng của tác động động đất** (mục 4.3.3.5.2 – Tr.69)

Nếu a_{vg} lớn hơn 0.25g ($2.5m/s^2$) thì thành phần thẳng đứng của tác động động đất cần được xét.

Ta có: $\frac{a_{vg}}{a_g} = 0.9 \Rightarrow a_{vg} = 0.9 \times a_g = 0.9 \times 0.0846g = 0.076g < 0.25g$

➔ Không cần xét đến thành phần thẳng đứng của tác động động đất

c. Xác định khối lượng m

Theo mục 3.2.4 và mục 4.2.4, tổ hợp thiết kế động đất được lấy như sau:

$$\sum G_{k,j} "+" \sum \psi_{E,i} . Q_{k,i}$$

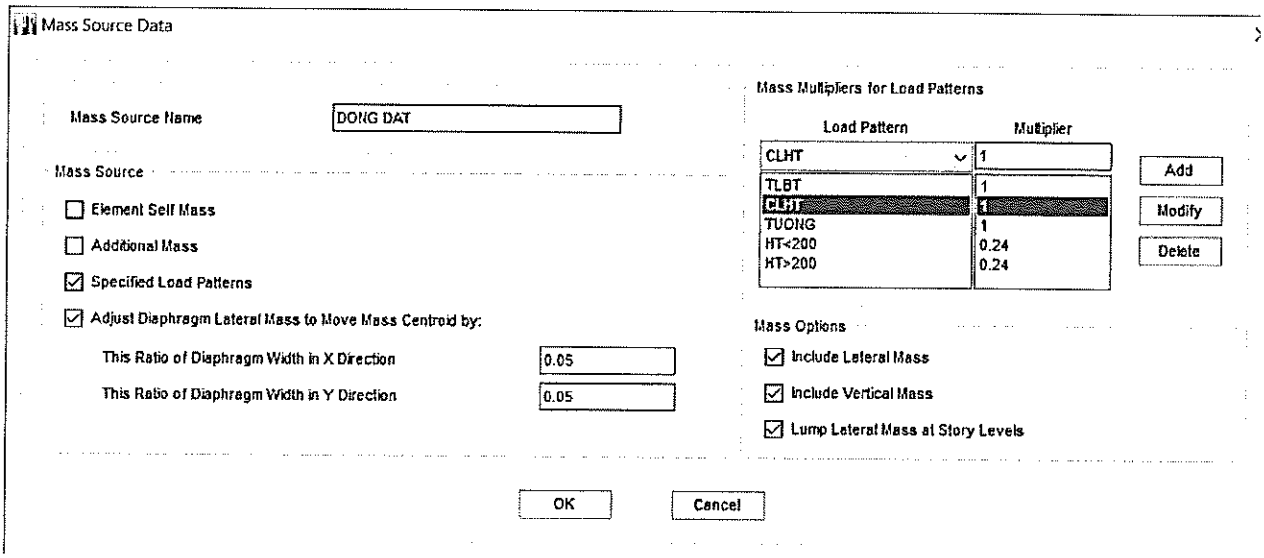
Trong đó: $\psi_{E,i}$: là hệ số tổ hợp tải trọng đối với tác động thay đổi thứ i (Mục 4.2.4)

$\psi_{E,i} = \varphi . \psi_{2,i}$; $\varphi = 0.8$ (Bảng 4.2 Các tầng được sử dụng đồng thời); $\psi_{2,i} = 0.3$ (Bảng 3.4 đối với Loại A) ➔ $\psi_{E,i} = \varphi . \psi_{2,i} = 0.8 \times 0.3 = 0.24$

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.

$\sum G_{k,j}$: là tổng các tĩnh tải tiêu chuẩn

$\sum Q_{k,i}$: là tổng các hoạt tải tiêu chuẩn



Hình 3.7 Khai báo khối lượng tham gia dao động trên phần mềm Etabs 2017

d. Xác định số Mode dao động cần xét đến

Theo mục 4.3.3.3.1 (Tr. 63): Phải xét tới phản ứng của tất cả các dạng dao động góp phần đáng kể vào phản ứng tổng thể của nhà.

Các yêu cầu trên có thể có thể thỏa mãn nếu đạt được 1 trong 2 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.

Case	Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
		sec						
Modal	1	2.671	0.7028	0.0001	0.7028	0.0001	0.001	0.001
Modal	2	2.126	0.0012	0.3893	0.704	0.3894	0.2607	0.2617
Modal	3	1.853	0.0007	0.2622	0.7047	0.6516	0.3867	0.6484
Modal	4	0.801	0.1167	0.000006045	0.8214	0.6516	0.0001	0.6485
Modal	5	0.565	8.986E-07	0.1144	0.8214	0.7661	0.0499	0.6984
Modal	6	0.492	0.0001	0.0489	0.8215	0.8149	0.1166	0.815
Modal	7	0.405	0.0463	0.0001	0.8678	0.815	0.0004	0.8153
Modal	8	0.321	5.644E-07	0	0.8678	0.815	1.36E-05	0.8154
Modal	9	0.286	0.0001	0.00002644	0.8679	0.815	3.5E-05	0.8154
Modal	10	0.271	0.0001	0.0096	0.868	0.8246	0.0038	0.8192
Modal	11	0.269	0.00003925	0.0001	0.868	0.8246	0.0004	0.8195
Modal	12	0.265	0.0001	0.0301	0.8681	0.8547	0.0107	0.8302

Bảng 3-19 Bảng dữ liệu % khối lượng tham gia dao động theo Mode

➔ Theo điều kiện thứ 2, ta xác định được 6 Mode đầu là những Mode dao động góp phần đáng kể vào phản ứng tổng thể của nhà, nên đó là 6 Mode dao động ta cần xét đến.

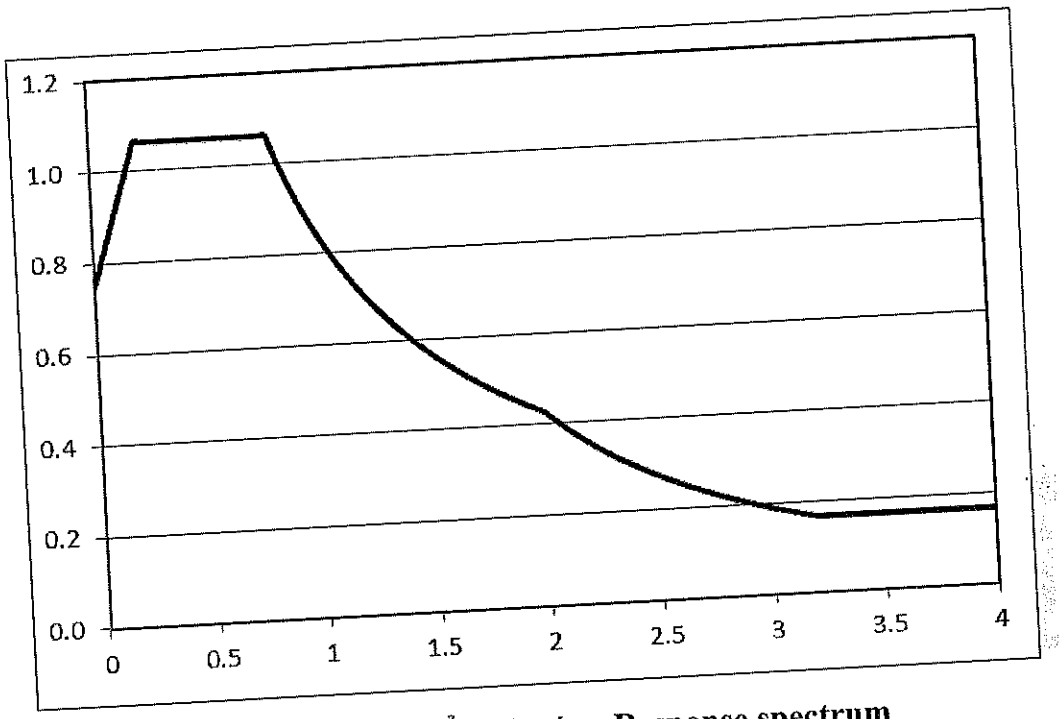
e. Xây dựng phương trình phổ phản ứng và nhập vào phần mềm Etabs 2017

- Dữ liệu cần thiết:

Hệ số gia tốc nền tham chiếu	α	0.0846
Đỉnh gia tốc nền tham chiếu	a_{gR}	0.8299
Hệ số tầm quan trọng	γ	1
Gia tốc nền thiết kế	a_g	0.8299
Loại nền đất		D
Hệ số ứng với cận dưới của phổ thiết kế	β	0.2
Hệ số ứng xử theo phương ngang	q	2.64

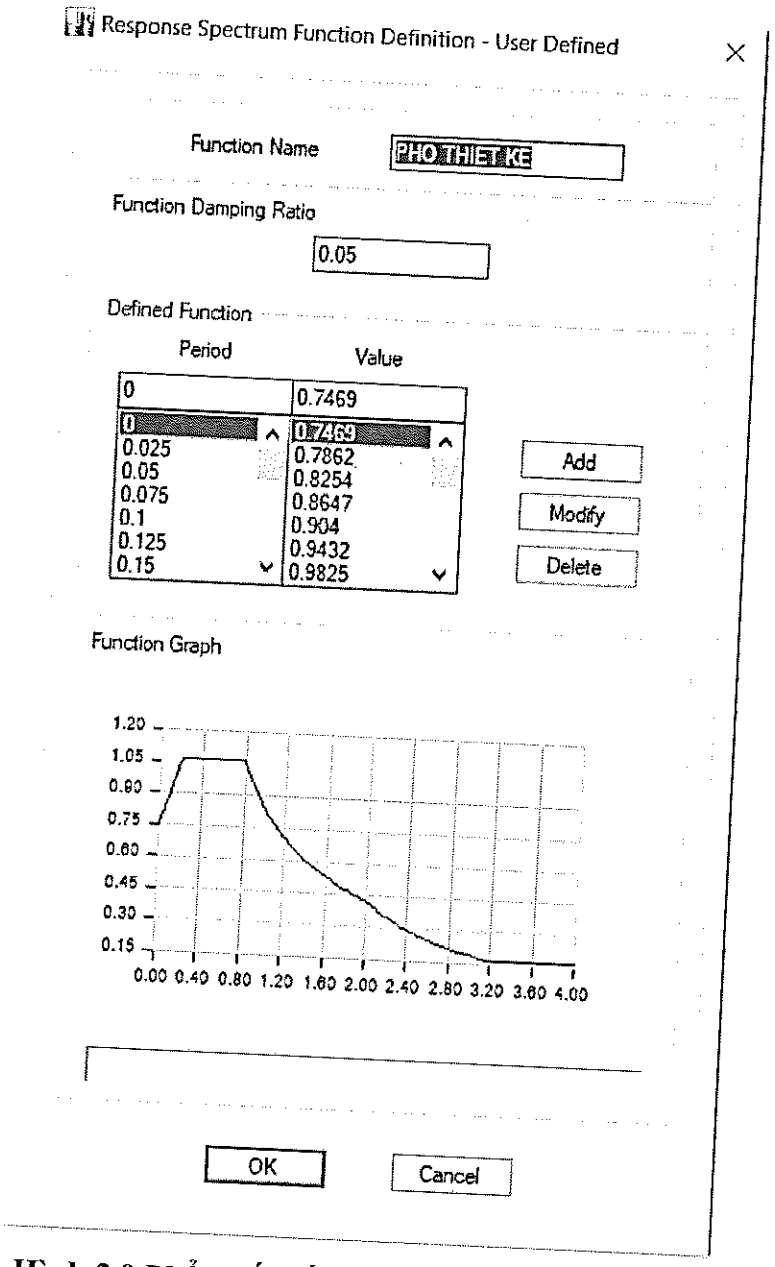
S	T_B(s)	T_C(s)	T_D(s)
1.35	0.2	0.8	2

Bảng 3-20 Thông số đầu vào



Hình 3.8 Dạng phổ phản ứng Response spectrum

- Cách nhập phổ phản ứng vào chương trình Etabs 2017:
  Define ➔ Functions ➔ Response spectrum , tiến hành khai báo, ta được kết quả như hình sau:



Hình 3.9 Phổ thiết kế khai báo trong Etabs 2017

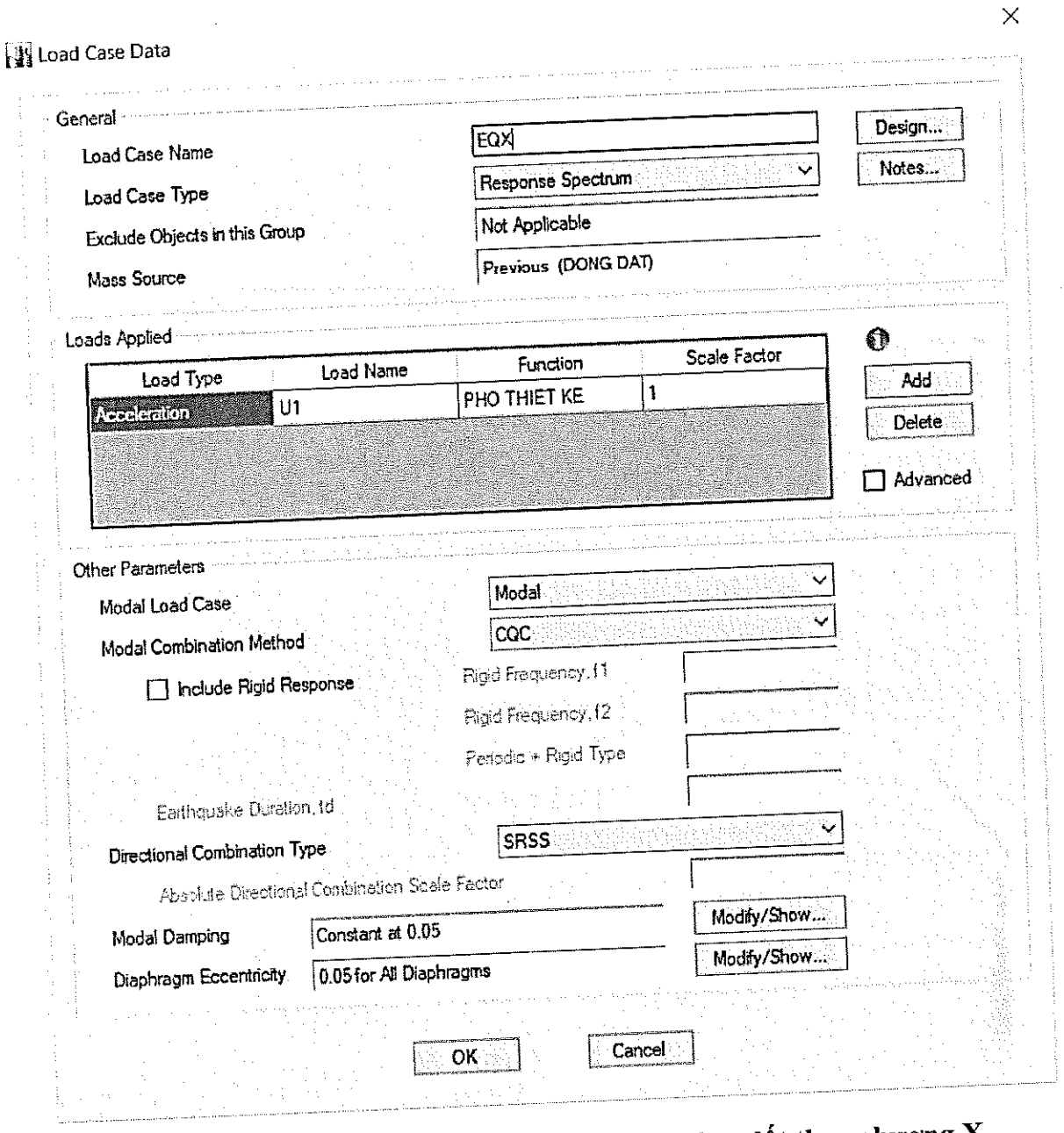
f. Khai báo và tổ hợp tải trọng động đất

Định nghĩa trường hợp tải trọng động đất: Define ➔ Load case ➔ Add new case , tiến hành khai báo:

- **Động đất theo phương X:**

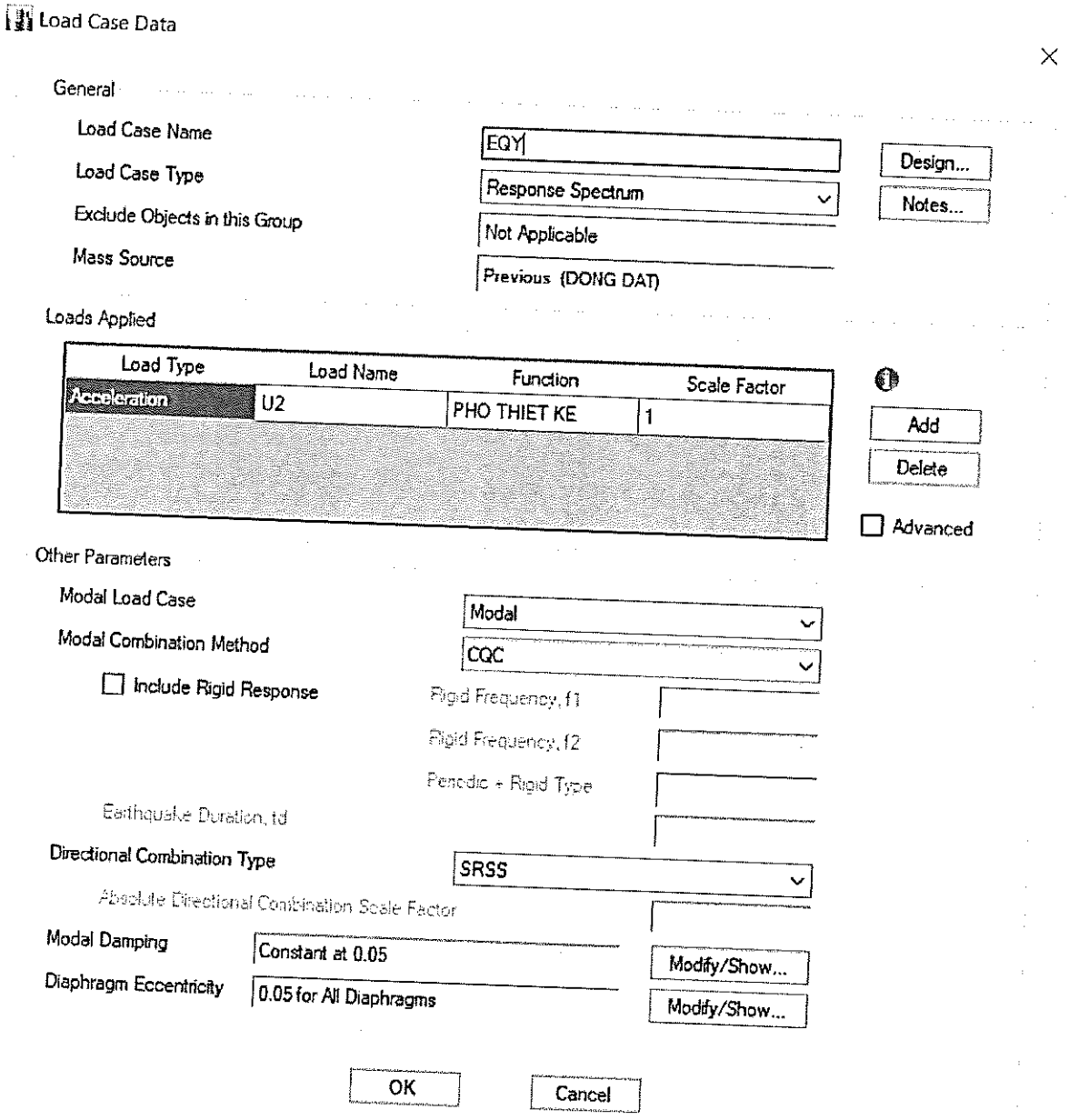
Mục **Load Case Type**, chọn **Response Spectrum**

Mục **Loads Applied**, thêm **Load Name:** U1 với hệ số **Scale Factor** là 1 (Vì phổ thiết kế nhập vào mô hình đã nhân với gia tốc trọng trường).



Hình 3.10 Định nghĩa trường hợp tải trọng động đất theo phương X

- **Động đất theo phương Y:**
  Mục **Load Case Type**, chọn **Response Spectrum**
  Mục **Loads Applied**, thêm **Load Name:** U2 với hệ số **Scale Factor** là 1 (Vì phổ thiết kế nhập vào mô hình đã nhân với gia tốc trọng trường).



Hình 3.11 Định nghĩa trường hợp tải trọng động đất theo phương Y

Tổ hợp các thành phần nằm ngang của tác động động đất (Mục 4.3.3.5.1):

Các thành phần nằm ngang của tác động động đất phải được xem là tác động đồng thời

Theo mục 3.2.2.1 (3)P: Tác động động đất theo phương nằm ngang được mô tả bằng 2 thành phần vuông góc được xem là độc lập và biểu diễn bằng cùng 1 phổ phản ứng

$$E_{Edx} \text{ "+" } 0{,}30 \cdot E_{Edy}$$

$$0{,}30 \cdot E_{Edx} \text{ "+" } E_{Edy}$$

Theo mục 3.2.4 (1)P: Giá trị thiết kế E_d của các hệ quả tác động do động đất gây ra phải được xác định theo công thức:

$$E_d = \sum_{j\geq 1} G_{k,j} \text{ "+" } P \text{ "+" } A_{E_d} \text{ "+" } \sum_{i\geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Với $\psi_{2,i}$:Xác định theo Bảng 3.4 (TCVN 9386:2012)

Bảng 3.4 - 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 ≤ 30 kN	0,6
Loại G: Khu vực giao thông, 30 kN ≤ trọng lượng xe ≤ 160 kN	0,3
Loại H: Mái	0

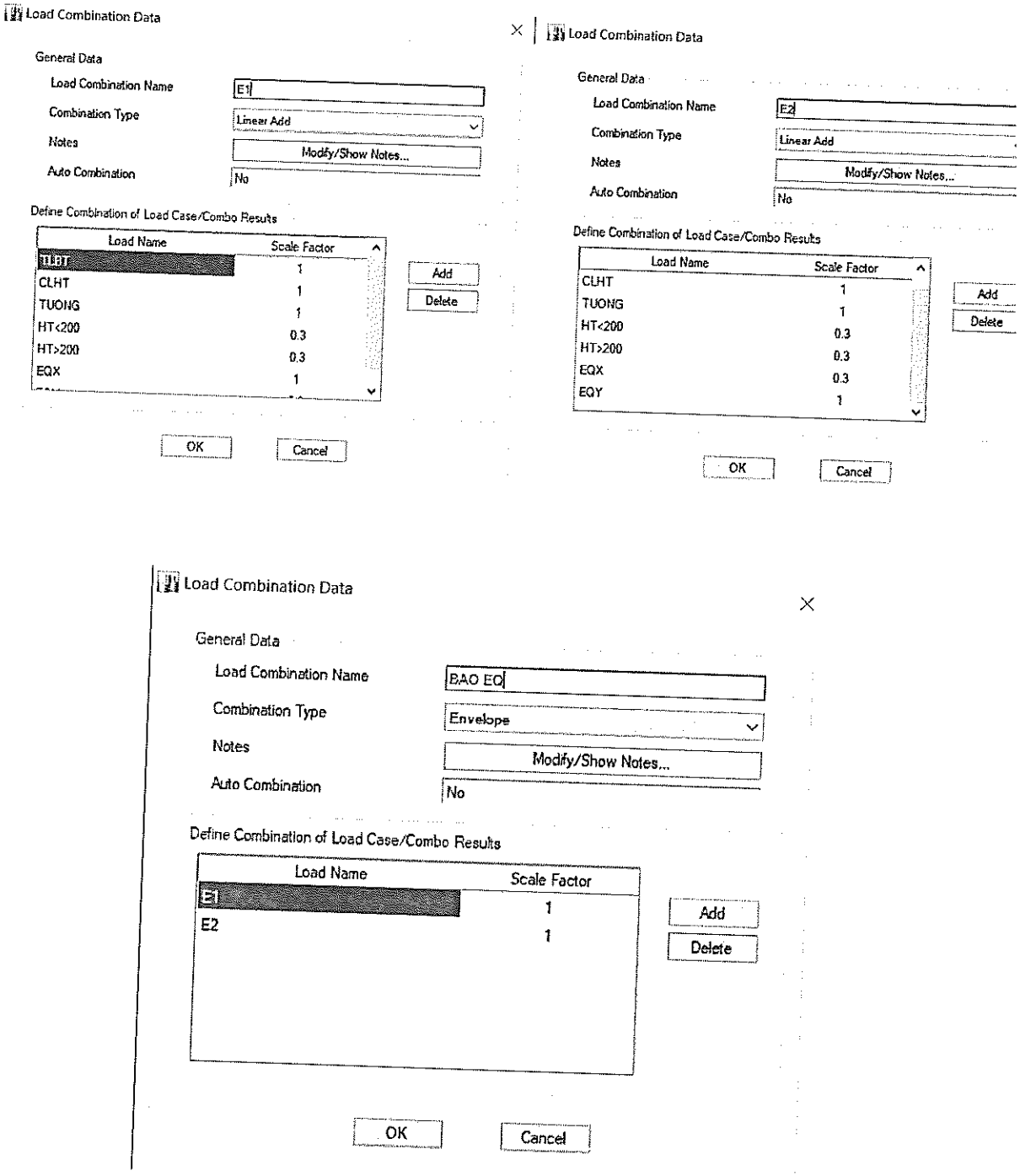
Công năng chính của công trình là khu vực nhà ở, gia đình nên sinh viên chọn $\psi_{2,i} = 0.3$

$$E1 = 1TLBT + 1CLHT + 1TUONG + 0.3HT + 1EQX + 0.3EQY$$

➔ $$E2 = 1TLBT + 1CLHT + 1TUONG + 0.3HT + 0.3EQX + 1EQY$$

$$BAO\ EQ = \text{Envelope}(E1, E2)$$

Tổ hợp tải trọng vào: Define ➔ Load combination ➔ Add new combo

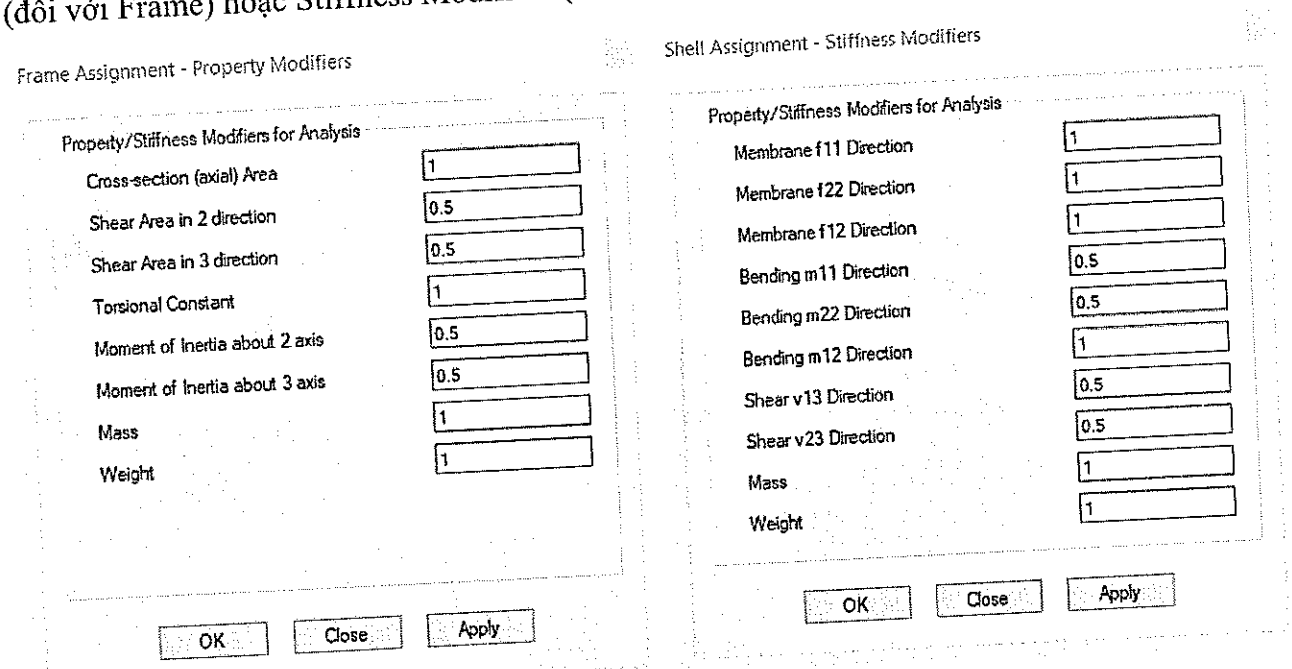


Hình 3.12 Khai báo các tổ hợp trong Load combination Etabs 2017

g. Khai báo độ cứng cho cấu kiện khi thiết kế động đất

Theo mục 4.3.1(7): Trừ phi thực hiện sự phân tích chính xác hơn đối với các cấu kiện bị nứt, các đặc trưng về độ cứng chống cắt và độ cứng chống uốn đàn hồi của các cấu kiện bê tông và khối xây có thể lấy bằng một nửa độ cứng tương ứng của các cấu kiện không bị nứt.

Để khai báo độ cứng cho cấu kiện: Chọn cấu kiện (Cột, dầm, sàn, vách) ➔ Assign ➔ Frame (đối với phần tử thanh) hoặc Shell (đối với phần tử tấm) ➔ Property Modifiers (đối với Frame) hoặc Stiffness Modifiers (đối với Shell).



Hình 3.13 khai báo độ cứng cho cấu kiện trong Etabs 2017

3.3. TỔ HỢP TẢI TRỌNG

3.3.1. Các trường hợp tải trọng

STT	TẢI TRỌNG	LOẠI	Ý NGHĨA
1	TLBT	DEAD	Tải trọng bản thân
2	CLHT	SUPER DEAD	Tải trọng các lớp hoàn thiện
3	TUONG	SUPER DEAD	Tải trọng tường
4	HT < 200	LIVE	Hoạt tải < 200 daN/m^2
5	HT > 200	LIVE	Hoạt tải > 200 daN/m^2
6	GIO X	WIND	Gió tĩnh phương X
7	GIO Y	WIND	Gió tĩnh phương Y
8	GIO DX	WIND	Gió động phương X
9	GIO DY	WIND	Gió động phương Y

STT	TẢI TRỌNG	LOẠI	Ý NGHĨA
10	EQX	RESPONSE SPECTRUM	Động đất phương X
11	EQY	RESPONSE SPECTRUM	Động đất phương Y

3.3.2. Các trường hợp tổ hợp nội lực

3.3.2.1. Mô hình ETABS – GIO

STT	TÊN	LOẠI	DEAD TOTAL	LIVE TOTAL	GIO X TOTAL	GIO Y TOTAL
1	U1	Linear Add	1	1		
2	U2	Linear Add	1		1	
3	U3	Linear Add	1		-1	
4	U4	Linear Add	1			1
5	U5	Linear Add	1			-1
6	U6	Linear Add	1	0.9	0.9	
7	U7	Linear Add	1	0.9	-0.9	
8	U8	Linear Add	1	0.9		0.9
9	U9	Linear Add	1	0.9		-0.9
10	EU	Envelope (U1 ➔ U9)				

DEAD TOTAL	
LOAD NAME	SCALE FACTOR
TLBT	1.1
CLHT	1.24
TUONG	1.2

LIVE TOTAL	
LOAD NAME	SCALE FACTOR
HT < 200	1.3
HT > 200	1.2

GIO X TOTAL	
LOAD NAME	SCALE FACTOR
GIO X	1.2
GIO DX	1.2

GIO Y TOTAL	
LOAD NAME	SCALE FACTOR
GIO Y	1.2
GIO DY	1.2

STT	TÊN	LOẠI	DEAD TOTAL 2	LIVE TOTAL 2	GIO X TOTAL 2	GIO Y TOTAL 2
1	S1	Linear Add	1	1		
2	S2	Linear Add	1		1	
3	S3	Linear Add	1		-1	
4	S4	Linear Add	1			1
5	S5	Linear Add	1			-1
6	S6	Linear Add	1	0.9	0.9	
7	S7	Linear Add	1	0.9	-0.9	
8	S8	Linear Add	1	0.9		0.9
9	S9	Linear Add	1	0.9		-0.9
10	ES	Envelope (S1 → S9)				

DEAD TOTAL 2	
LOAD NAME	SCALE FACTOR
TLBT	1
CLHT	1
TUONG	1

LIVE TOTAL 2	
LOAD NAME	SCALE FACTOR
HT < 200	1
HT > 200	1

GIO X TOTAL 2	
LOAD NAME	SCALE FACTOR
GIO X	1
GIO DX	1

GIO Y TOTAL 2	
LOAD NAME	SCALE FACTOR
GIO Y	1
GIO DY	1

3.3.2.2. Mô hình ETABS – EQ

LOAD COMBINATION NAME: E1 (LINEAR ADD)	
LOAD NAME	SCALE FACTOR
TLBT	1
CLHT	1
TUONG	1
HT < 200	0.3
HT >200	0.3
EQX	1
EQY	0.3

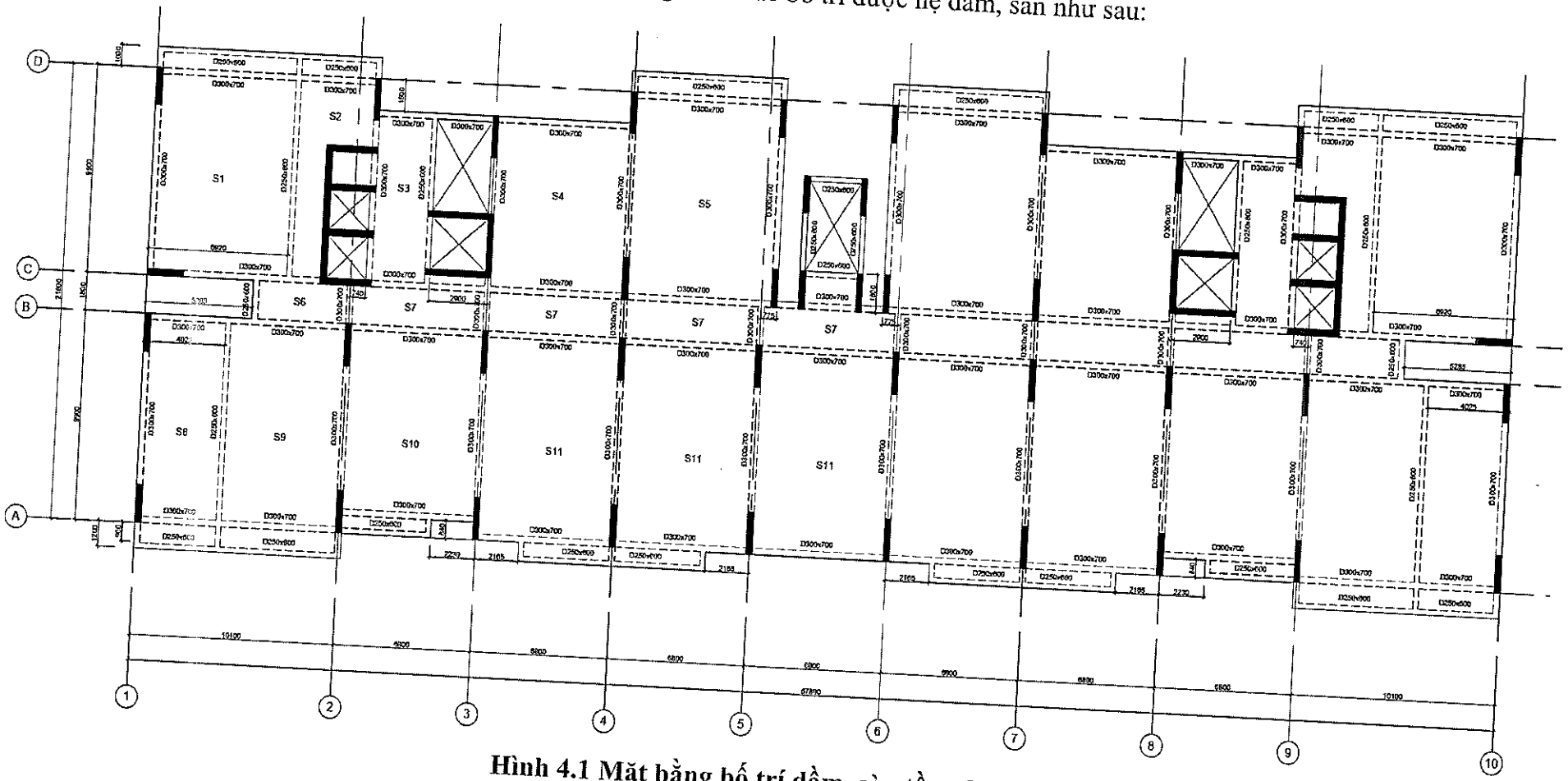
LOAD COMBINATION NAME: E2 (LINEAR ADD)	
LOAD NAME	SCALE FACTOR
TLBT	1
CLHT	1
TUONG	1
HT < 200	0.3
HT >200	0.3
EQX	0.3
EQY	1

LOAD COMBINATION NAME: BAO EQ (ENVELOPE)	
LOAD NAME	SCALE FACTOR
E1	1
E2	1

CHƯƠNG 4: THIẾT KẾ SÀN TẦNG 2

4.1. PHƯƠNG ÁN BỐ TRÍ DẦM, SÀN

Dựa vào kích thước hình học và bố trí tường của mặt bằng kiến trúc bố trí được hệ dầm, sàn như sau:

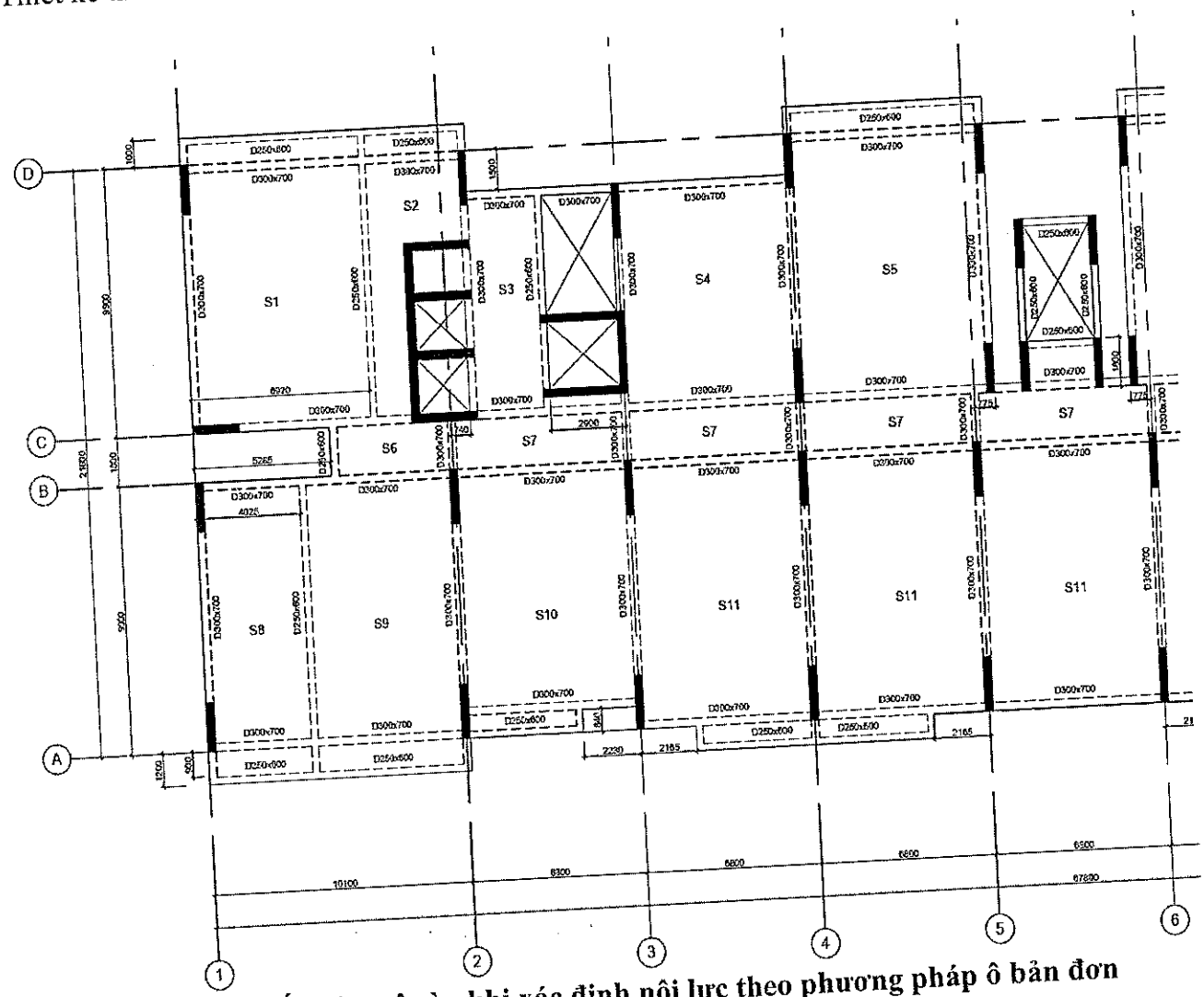


Hình 4.1 Mặt bằng bố trí dầm, sàn tầng 2

4.2. PHƯƠNG ÁN 1: TÍNH TOÁN NỘI LỰC BẰNG PHƯƠNG PHÁP TRA Ô BẢN ĐƠN

4.2.1. Tiêu chuẩn thiết kế

Thiết kế theo "TCVN 5574:2018 KẾT CẤU BÊ TÔNG VÀ BÊ TÔNG CỐT THÉP".



Hình 4.2 Số thứ tự ô sàn khi xác định nội lực theo phương pháp ô bản đơn

4.2.2. Các bước thiết kế

Bước 1: Lựa chọn sơ bộ kích thước và cấu kiện.

- Lựa chọn kích thước cấu kiện (ở mục 2.3 - CHƯƠNG 2:)
- Lựa chọn vật liệu cho cấu kiện (ở mục 2.2 - CHƯƠNG 2:)

Bước 2: Xác định tải trọng. Được tính toán ở "Chương 3: Tải trọng và tác động"

Bước 3: Sơ đồ tính và tính toán nội lực cho bản.

Xét tỉ số $\frac{L_2}{L_1}$. Với L_1, L_2 lần lượt là chiều dài theo phương cạnh ngắn và cạnh dài của ô sàn

- Nếu $\frac{L_2}{L_1} > 2$ thì bản sàn làm việc một phương. Khi đó tiến hành cắt 1 dải bản có bề rộng 1m theo phương cạnh ngắn, xác định các điều kiện biên và tính toán như 1 dầm chịu uốn có kích thước tiết diện là $b \times h = 1m \times h_s$
- Khi tỷ số $\frac{L_2}{L_1} \le 2$ xem như ô sàn làm việc theo 2 phương. Tiến hành xác định điều kiện biên và tải trọng để xác định loại ô bản và các hệ số tính toán momen theo 2 phương.

Bước 4: Tính toán cốt thép cho sàn.

- Bê tông B30, cốt thép CB240-T $\xi_R = 0.615$
- Bê tông B30, cốt thép CB400-V $\xi_R = 0.533$
- Chọn $a_{gt} = 30mm$

$$\alpha = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_o^2} \Rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1-2\alpha} \le \xi_R$$

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

Hàm lượng thép:

- Khi sử dụng bê tông B30 và thép CB240-T

$$\mu_{min} = 0.05\% < \mu = \frac{A_s}{b h_o} \times 100\% < \mu_{max} = \frac{\xi_R \gamma_b R_b}{R_s} \times 100\% = \frac{0.615 \times 1 \times 17}{210} \times 100\% = 4.9$$

- Khi sử dụng bê tông B30 và thép CB400-V

$$\mu_{min} = 0.05\% < \mu = \frac{A_s}{b h_o} \times 100\% < \mu_{max} = \frac{\xi_R \gamma_b R_b}{R_s} \times 100\% = \frac{0.533 \times 1 \times 17}{350} \times 100\% = 2.59\%$$

Bước 5: Kiểm tra điều kiện sử dụng bình thường của sàn (biến dạng).

4.2.3. Tính toán thiết kế sàn

4.2.3.1. Quan niệm tính toán

Xem sàn là tuyệt đối cứng trong mặt phẳng ngang.

Tùy vào tỷ lệ kích thước cạnh, ô sàn có thể được xem là ô sàn một phương $\frac{L_2}{L_1} > 2$ hay ô sàn hai phương $\frac{L_2}{L_1} \le 2$. Với sàn một phương bỏ qua sự làm việc của sàn theo phương cạnh dài, nội lực sàn được xác định theo sơ đồ tính như một dầm có nhịp bằng kích thước cạnh ngắn của sàn, liên kết ở hai đầu cạnh ngắn.

4.2.3.2. Tính toán nội lực và thiết kế thép cho sàn

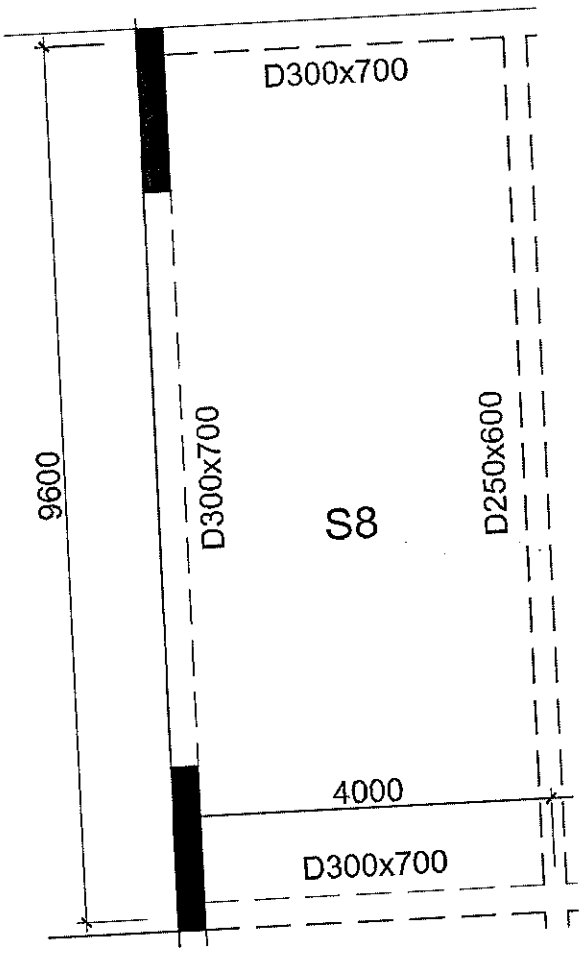
1. Tính toán điển hình cho ô sàn làm việc 1 phương (ô S8)

Ô sàn S8 có các thông số kích thước và tải trọng như sau

$L_1 = 4000(\text{mm})$

$L_2 = 9600(\text{mm})$

$\frac{L_2}{L_1} = \frac{9600}{4000} = 2.4 > 2$ ➔ Ô sàn làm việc 1 phương.



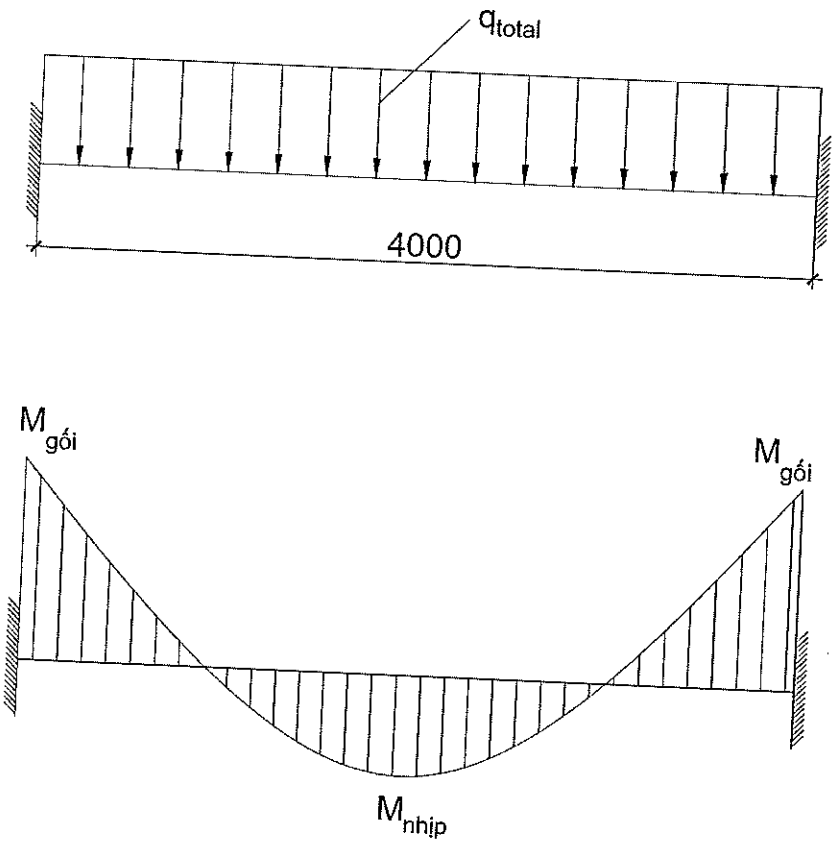
Hình 4.3 Kích thước ô sàn S8

Tính toán nội lực ô sàn

- Cắt dải 1m theo phương cạnh ngắn ô sàn.
- Xét tỷ số giữa chiều cao dầm và chiều dày sàn có:

$$\begin{cases} \frac{h_d}{h_s} = \frac{700}{180} = 3.9 > 3 \\ \frac{h_d}{h_s} = \frac{600}{180} = 3.3 > 3 \end{cases}$$ ➔ Xem như dải sàn ngàm tại 2 đầu

Sơ đồ tính như hình bên dưới:



Hình 4.4 Sơ đồ tính dải sàn

- Trong đó:

$$q_{total} = q_{TLBT} + q_{CLHT} + q_{TUONG} + q_{HT} = 0.18 \times 25 \times 1.1 + 1.86 + 3 + 1.5 \times 1.3 = 11.76 (kN/m$$

$$M_{goi} = \frac{q_{total} \times L_1^2}{12} = \frac{11.76 \times 4^2}{12} = 15.68 (kN.m)$$

$$M_{nhip} = \frac{q_{total} \times L_1^2}{24} = \frac{11.76 \times 4^2}{24} = 7.84 (kN.m)$$

Tính toán thép cho ô S8. Thực hiện các tính toán như trong bước 4 mục 4.2.2 ta được các kết quả như sau:

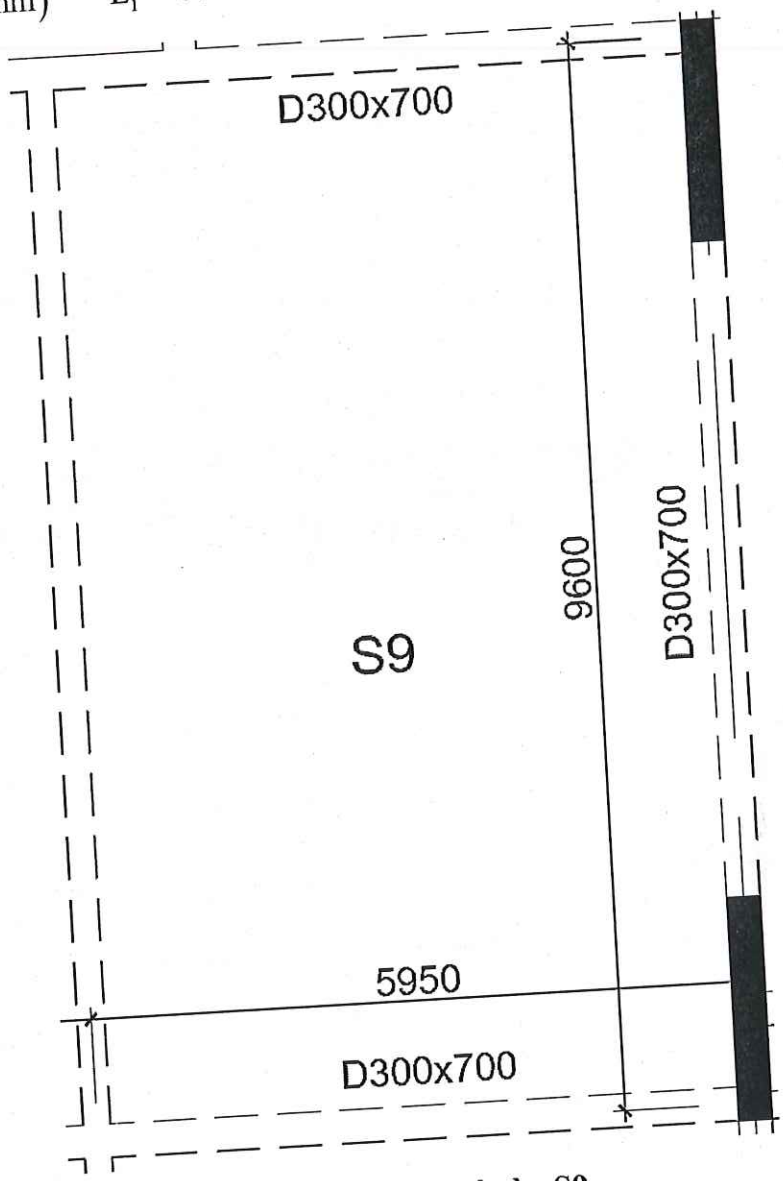
Momen	α	ξ	$A_s (mm^2)$	Thép	$A_{s\ chon} (mm^2)$
$M_{gối}$	0.040	0.040	305.1	Φ10a200	393
$M_{nhịp}$	0.020	0.020	249.8	Φ8a200	251

2. Tính toán điển hình cho ô sàn làm việc 2 phương (ô S9)

Ô bản S9 có các thông số kích thước và tải trọng như sau

$L_1 = 5950 (mm)$ $\quad \frac{L_2}{L_1} = \frac{9600}{5950} = 1.6 < 2$ → Ô sàn làm việc 2 phương.

$L_2 = 9600 (mm)$



Hình 4.5 Kích thước ô sàn S9

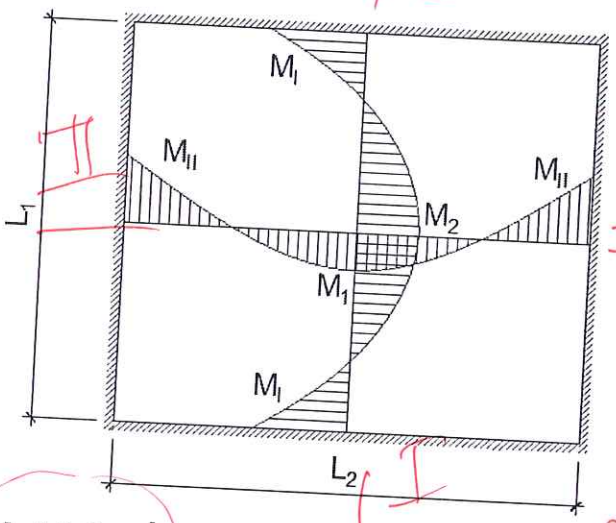
Tính toán nội lực bản sàn:

- Cắt dải 1m theo 2 phương của ô sàn.
- Xét tỷ số giữa chiều cao dầm và chiều dày sàn có:

$$\begin{cases} \frac{h_d}{h_s} = \frac{700}{180} = 3.9 > 3 \\ \frac{h_d}{h_s} = \frac{600}{180} = 3.3 > 3 \end{cases}$$

➔ Xem như dải sàn ngàm tại 2 đầu.

➔ Ô sàn làm việc theo sơ đồ số 9



Hình 4.6 Sơ đồ tính ô bản số 9 kê 4 cạnh

Trong đó:

$$M_1 = m_{91} q_{total} L_1 L_2$$

$$M_2 = m_{92} q_{total} L_1 L_2$$

$$M_I = k_{91} q_{total} L_1 L_2$$

$$M_{II} = k_{92} q_{total} L_1 L_2$$

- Dựa vào tỉ lệ $\frac{L_2}{L_1} = \frac{9600}{5950} = 1.61$ Tiến hành tra bảng ta được:

$m_{91} = 0.0224$ $m_{92} = 0.0079$ $k_{91} = 0.0451$ $k_{92} = 0.0174$

Tính toán thép cho ô S9. Thực hiện các tính toán như trong bước 4 mục 4.2.2 (sử dụng thép CB240-T cho thép có đường kính < 10mm và thép CB400-V cho thép có đường kính ≥10mm ta được các kết quả như sau:

Momen	Giá trị	α	ξ	$A_s\left(mm^2\right)$	Thép	$A_{s\,chon}\left(mm^2\right)$
M_1	15.1	0.040	0.040	293.9	Φ10a200	393
M_2	5.8	0.010	0.020	184.5	Φ8a200	251
M_1	30.2	0.080	0.080	600.6	Φ10a100	785
M_{II}	11.6	0.030	0.030	224.7	Φ10a200	393

3. Tính toán các ô sàn còn lại

Các ô sàn còn lại có thể tính toán tương tự như mục 1 và 2 vừa trình bày ở trên. Kết quả tính toán và chọn thép được trình bày cụ thể trong bảng sau:

Tên Ô Sàn	L1 ngắn m	L2 (dài) m	Loại sàn	h mm	a_0 mm	h_0 mm	$q_{tĩnh\ tải\ hoàn\ thiện}$ kN/m²	$q_{Trọng\ lượng\ bản\ thân}$ kN/m²	$q_{tải\ tường}$ kN/m²	$q_{Tổng\ tĩnh\ tải}$ kN/m²	$q_{hoạt\ tải}$ kN/m²	q_{Total} kN/m²	M_1 M_2 M_I M_{II} kNm	α_m	ζ	$A_{s,tính\ toán}$ mm²	Φ chọn mm	a mm	$A_{s,chọn}$ mm²	Check	μ (%
S1	6.9	9.6	2P	180	25	150	1.86	4.95	3	9.81	1.95	11.8	18.4	0.05	0.05	359.3	Φ 10	a 200	393	0.91	0.2
						151							9.5	0.02	0.02	303.1	Φ 8	a 150	335	0.90	0.2
						150							36.8	0.10	0.10	738.3	Φ 10	a 100	785	0.94	0.4
						150							19.0	0.05	0.05	371.0	Φ 10	a 200	393	0.94	0.2
S2	3.9	9.6	1P	180	25	151	1.86	4.95	3	9.81	1.95	11.8	7.6	0.02	0.02	242.9	Φ 8	a 200	251	0.97	0.16
						150							15.3	0.04	0.04	296.5	Φ 10	a 200	393	0.76	0.20
S3	2.9	8.1	1P	180	25	151	1.86	4.95	3	9.81	3.6	13.4	4.7	0.01	0.01	147.9	Φ 8	a 200	251	0.59	0.10
						150							9.3	0.02	0.02	179.8	Φ 10	a 200	393	0.46	0.12
S4	6.8	8.1	2P	180	25	151	1.86	4.95	3	9.81	1.95	11.8	15.1	0.04	0.04	487.1	Φ 8	a 100	503	0.97	0.32
						151							10.7	0.03	0.03	341.2	Φ 8	a 100	503	0.68	0.23
						150							30.3	0.08	0.08	601.5	Φ 10	a 100	785	0.77	0.40
						150							21.3	0.06	0.06	418.5	Φ 10	a 150	524	0.80	0.28
S5	7.4	9.6	2P	180	25	150	1.86	4.95	3	9.81	1.95	11.8	19.9	0.05	0.05	389.3	Φ 10	a 200	393	0.99	0.26
						151							11.9	0.03	0.03	381.3	Φ 8	a 100	503	0.76	0.25
						150							39.8	0.10	0.11	802.0	Φ 10	a 75	1047	0.77	0.53
						150							23.8	0.06	0.06	468.4	Φ 10	a 150	524	0.89	0.31
S6	2.1	4.7	1P	180	25	151	1.86	4.95	3	9.81	3.6	13.4	2.5	0.01	0.01	78.0	Φ 8	a 200	251	0.31	0.05
						150							4.9	0.01	0.01	94.5	Φ 10	a 200	393	0.24	0.06
S7	2.1	6.8	1P	180	25	151	1.86	4.95	3	9.81	3.6	13.4	2.5	0.01	0.01	78.0	Φ 8	a 200	251	0.31	0.05
						150							4.9	0.01	0.01	94.5	Φ 10	a 200	393	0.24	0.06
S8	4	9.6	1P	180	25	151	1.86	4.95	3	9.81	1.95	11.8	7.8	0.02	0.02	249.8	Φ 8	a 200	251	0.99	0.17
						150							15.7	0.04	0.04	305.1	Φ 10	a 200	393	0.78	0.20
S9	6	9.6	2P	180	25	150	1.86	4.95	3	9.81	1.95	11.8	15.1	0.04	0.04	293.9	Φ 10	a 200	393	0.75	0.20
						151							5.8	0.01	0.02	184.5	Φ 8	a 200	251	0.73	0.12
						150							30.2	0.08	0.08	600.6	Φ 10	a 100	785	0.76	0.40
						150							11.6	0.03	0.03	224.7	Φ 10	a 200	393	0.57	0.15
S10	6.8	8.76	2P	180	25	150	1.86	4.95	3	9.81	1.95	11.8	16.6	0.04	0.04	323.8	Φ 10	a 200	393	0.82	0.22
						151							10.0	0.03	0.03	320.1	Φ 8	a 150	335	0.96	0.21
						150							33.2	0.09	0.09	663.4	Φ 10	a 100	785	0.84	0.44
						150							20.0	0.05	0.05	392.1	Φ 10	a 200	393	1.00	0.26
S11	6.8	9.6	2P	180	25	150	1.86	4.95	3	9.81	1.95	11.8	18.1	0.05	0.05	353.3	Φ 10	a 200	393	0.90	0.24
						151							9.1	0.02	0.02	289.8	Φ 8	a 150	335	0.86	0.19
						150							36.2	0.09	0.10	725.7	Φ 10	a 100	785	0.92	0.48
						150							18.2	0.05	0.05	354.6	Φ 10	a 200	393	0.90	0.24

Bảng 4-1 Kết quả tính toán và chọn thép theo phương pháp ô bản đơn

4.3. PHƯƠNG ÁN 2: XÁC ĐỊNH NỘI LỰC THEO PHƯƠNG PHÁP PHẦN TỬ HỮU HẠN

4.3.1. Tiêu chuẩn thiết kế

Thiết kế theo "TCVN 5574:2018 KẾT CẤU BÊ TÔNG VÀ BÊ TÔNG CỐT THÉP"

4.3.2. Quy trình thiết kế

Bước 1: Lựa chọn sơ bộ kích thước và cấu kiện

- Lựa chọn vật liệu cho cấu kiện (ở mục 2.2 - CHƯƠNG 2:)
- Lựa chọn kích thước cấu kiện (ở mục 2.3 - CHƯƠNG 2:)

Bước 2: Xác định tải trọng. Được tính toán ở "Chương 3:Tải trọng và tác động"

Bước 3: Thiết lập mô hình tính toán sàn bằng phần mềm Safe

- Tạo hệ lưới
- Định nghĩa về vật liệu
- Định nghĩa về tiết diện: dầm, cột, sàn, vách
- Xây dựng mô hình: hệ vách → cột → dầm → sàn
- Định nghĩa về tải trọng
- Gán tải trọng vào mô hình
- Tiến hành tạo Mesh: làm cho sàn và dầm làm việc cùng nhau, sàn truyền tải phân bố đều lên dầm. Khi đó dầm làm việc gần với thực tế.
- Tạo các dải Strip bề rộng 1m: lấy nội lực tính thép cho sàn
- Tổ hợp tính toán cốt thép cho sàn lấy:

  COMBO EU = TT+HT (xét đến nội lực dưới tác động của tải trọng tính toán)

  Trong đó: TT và HT lần lượt là nội lực do tĩnh tải và hoạt tải tính toán gây ra.

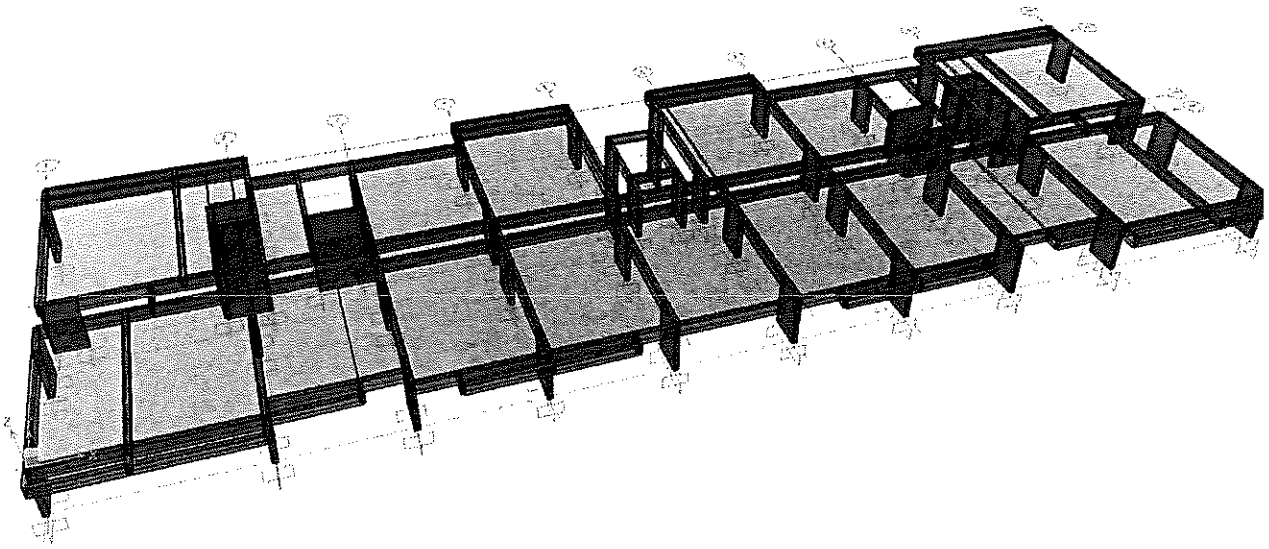
Bước 4: Tính toán cốt thép cho sàn. Tính toán giống như Bước 4 mục 4.2.2

Bước 5: Kiểm tra điều kiện sử dụng bình thường của sàn (biến dạng).

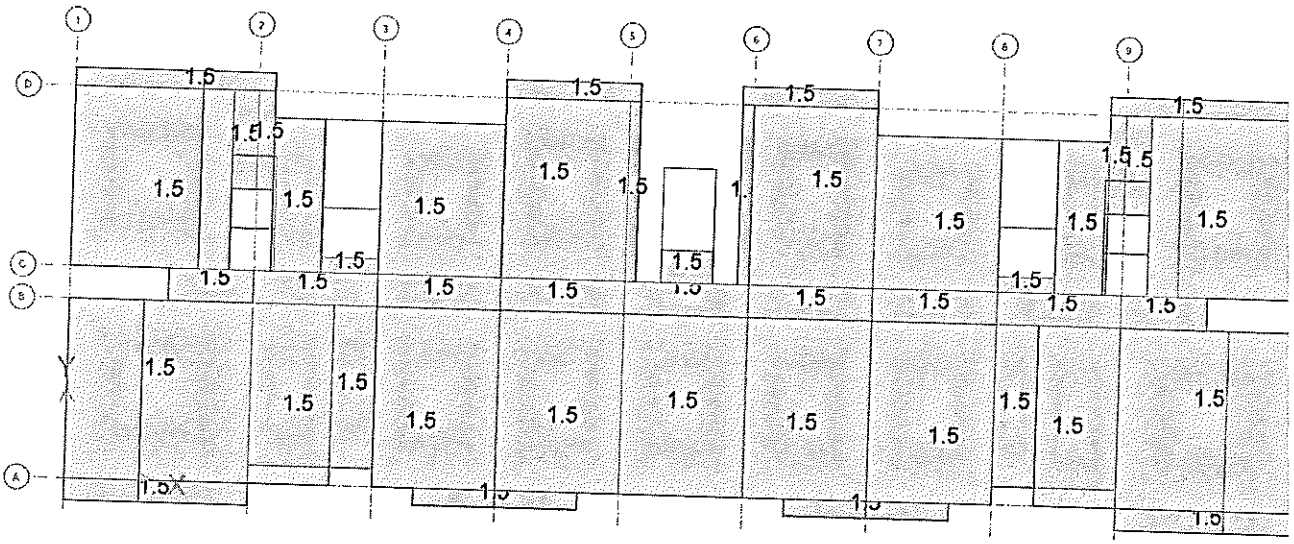
4.3.3. Xây dựng mô hình và vẽ Strip

4.3.4. Tính toán thiết kế sàn

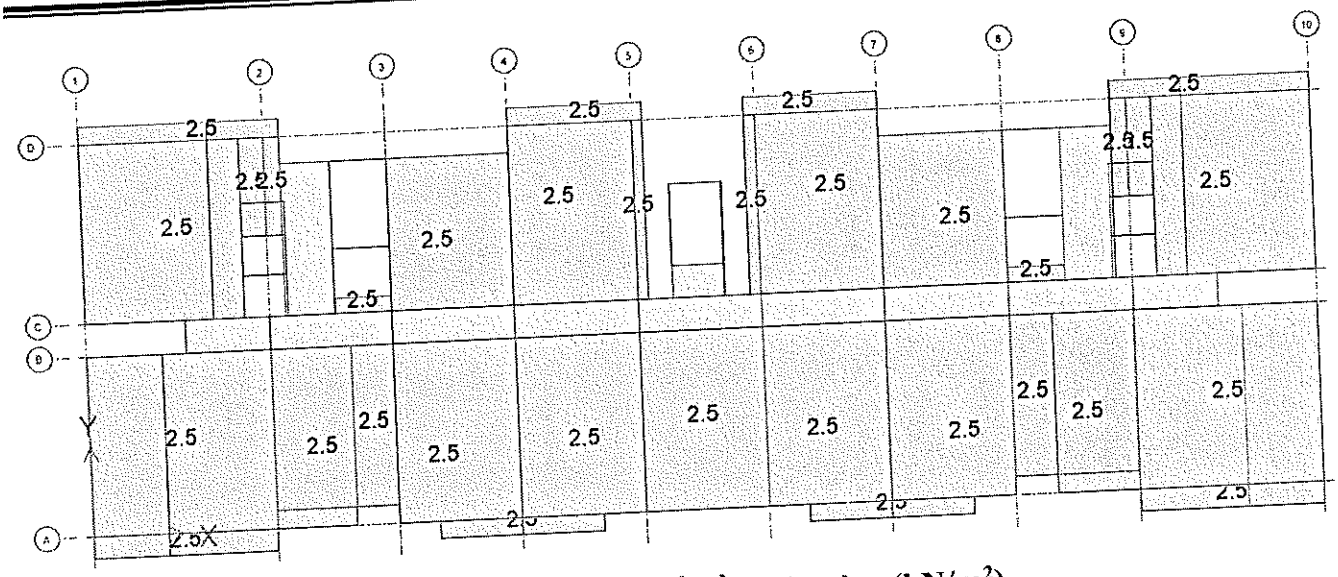
Xây dựng mô hình bằng phần mềm Safe và gán tải trọng như các hình bên dưới.



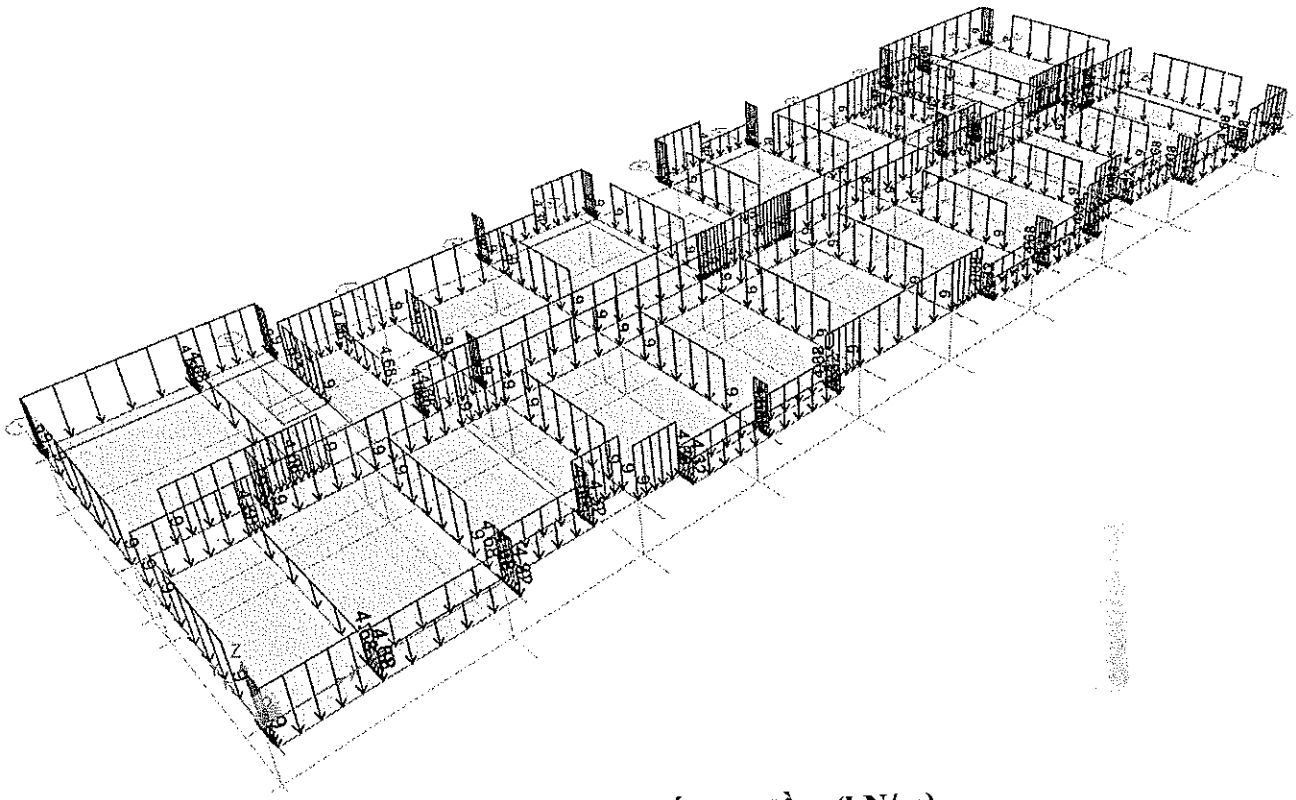
Hình 4.7 Mô hình 3D hệ dầm, sàn, vách tầng điển hình



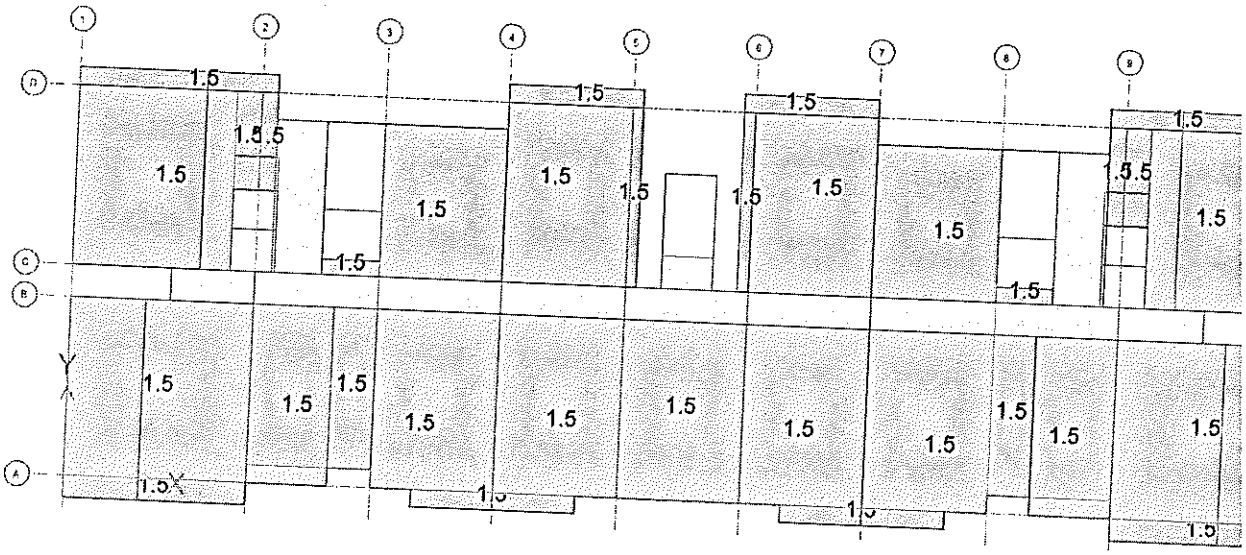
Hình 4.8 Tĩnh tải hoàn thiện (kN/m^2)



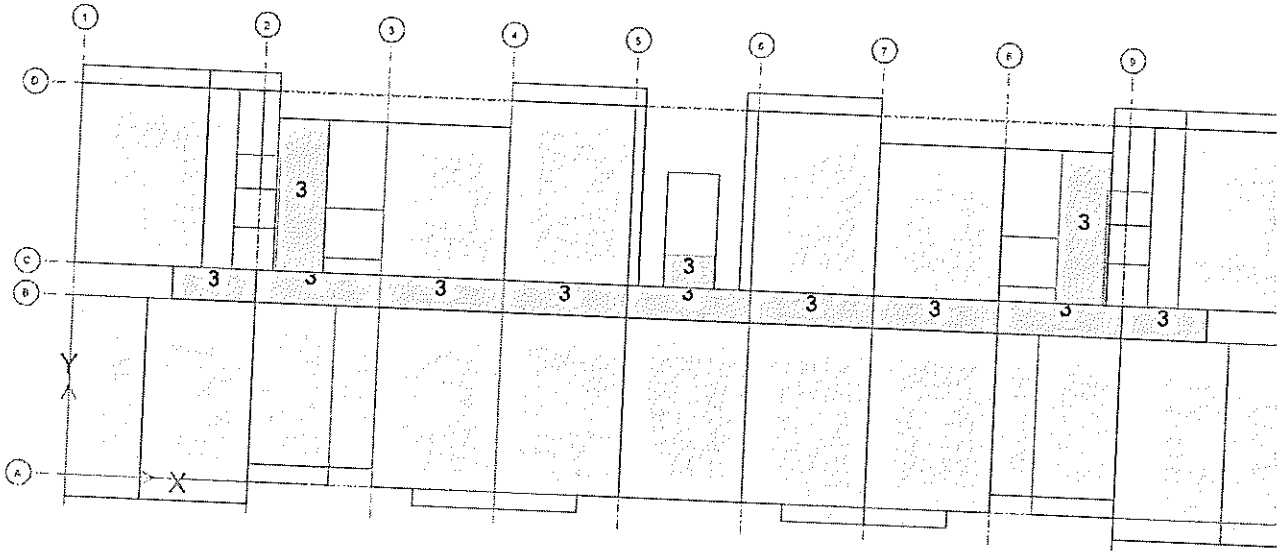
Hình 4.9 Tải tường 100 phân bố đều trên sàn (kN/m^2)



Hình 4.10 Tải tường phân bố trên dầm (kN/m)

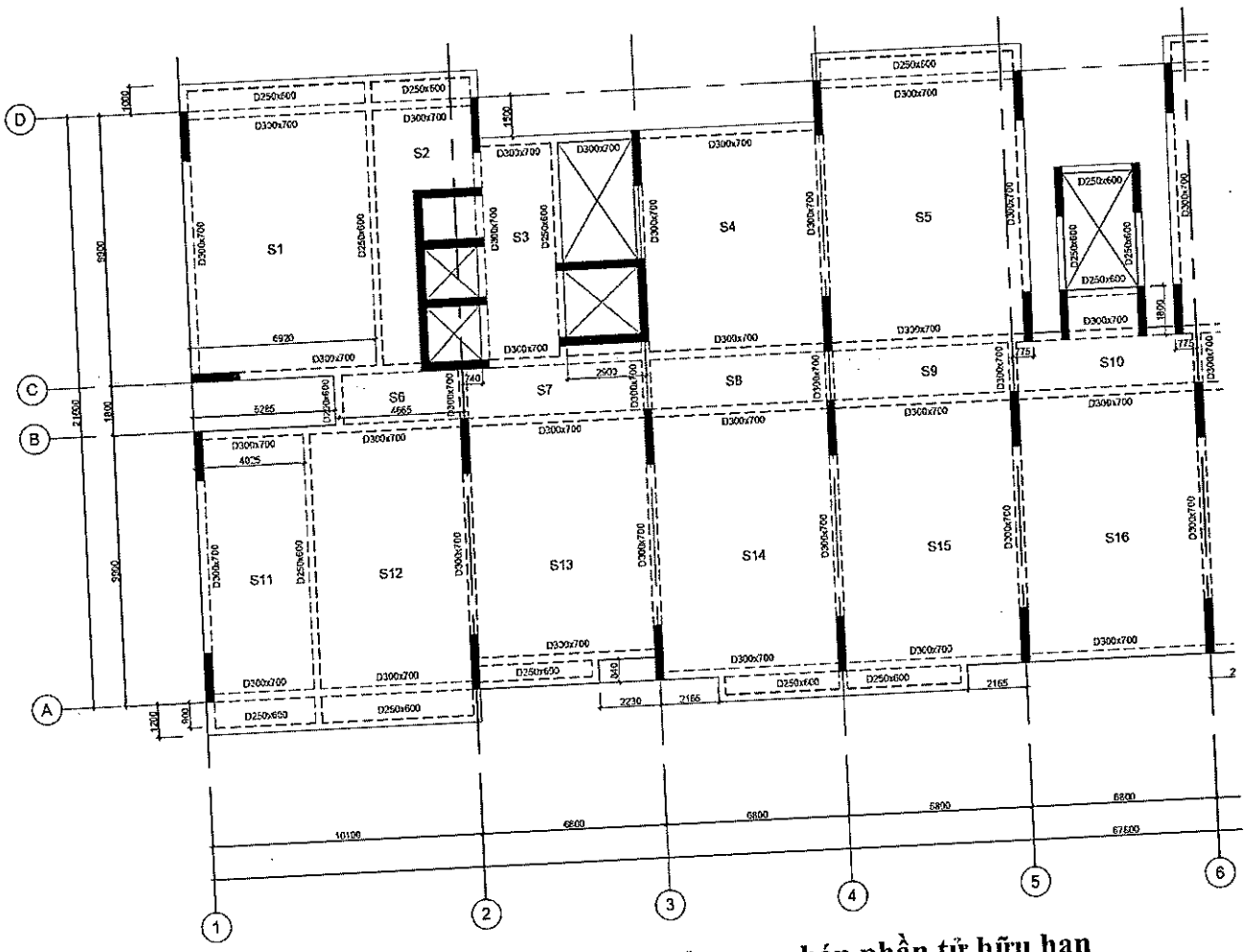


Hình 4.11 Hoạt tải < 2 (kN/m²)

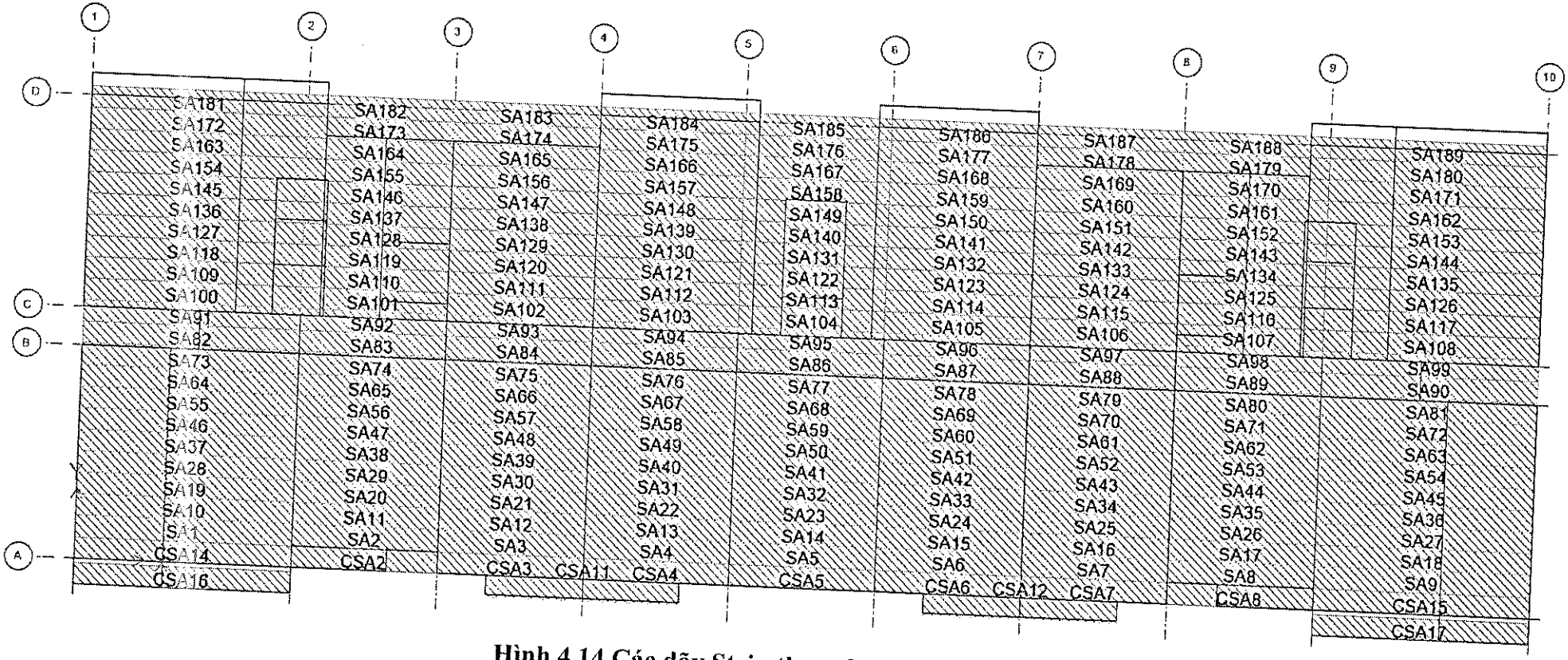


Hình 4.12 Hoạt tải > 2 (kN/m²)

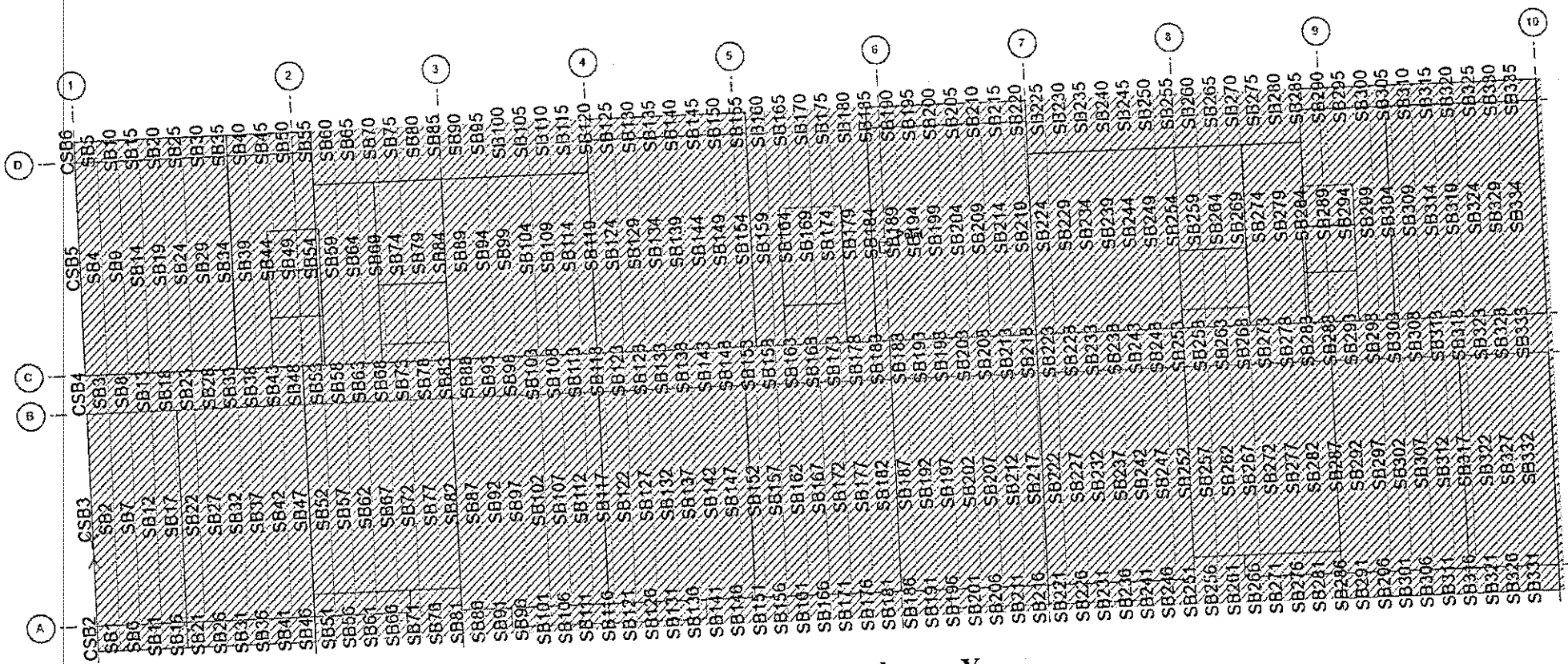
Công trình đối xứng theo phương y nên để thuận tiện trong việc sắp xếp thứ tự giá trị momen trong các dãy Strip sinh viên đánh số thứ tự ô bản của 1/2 mặt bằng như sau:



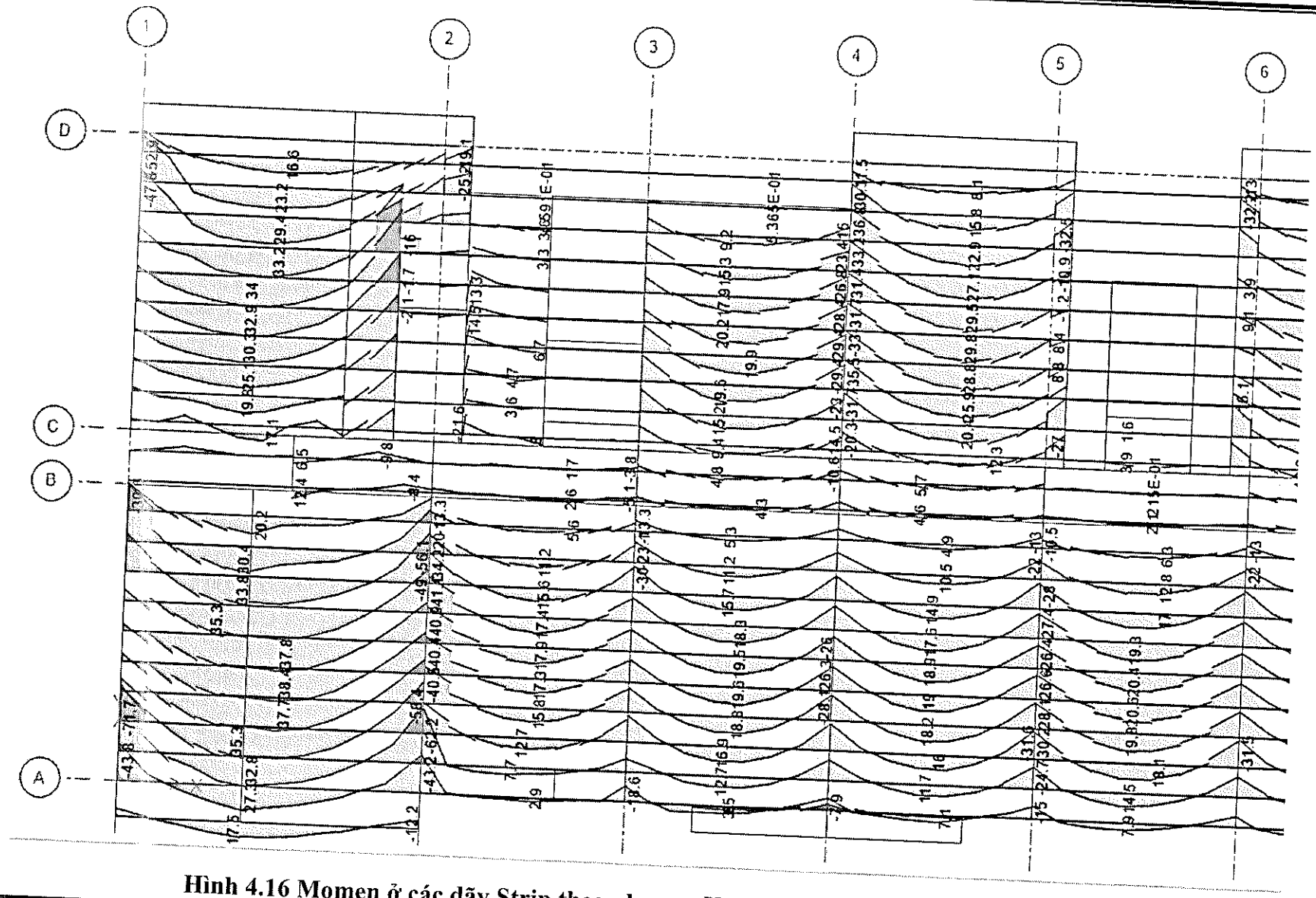
Hình 4.13 Số thứ tự ô sàn tính toán theo phương pháp phần tử hữu hạn



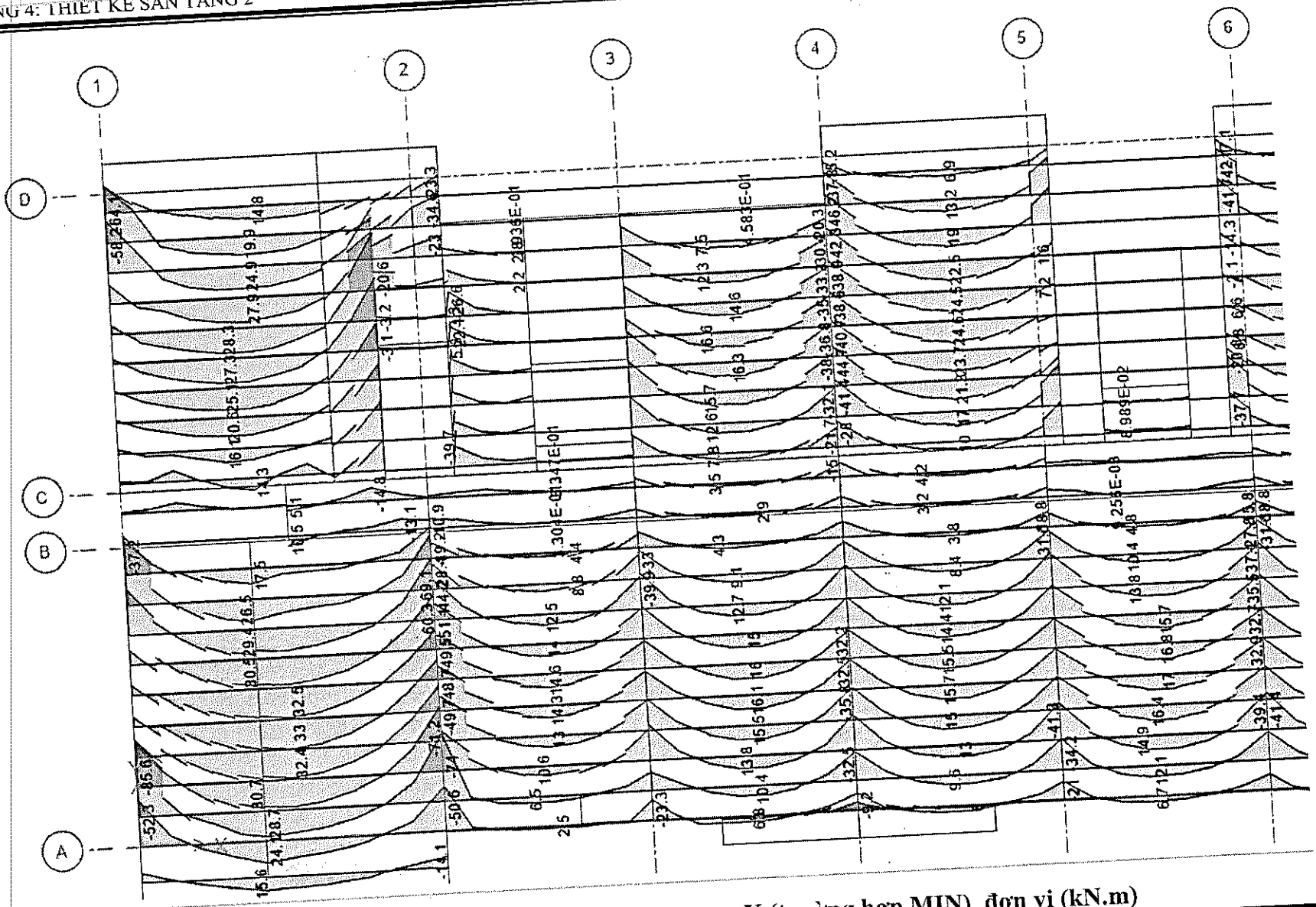
Hình 4.14 Các dãy Strip theo phương X



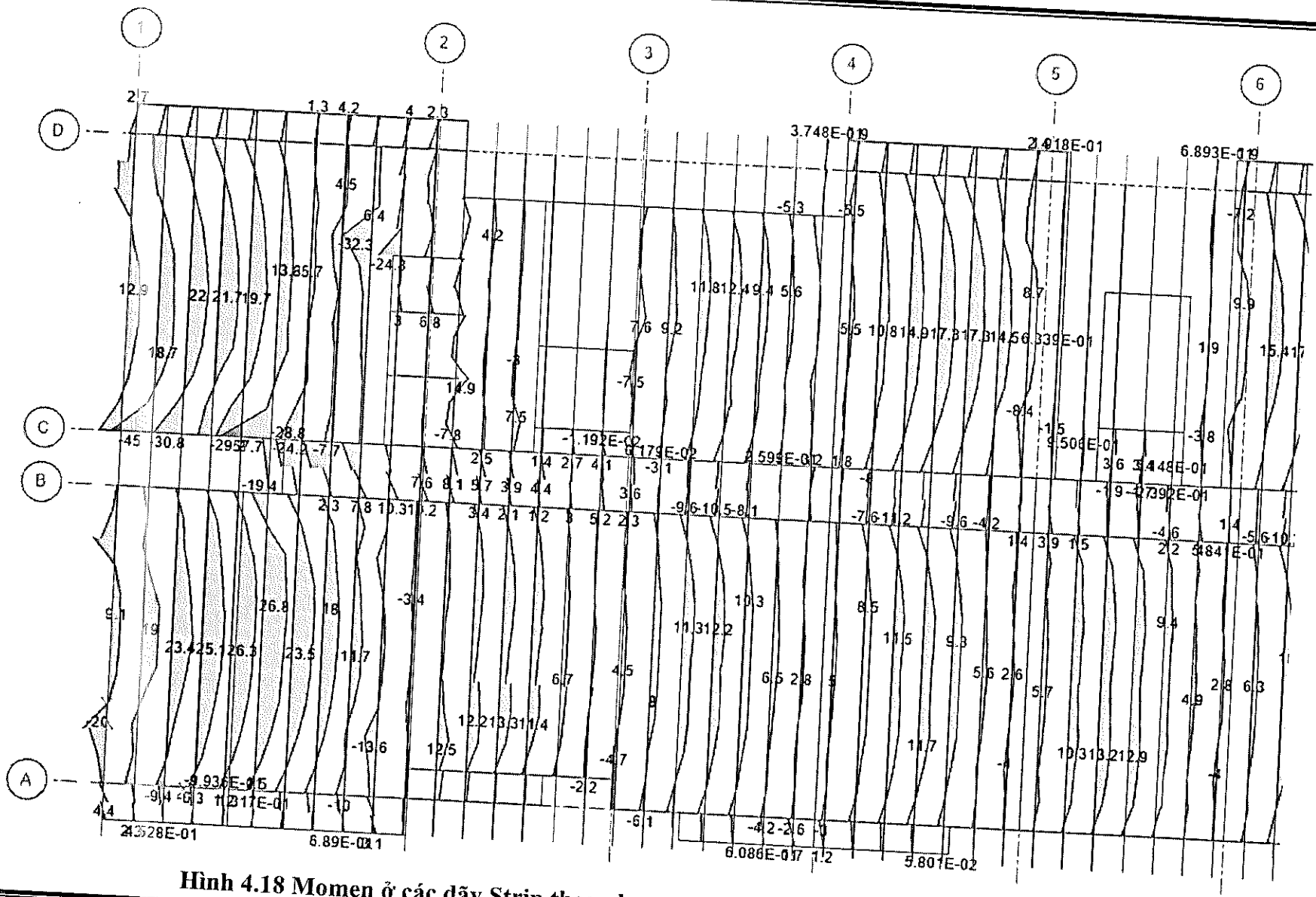
Hình 4.15 Các dãy Strip theo phương Y



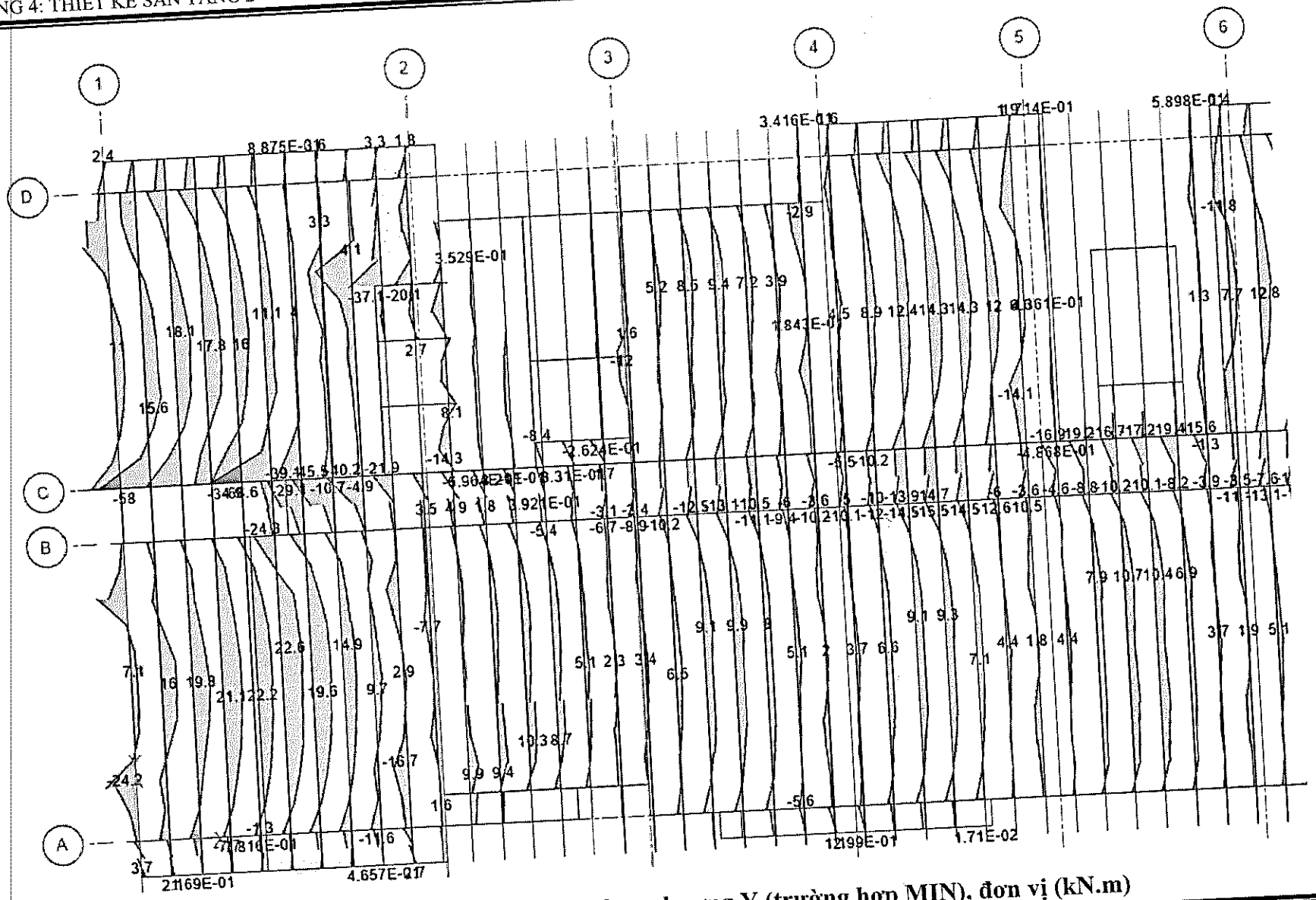
Hình 4.16 Momen ở các dãy Strip theo phương X (trường hợp MAX), đơn vị (kN.m)



Hình 4.17 Momen ở các dãy Strip theo phương X (trường hợp MIN), đơn vị (kN.m)



Hình 4.18 Momen ở các dãy Strip theo phương Y (trường hợp MAX), đơn vị (kN.m)



Hình 4.19 Momen ở các dãy Strip theo phương Y (trường hợp MIN), đơn vị (kN.m)

Kết quả tính toán được trình bày trong bảng sau:

Bảng 4-2 Kết quả tính toán cốt thép dọc cho sàn theo phương pháp phần tử hữu hạn.

Ô SÀN	DÃY STRIP	VỊ TRÍ	Strip	Comb	M	b	h	a	h_o	α	ξ	Mác thép	R_s	ξ_R	A_s	$A_{s/1m}$	μ	Thép chọn					A_{sc}	Check
					kN.m	mm	mm	mm	mm	-	-	-	(MPa)	-	mm^2	mm^2/m	%	ϕ	s	+	ϕ	s	mm^2	FS
S1	NGANG	Gối trái	SA172	EU	-64.1	1000	180	30	150	0.168	0.185	CB400V	350	0.533	1345.12	1345.12	0.897	16	100				2010.62	1.49
		Nhịp	SA145	EU	34	1000	180	30	150	0.089	0.093	CB400V	350	0.533	679.29	679.29	0.453	10	100				785.40	1.16
		Gối phải	SA118	EU	-8.6	1000	180	30	150	0.022	0.023	CB400V	350	0.533	165.69	165.69	0.110	10	200				392.70	2.37
	ĐỨNG	Gối dưới	SB24	EU	-68.6	1000	180	30	150	0.179	0.199	CB400V	350	0.533	1451.19	1451.19	0.967	16	100				2010.62	1.39
		nhịp	SB9	EU	22	1000	180	30	150	0.058	0.059	CB400V	350	0.533	431.85	431.85	0.288	10	150				523.60	1.21
		Gối trên	SB9	EU	-20.9	1000	180	30	150	0.055	0.056	CB400V	350	0.533	409.61	409.61	0.273	10	150				523.60	1.28
S2	NGANG	Gối trái	SA145	EU	-96.6	1000	180	30	150	0.253	0.297	CB400V	350	0.533	2160.27	2160.27	1.440	16	75				2680.83	1.24
		Nhịp	SA181	EU	15.2	1000	180	30	150	0.040	0.041	CB400V	350	0.533	295.52	295.52	0.197	10	200				392.70	1.33
		Gối phải	SA172	EU	-34.6	1000	180	30	150	0.090	0.095	CB400V	350	0.533	691.90	691.90	0.461	16	200				1005.31	1.45
	ĐỨNG	Gối dưới	SB34	EU	-10.7	1000	180	30	150	0.028	0.028	CB400V	350	0.533	206.74	206.74	0.138	10	200				392.70	1.90
		nhịp	SB39	EU	6.4	1000	180	30	150	0.017	0.017	CB400V	350	0.533	122.94	122.94	0.082	10	200				392.70	3.19
		Gối trên	SB39	EU	-39.3	1000	180	30	150	0.103	0.109	CB400V	350	0.533	791.57	791.57	0.528	16	200				1005.31	1.27
S3	NGANG	Gối trái	SA101	EU	-39.7	1000	180	30	150	0.104	0.110	CB400V	350	0.533	800.13	800.13	0.533	16	200				1005.31	1.26
		Nhịp	SA137	EU	14.5	1000	180	30	150	0.038	0.039	CB400V	350	0.533	281.63	281.63	0.188	10	200				392.70	1.39
		Gối phải	SA110	EU	-7.1	1000	180	30	150	0.019	0.019	CB400V	350	0.533	136.52	136.52	0.091	10	200				392.70	2.88
	ĐỨNG	Gối dưới	SB54	EU	-14.3	1000	180	30	150	0.037	0.038	CB400V	350	0.533	277.67	277.67	0.185	10	200				392.70	1.41
		nhịp	SB54	EU	14.9	1000	180	30	150	0.039	0.040	CB400V	350	0.533	289.56	289.56	0.193	10	200				392.70	1.36
		Gối trên	SB54	EU	-14.3	1000	180	30	150	0.037	0.038	CB400V	350	0.533	277.67	277.67	0.185	10	200				392.70	1.41
S4	NGANG	Gối trái	SA120	EU	-40.9	1000	180	30	150	0.107	0.113	CB400V	350	0.533	825.85	825.85	0.551	16	200				1005.31	1.22
		Nhịp	SA138	EU	20.2	1000	180	30	150	0.053	0.054	CB400V	350	0.533	395.50	395.50	0.264	10	150				523.60	1.32
		Gối phải	SA120	EU	-38	1000	180	30	150	0.099	0.105	CB400V	350	0.533	763.85	763.85	0.509	16	200				1005.31	1.32
	ĐỨNG	Gối dưới	SB84	EU	-12	1000	180	30	150	0.031	0.032	CB400V	350	0.533	232.27	232.27	0.155	10	200				392.70	1.69
		nhịp	SB99	EU	12.4	1000	180	30	150	0.032	0.033	CB400V	350	0.533	240.15	240.15	0.160	10	200				392.70	1.64
		Gối trên	SB114	EU	-14.7	1000	180	30	150	0.038	0.039	CB400V	350	0.533	285.60	285.60	0.190	10	200				392.70	1.38
S5	NGANG	Gối trái	SA166	EU	-46.2	1000	180	30	150	0.121	0.129	CB400V	350	0.533	940.73	940.73	0.627	16	200				1005.31	1.07
		Nhịp	SA139	EU	29.8	1000	180	30	150	0.078	0.081	CB400V	350	0.533	591.64	591.64	0.394	10	100				785.40	1.33
		Gối phải	SA112	EU	-45.2	1000	180	30	150	0.118	0.126	CB400V	350	0.533	918.90	918.90	0.613	16	200				1005.31	1.09
	ĐỨNG	Gối dưới	SB134	EU	-15.5	1000	180	30	150	0.041	0.041	CB400V	350	0.533	301.48	301.48	0.201	10	200				392.70	1.30
		nhịp	SB134	EU	17.3	1000	180	30	150	0.042	0.043	CB400V	350	0.533	337.33	337.33	0.208	10	200				392.70	1.16
		Gối trên	SB134	EU	-17.8	1000	180	30	150	0.047	0.048	CB400V	350	0.533	347.33	347.33	0.232	10	200				392.70	1.13

S6	NGANG	Gối trái	SA91	EU	-14.8	1000	180	30	150	0.039	0.039	CB400V	350	0.533	287.58	287.58	0.192	10	200				392.70	1.37
		Nhịp	SA82	EU	12.4	1000	180	30	150	0.032	0.033	CB400V	350	0.533	240.15	240.15	0.160	10	200				392.70	1.64
		Gối phải	SA91	EU	-14.8	1000	180	30	150	0.039	0.039	CB400V	350	0.533	287.58	287.58	0.192	10	200				392.70	1.37
	ĐỨNG	Gối dưới	SB28	EU	-6	1000	180	30	150	0.016	0.016	CB400V	350	0.533	115.20	115.20	0.077	10	200				392.70	3.41
		nhịp	SB43	EU	10.3	1000	180	30	150	0.027	0.027	CB400V	350	0.533	198.91	198.91	0.133	10	200				392.70	1.97
		Gối trên	SB33	EU	-45.5	1000	180	30	150	0.119	0.127	CB400V	350	0.533	925.44	925.44	0.617	16	200				1005.31	1.09
S7	NGANG	Gối trái	SA83	EU	-10.9	1000	180	30	150	0.028	0.029	CB400V	350	0.533	210.66	210.66	0.140	10	200				392.70	1.86
		Nhịp	SA83	EU	2.6	1000	180	30	150	0.007	0.007	CB400V	350	0.533	49.69	49.69	0.033	10	200				392.70	7.90
		Gối phải	SA83	EU	-9.7	1000	180	30	150	0.025	0.026	CB400V	350	0.533	187.17	187.17	0.125	10	200				392.70	2.10
	ĐỨNG	Gối dưới	SB83	EU	-8.9	1000	180	30	150	0.023	0.024	CB400V	350	0.533	171.54	171.54	0.114	10	200				392.70	2.29
		nhịp	SB48	EU	10.2	1000	180	30	150	0.027	0.027	CB400V	350	0.533	196.95	196.95	0.131	10	200				392.70	1.99
		Gối trên	SB53	EU	-13.1	1000	180	30	150	0.034	0.035	CB400V	350	0.533	253.95	253.95	0.169	10	200				392.70	1.55
S8	NGANG	Gối trái	SA93	EU	-11.2	1000	180	30	150	0.029	0.030	CB400V	350	0.533	216.55	216.55	0.144	10	200				392.70	1.81
		Nhịp	SA93	EU	4.8	1000	180	30	150	0.013	0.013	CB400V	350	0.533	92.01	92.01	0.061	10	200				392.70	4.27
		Gối phải	SA93	EU	-15	1000	180	30	150	0.039	0.040	CB400V	350	0.533	291.55	291.55	0.194	10	200				392.70	1.35
	ĐỨNG	Gối dưới	SB98	EU	-13.1	1000	180	30	150	0.034	0.035	CB400V	350	0.533	253.95	253.95	0.169	10	200				392.70	1.55
		nhịp	SB83	EU	3.6	1000	180	30	150	0.009	0.009	CB400V	350	0.533	68.90	68.90	0.046	10	200				392.70	5.70
		Gối trên	SB98	EU	-9.9	1000	180	30	150	0.026	0.026	CB400V	350	0.533	191.08	191.08	0.127	10	200				392.70	2.06
S9	NGANG	Gối trái	SA94	EU	-16.2	1000	180	30	150	0.042	0.043	CB400V	350	0.533	315.40	315.40	0.208	10	200				392.70	1.25
		Nhịp	SA94	EU	5.7	1000	180	30	150	0.015	0.015	CB400V	350	0.533	109.39	109.39	0.073	10	200				392.70	3.59
		Gối phải	SA85	EU	-10.7	1000	180	30	150	0.028	0.028	CB400V	350	0.533	206.74	206.74	0.138	10	200				392.70	1.90
	ĐỨNG	Gối dưới	SB133	EU	-14.7	1000	180	30	150	0.038	0.039	CB400V	350	0.533	285.60	285.60	0.190	10	200				392.70	1.38
		nhịp	SB118	EU	1.8	1000	180	30	150	0.005	0.005	CB400V	350	0.533	34.37	34.37	0.023	10	200				392.70	11.43
		Gối trên	SB133	EU	-12.6	1000	180	30	150	0.033	0.034	CB400V	350	0.533	244.09	244.09	0.163	10	200				392.70	1.61
S10	NGANG	Gối trái	SA86	EU	-8.1	1000	180	30	150	0.021	0.021	CB400V	350	0.533	155.95	155.95	0.104	10	200				392.70	2.52
		Nhịp	SA86	EU	2.1	1000	180	30	150	0.005	0.006	CB400V	350	0.533	40.11	40.11	0.027	10	200				392.70	9.79
		Gối phải	SA86	EU	-8.2	1000	180	30	150	0.021	0.022	CB400V	350	0.533	157.90	157.90	0.105	10	200				392.70	2.49
	ĐỨNG	Gối dưới	SB183	EU	-11.1	1000	180	30	150	0.029	0.029	CB400V	350	0.533	214.59	214.59	0.143	10	200				392.70	1.83
		nhịp	SB178	EU	4	1000	180	30	150	0.010	0.011	CB400V	350	0.533	76.59	76.59	0.051	10	200				392.70	5.13
		Gối trên	SB173	EU	-19.4	1000	180	30	150	0.051	0.052	CB400V	350	0.533	379.40	379.40	0.253	10	200				392.70	1.04
S11	NGANG	Gối trái	SA1	EU	-85.6	1000	180	30	150	0.224	0.257	CB400V	350	0.533	1870.62	1870.62	1.247	16	100				2010.62	1.07
		Nhịp	SA28	EU	38.4	1000	180	30	150	0.100	0.106	CB400V	350	0.533	772.37	772.37	0.515	16	200				1005.31	1.30
		Gối phải	SA1	EU	0	1000	180	30	150	0.000	0.000	CB400V	350	0.533	0.00	0.00	0.000	0	0				0.00	0.00
	ĐỨNG	Gối dưới	CSB3	EU	-24.2	1000	180	30	150	0.063	0.065	CB400V	350	0.533	476.54	476.54	0.318	10	150				523.60	1.10
		nhịp	SB22	EU	26.8	1000	180	30	150	0.070	0.073	CB400V	350	0.533	529.73	529.73	0.353	10	100				785.40	1.48
		Gối trên	CSB3	EU	-33.2	1000	180	30	150	0.087	0.091	CB400V	350	0.533	662.50	662.50	0.442	10	100				785.40	1.19

S12	NGANG	Gối trái	SA1	EU	0	1000	180	30	150	0.000	0.000	CB400V	350	0.533	0.00	0.00	0.000	0	0				0.00	0.00
		Nhịp	SA28	EU	38.4	1000	180	30	150	0.100	0.106	CB400V	350	0.533	772.37	772.37	0.515	16	200				1005.31	1.30
		Gối phải	SA1	EU	-73.8	1000	180	30	150	0.193	0.216	CB400V	350	0.533	1576.22	1576.22	1.051	16	100				2010.62	1.28
	ĐỨNG	Gối dưới	SB32	EU	-13.7	1000	180	30	150	0.036	0.036	CB400V	350	0.533	265.80	265.80	0.177	10	200				392.70	1.48
		nhịp	SB22	EU	26.8	1000	180	30	150	0.070	0.073	CB400V	350	0.533	529.73	529.73	0.353	10	100				785.40	1.48
		Gối trên	SB22	EU	-24.3	1000	180	30	150	0.064	0.066	CB400V	350	0.533	478.58	478.58	0.319	10	150				523.60	1.09
S13	NGANG	Gối trái	SA47	EU	-51.1	1000	180	30	150	0.134	0.144	CB400V	350	0.533	1048.83	1048.83	0.699	16	150				1340.41	1.28
		Nhịp	SA38	EU	17.9	1000	180	30	150	0.047	0.048	CB400V	350	0.533	349.33	349.33	0.233	10	200				392.70	1.12
		Gối phải	SA56	EU	-36.3	1000	180	30	150	0.095	0.100	CB400V	350	0.533	727.78	727.78	0.485	16	200				1005.31	1.38
	ĐỨNG	Gối dưới	SB67	EU	-6.6	1000	180	30	150	0.017	0.017	CB400V	350	0.533	126.82	126.82	0.085	10	200				392.70	3.10
		nhịp	SB62	EU	13.3	1000	180	30	150	0.035	0.035	CB400V	350	0.533	257.90	257.90	0.172	10	200				392.70	1.52
		Gối trên	SB62	EU	-9.3	1000	180	30	150	0.024	0.025	CB400V	350	0.533	179.35	179.35	0.120	10	200				392.70	2.19
S14	NGANG	Gối trái	SA57	EU	-39.9	1000	180	30	150	0.104	0.110	CB400V	350	0.533	804.41	804.41	0.536	16	200				1005.31	1.25
		Nhịp	SA30	EU	19.6	1000	180	30	150	0.051	0.053	CB400V	350	0.533	383.42	383.42	0.256	10	150				523.60	1.37
		Gối phải	SA57	EU	-36.4	1000	180	30	150	0.095	0.100	CB400V	350	0.533	729.89	729.89	0.487	16	200				1005.31	1.38
	ĐỨNG	Gối dưới	SB92	EU	-11.2	1000	180	30	150	0.029	0.030	CB400V	350	0.533	216.55	216.55	0.144	10	200				392.70	1.81
		nhịp	SB97	EU	12.2	1000	180	30	150	0.032	0.032	CB400V	350	0.533	236.21	236.21	0.157	10	200				392.70	1.66
		Gối trên	SB97	EU	-13.1	1000	180	30	150	0.034	0.035	CB400V	350	0.533	253.95	253.95	0.169	10	200				392.70	1.55
S15	NGANG	Gối trái	SA13	EU	-39.4	1000	180	30	150	0.103	0.109	CB400V	350	0.533	793.71	793.71	0.529	16	200				1005.31	1.27
		Nhịp	SA31	EU	19	1000	180	30	150	0.050	0.051	CB400V	350	0.533	371.37	371.37	0.248	10	200				392.70	1.06
		Gối phải	SA13	EU	-41.3	1000	180	30	150	0.108	0.115	CB400V	350	0.533	834.45	834.45	0.556	16	200				1005.31	1.20
	ĐỨNG	Gối dưới	SB132	EU	-10.4	1000	180	30	150	0.027	0.028	CB400V	350	0.533	200.86	200.86	0.134	10	200				392.70	1.96
		nhịp	SB132	EU	11.7	1000	180	30	150	0.031	0.031	CB400V	350	0.533	226.37	226.37	0.151	10	200				392.70	1.73
		Gối trên	SB132	EU	-14.7	1000	180	30	150	0.038	0.039	CB400V	350	0.533	285.60	285.60	0.190	10	200				392.70	1.38
S16	NGANG	Gối trái	SA14	EU	-39.2	1000	180	30	150	0.102	0.108	CB400V	350	0.533	789.44	789.44	0.526	16	200				1005.31	1.27
		Nhịp	SA32	EU	20.6	1000	180	30	150	0.054	0.055	CB400V	350	0.533	403.56	403.56	0.269	10	150				523.60	1.30
		Gối phải	SA14	EU	-39.4	1000	180	30	150	0.103	0.109	CB400V	350	0.533	793.71	793.71	0.529	16	200				1005.31	1.27
	ĐỨNG	Gối dưới	SB162	EU	-4.9	1000	180	30	150	0.013	0.013	CB400V	350	0.533	93.94	93.94	0.063	10	200				392.70	4.18
		nhịp	SB162	EU	13.2	1000	180	30	150	0.035	0.035	CB400V	350	0.533	255.92	255.92	0.171	10	200				392.70	1.53
		Gối trên	SB162	EU	-10.2	1000	180	30	150	0.027	0.027	CB400V	350	0.533	196.95	196.95	0.131	10	200				392.70	1.99

4.4. SO SÁNH LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN BỐ TRÍ THÉP

PHƯƠNG PHÁP TRA Ô BẢN ĐƠN	PHƯƠNG PHÁP PHẦN TỬ HỮU HẠN
Ưu điểm: Tính toán đơn giản, dễ thực hiện.	*Ưu điểm:* Mô hình tính toán gần với sự làm việc thực tế của kết cấu.
Nhược điểm: Xem liên kết ở các cạnh đều là liên kết ngàm tuyệt đối nên nhiều vị trí như các ô bản ở biên cho kết quả chưa phù hợp. Bên cạnh đó, khi làm việc thực tế các ô bản không làm việc đơn lẻ từng ô bản mà là làm việc theo ô bản liên tục. Dẫn đến kết quả tính toán không gần với sự làm việc thực tế của sàn.	*Nhược điểm:* Xây dựng và nhập liệu mô hình trải qua nhiều công đoạn, cho nên đòi hỏi người sử dụng phải cẩn thận và am hiểu phần mềm, nếu không sẽ cho ra kết quả thiếu chính xác.

➔ **Kết luận:**

Từ việc so sánh trên, sinh viên chọn kết quả tính toán bằng phương pháp phần tử hữu hạn để bố trí thép.

4.5. KIỂM TRA KHẢ NĂNG CHỊU CẮT CỦA SÀN

Lực cắt lớn nhất trong sàn: $Q_{max} = \{|V_{13}|;|V_{23}|\} = 315.06(kN)$

Cắt bản sàn có bề rộng 1m để tính toán khả năng chịu cắt của sàn

Đặc trưng tiết diện:

- b = 1 m, h = 180 mm
- a = 30 mm
- $h_o = h - a = 180 - 30 = 150$ mm

Kiểm tra khả năng chịu cắt của bê tông sàn: (mục 8.1.3.3, trang 70, TCVN 5574:2018):

$$Q_1 \le Q_{b,1}$$

Trong đó:

- Q_1 lực cắt trong tiết diện thẳng góc do ngoại lực, $Q_{max} = Q_1 = 315.06(kN)$
- $Q_{1,b}$ được xác định theo công thức $Q_{1,b} = 0.5R_{bt}bh_o$, nhưng lấy giá trị $Q_{1,b}$ không lớn hơn $2.5R_{bt}bh_o$

$$\begin{cases} Q_{1,b} = 0.5 \times R_{bt} \times b \times h_o = 0.5 \times 1.15 \times 10^3 \times 1 \times 0.15 = 86.25(kN) \\ Q_{1,b} = 2.5 \times R_{bt} \times b \times h_o = 2.5 \times 1.15 \times 10^3 \times 1 \times 0.15 = 431.25(kN) \end{cases}$$

➔ $Q_{1,b} = 431.25(kN)$

➔ $Q_1 < Q_{b,1}$ (thỏa)

Vậy sàn đảm bảo khả năng chống cắt.

4.6. KIỂM TRA CHỌC THỦNG SÀN

Khả năng chọc thủng của sàn được tính toán theo mục 8.1.6.2 trang 86, TCVN 5574:2018.

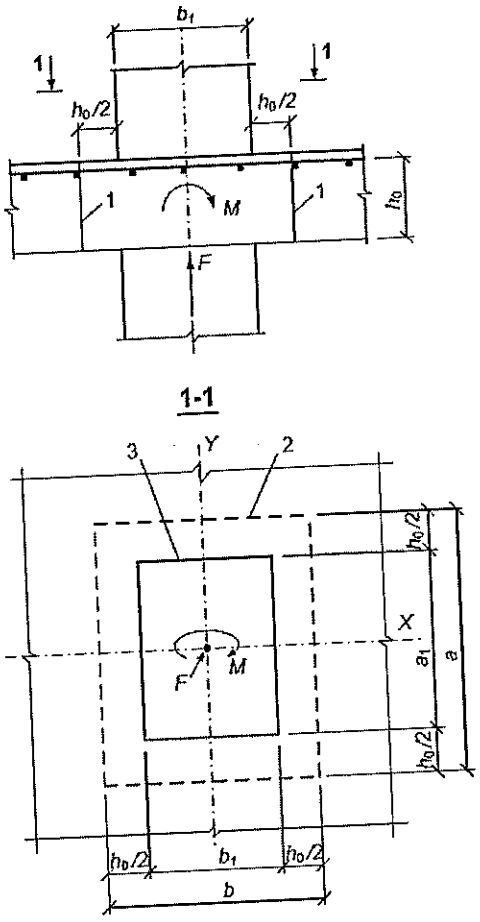
Tính toán chọc thủng cho cấu kiện khi không có cốt thép ngang chịu lực tập trung được tiến hành theo điều kiện:

$$F \le F_{b,u}$$

Trong đó:

- F là lực tập trung do ngoại lực
- $F_{b,u}$ là lực tập trung giới hạn mà bê tông có thể chịu được, $F_{b,u} = R_{bt}A_b$
- A_b là tiết diện ngang tính toán nằm ở khoảng cách $0.5h_0$, tính từ biên của diện truyền lực tập trung F, với chiều cao làm việc của tiết diện h_0, $A_b = u \times h_0$
- u là chu vi đường bao của tiết diện ngang tính toán
- h_o là chiều cao làm việc quy đổi của tiết diện, $h_0 = 0.5 \times (h_{0x} + h_{0y})$

- h_{0x} và h_{0y} là chiều cao làm việc của tiết diện đối với cốt thép dọc nằm theo phương các trục X và Y



CHÚ DẪN:

1 – Tiết diện ngang tính toán;

2 – Đường bao của tiết diện ngang tính toán;

3 – Đường bao của diện truyền tải.

Hình 4.20 Sơ đồ tính toán chọc thủng của cấu kiện không có cốt thép ngang

Tính toán các thông số:

$$F = 0.1\times\left(h_{tang} - h_{san}\right)\times\gamma\times n = 0.1\times\left(3.2-0.18\right)\times 18\times 1.2 = 6.52\left(kN\right)$$

$$h_0 = 0.5\times\left(h_{0x} + h_{0y}\right) = 0.5\times\left(0.15+0.15\right) = 0.15\left(m\right)$$

$$u = 2\times\left(a_1 + b_1 + 2h_0\right) = 2\times\left(2+0.3+2\times 0.15\right) = 5.2\left(m\right)$$

$$A_b = u\times h_0 = 5.2\times 0.15 = 0.78\left(m^2\right)$$

➔ $F = 6.52\left(kN\right) < F_{b,u} = 1.15\times 10^3\times 0.78 = 897\left(kN\right)$ ➔ Thỏa điều kiện chọc thủng.

4.7. KIỂM TRA ĐỘ VÕNG CỦA SÀN Ở GIAI ĐOẠN SỬ DỤNG (GIAI ĐOẠN LÀM VIỆC LÂU DÀI)

$$f_m = f_1 - f_2 + f_3 \le \left[f_{gh} \right]$$

Trong đó:

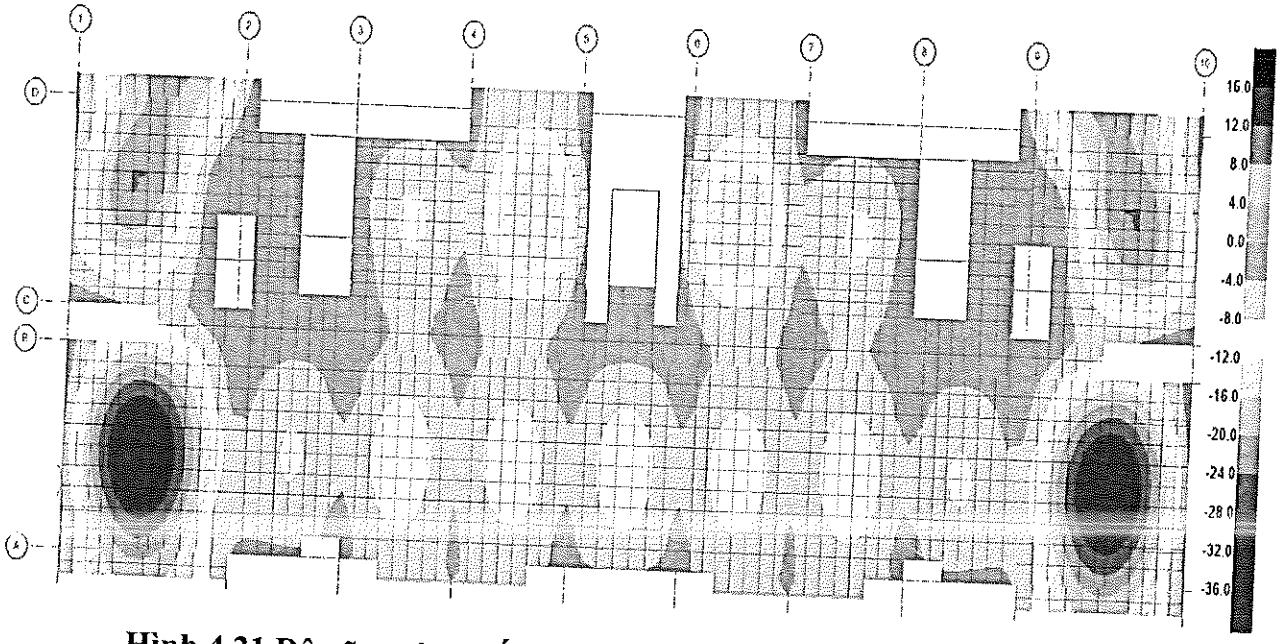
- f_1 Độ võng do tác dụng ngắn hạn của toàn bộ tải trọng
  $f_1 = 1 \times TT + 1 \times HT$
- f_2 Độ võng do tác dụng ngắn hạn của tĩnh tải và hoạt tải dài hạn
  $f_2 = 1 \times TT + 0.5 \times HT$
- f_3 Độ võng do tác dụng dài hạn của tĩnh tải và hoạt tải dài hạn
  $f_3 = (1 \times TT + 0.5 \times HT) \times \varphi_{b,cr}$

  Với $\varphi_{b,cr}$ là hệ số từ biến của bê tông phụ thuộc vào các điều kiện môi trường xung quanh (độ ẩm tương đối của không khí, ở nước ta là >75%) và cấp độ bền chịu nén của bê tông. (Mục 6.1.3.4 và Bảng 11 TCVN 5574:2018)
  Công trình sử dụng bê tông B30 (các loại phổ biến thường dùng là B20, B25, B30), ứng với $\varphi_{b,cr} = 1.6$ tuy nhiên để đơn giản và thiên về an toàn thường chọn $\varphi_{b,cr} = 2$.

  ➔ $f_3 = 2 \times TT + 1 \times HT$

Do đó: $f_m = f_1 - f_2 + f_3 = 2 \times TT + 1.5 \times HT$

➔ Tạo Tổ hợp DV để tính độ võng trong SAFE.



Hình 4.21 Độ võng sàn xuất ra từ phần mềm Safe từ tổ hợp DV.

➔ Từ kết quả mô hình trong SAFE ta thu được $f_m = 35.2(mm)$

- $[f_{gh}]$ Độ võng cho phép của sàn (Bảng M.1 TCVN 5574:2018)

$L = 6(m) \rightarrow \frac{L}{200}$

$L = 24(m) \rightarrow \frac{L}{250}$

Với L là nhịp ngắn của ô sàn đang tính võng

Với ô sàn đang tính võng thì $L = 9.9(m)$,

Nội suy ta được: $[f_{gh}] = \frac{287}{60000}L = \frac{287}{60000} \times 9.9 = 47.4(mm)$

➔ $f_m < [f_{gh}]$ ➔ Sàn đảm bảo điều kiện độ võng.

CHƯƠNG 5: THIẾT KẾ TÍNH TOÁN CẦU THANG BỘ

5.1. CẤU TẠO CẦU THANG

Thiết kế cầu thang hai vế dạng bản, bậc xây gạch. Cầu thang tính cho các tầng từ tầng 1 đến tầng 20.

Cầu thang là loại thang 2 vế dạng bản, chiều cao 1 tầng là 3.2 m.

Tổng số bậc cầu thang: 21 bậc (10 bậc vế 1 và 11 bậc vế 2)

Chiều cao mỗi bậc: $h_b = \frac{3200}{21} = 152(\text{mm})$

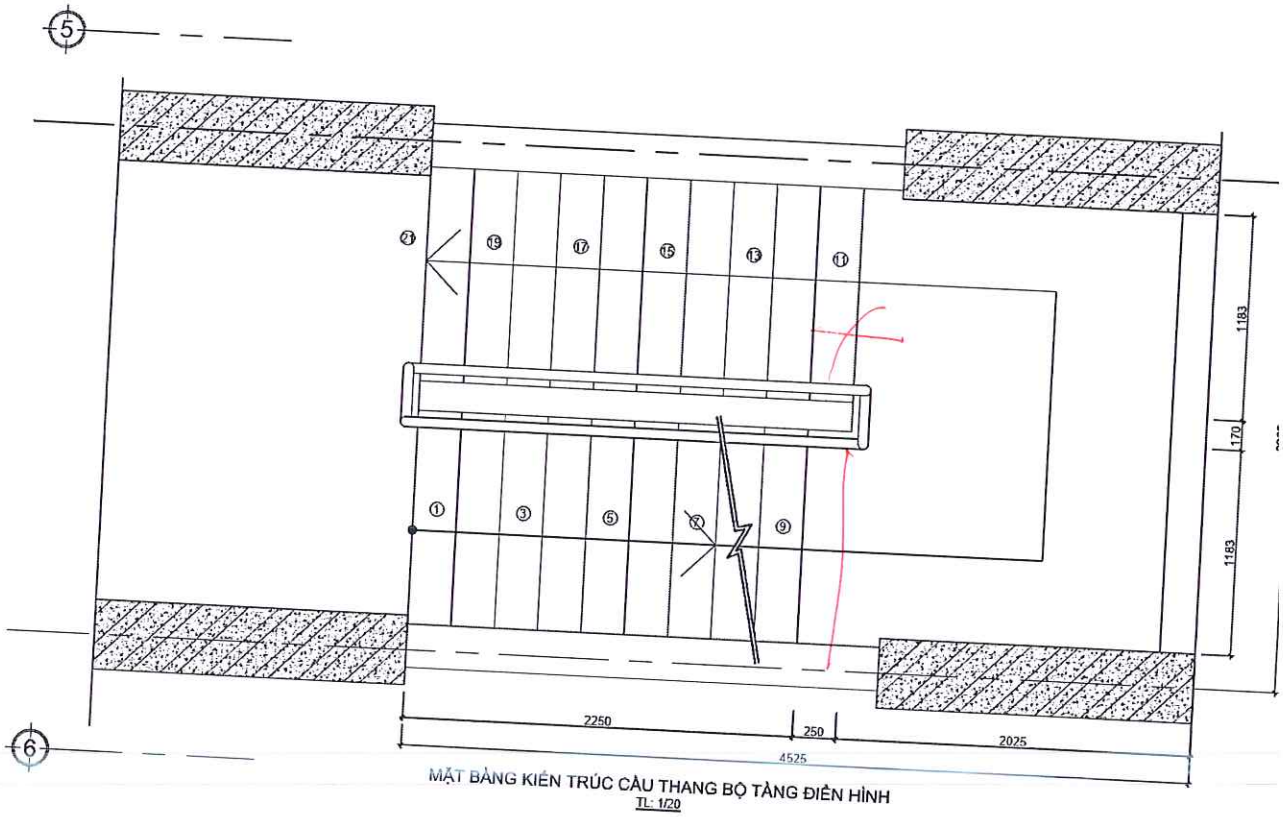
5.2. SƠ BỘ TIẾT DIỆN

Chọn bản thang có chiều dày: $h_b = 150(\text{mm})$

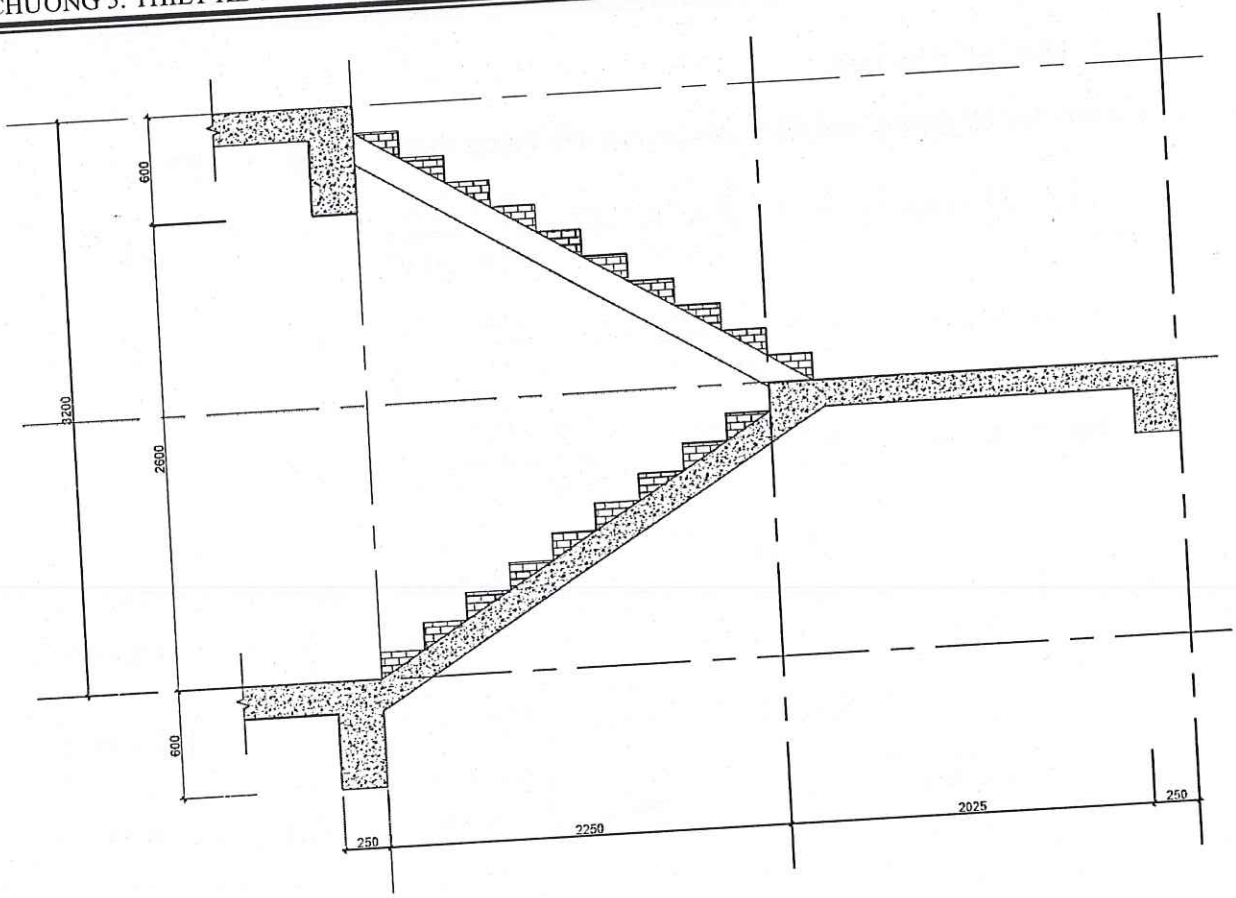
Chọn tiết diện dầm chiếu nghỉ: $250 \times 400(\text{mm})$

Chọn bề rộng mỗi bậc: b = 250 mm

5.3. TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN BẢN THANG



Hình 5.1 Mặt bằng kiến trúc cầu thang



Hình 5.2 Mặt cắt kiến trúc cầu thang

5.3.1. Tĩnh tải

5.3.1.1. Tĩnh tải chiếu nghỉ

Trọng lượng bản thân các lớp cấu tạo:

STT	Mô tả	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tải trọng tiêu chuẩn	Hệ số độ tin cậy	Tải trọng tính toán
		(kN/m^3)	(mm)	(kN/m^2)		(kN/m^2)
1	Đá hoa cương	24	20	0.48	1.1	0.53
2	Vữa láng nền	18	20	0.36	1.2	0.43
3	Bản sàn BTCT	25	150	3.75	1.1	4.13
4	Vữa trát	18	15	0.27	1.2	0.32
Tổng cộng				4.86		5.41

5.3.1.2. Tĩnh tải bản xiên

Chiều dày tương đương của các lớp cấu tạo bậc thang theo phương bản xiên:

- Lớp đá hoa cương: $\delta_{td} = \frac{b_b + h_b}{\sqrt{b_b^2 + h_b^2}} \times \delta = \frac{250+152}{\sqrt{250^2+152^2}} \times 20 = 27.5(mm)$
- Lớp vữa lót: $\delta_{td} = \frac{b_b + h_b}{\sqrt{b_b^2 + h_b^2}} \times \delta = \frac{250+152}{\sqrt{250^2+152^2}} \times 20 = 27.5(mm)$
- Bậc thang gạch: $\delta_{td} = \frac{b_b \times h_b}{2\sqrt{b_b^2 + h_b^2}} = \frac{250 \times 152}{2\sqrt{250^2+152^2}} = 65(mm)$

STT	Mô tả	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Tải trọng tiêu chuẩn	Hệ số độ tin cậy	Tải trọng tính toán
		(kN/m^3)	(mm)	(kN/m^2)		(kN/m^2)
1	Đá hoa cương	24	27.5	0.66	1.1	0.73
2	Lớp vữa lót	18	27.5	0.5	1.2	0.6
3	Bậc thang	18	65	1.17	1.1	1.29
4	Bản sàn BTCT	25	150	3.75	1.1	4.13
5	Vữa trát	18	15	0.27	1.2	0.32
Tổng cộng				6.35		7.07

5.3.2. Hoạt tải

- Chiếu tới và chiếu nghỉ: $P^{tt} = P^{tc} \times n = 3 \times 1.2 = 3.6(kN/m^2)$
- Bản thang xiên: $P^{tt} = 3.6 \times \frac{b_b}{\sqrt{b_b^2 + h_b^2}} = 3.6 \times \frac{250}{\sqrt{250^2+152^2}} = 3.1(kN/m^2)$

5.3.3. Sơ đồ tính

Trên thực tế tính toán cầu thang có một số bất cập trong sơ đồ tính như sau:

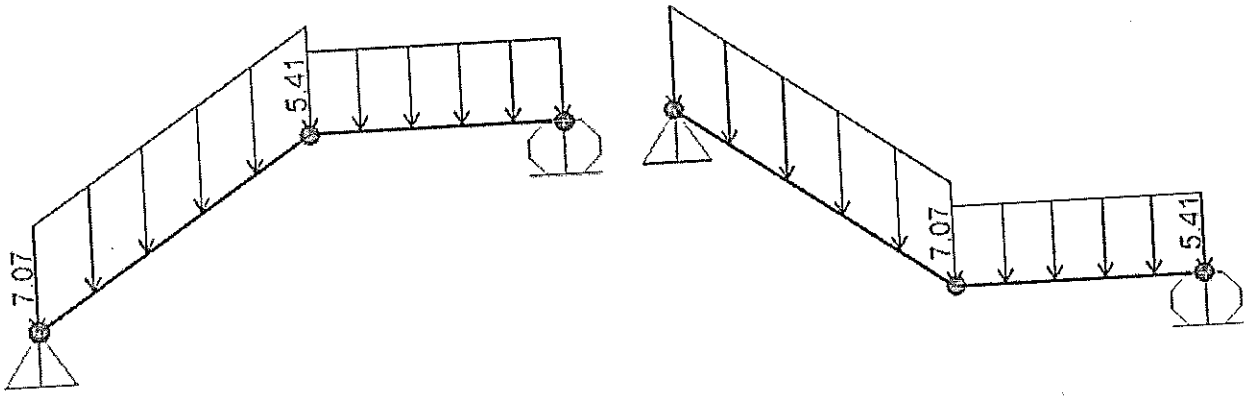
- Trong kết cấu bê tông toàn khối thì không có liên kết nào hoàn toàn là ngàm tuyệt đối và liên kết khớp tuyệt đối. Liên kết giữa bản thang với vách là liên kết trung gian giữa liên kết ngàm và khớp.

- Trong trường hợp nếu liên kết giữa bản thang với vách được xem là ngàm thì dẫn đến thiếu thép bụng và dư thép gối kết cấu bị phá hoại do thiếu thép tại bụng bản thang là nguy hiểm với kết cấu.
- Trong trường hợp nếu liên kết giữa bản thang với vách được xem là khớp thì dẫn đến thiếu thép gối và dư thép bụng kết cấu không bị phá hoại mà gây nứt tại gối (do thiếu thép gối) và trở dần về sơ đồ khớp.
- Trong kết cấu nhà nhiều tầng thì cột, dầm và vách được thi công từng tầng, bản thang là kết cấu độc lập được thi công sau cùng. Chính vì vậy, rất khó đảm bảo độ ngàm cứng của bản thang và vách (việc này rất hay xảy ra trong quá trình thi công ngoài công trường).

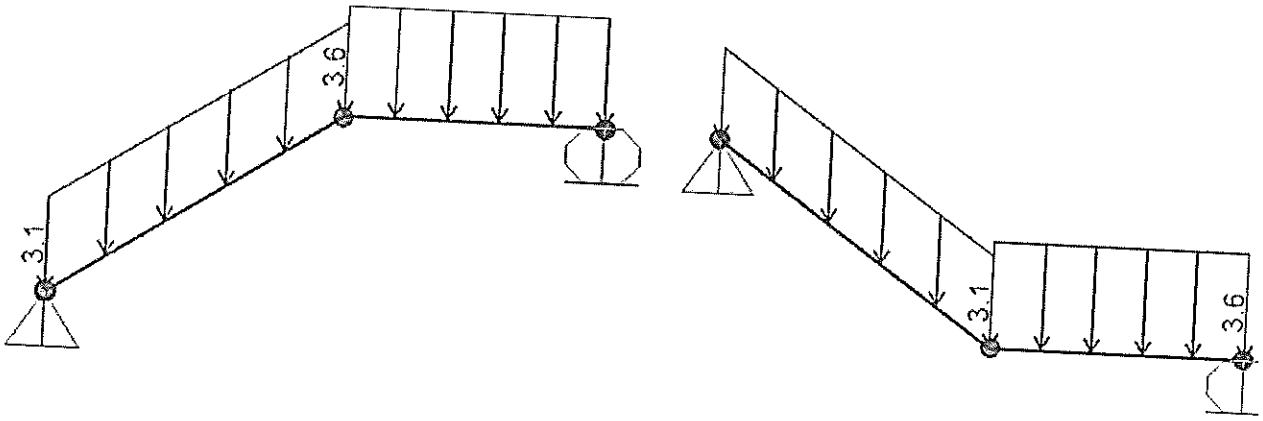
Vì vậy sơ đồ tính phải đảm bảo khả năng sử dụng trong trường hợp thang chịu tải bất lợi nhất khi có sự cố và an toàn cho người sử dụng. Do đó, sinh viên chọn sơ đồ 2 đầu khớp theo trạng thái chịu lực cuối cùng để tính toán và bố trí thiên về an toàn cho nhịp. Đồng thời bố trí thép tăng cường cho gối để đảm bảo gối không bị phá hoại và nứt.

Cầu thang là bản làm việc 1 phương. Cắt 1 dải rộng 1m theo phương cạnh ngắn để tính toán, hai đầu liên kết khớp vào dầm. Sơ đồ tính là một dầm đơn giản bị gãy khúc liên kết khớp ở 2 đầu.

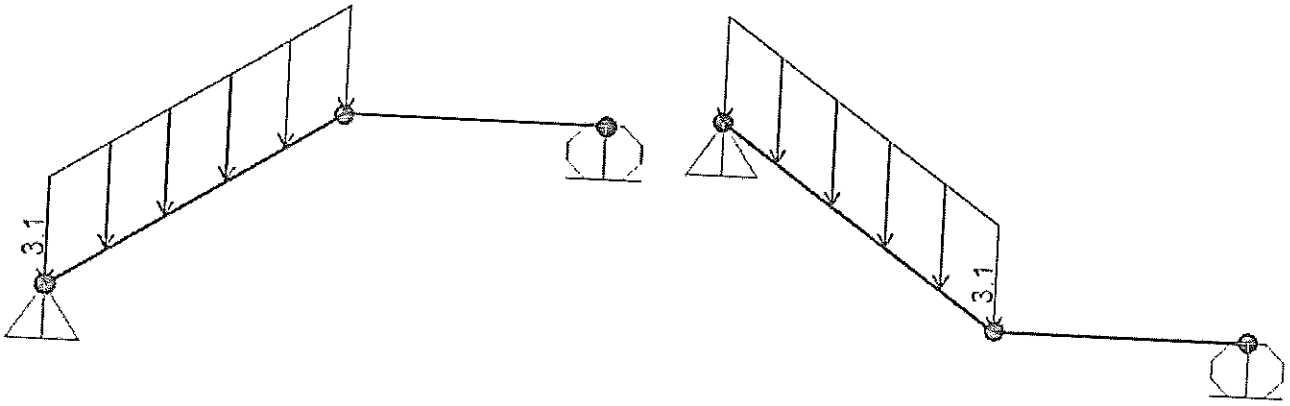
Tiết diện dầm gãy khúc: b = 1m; h = 0.15 m.



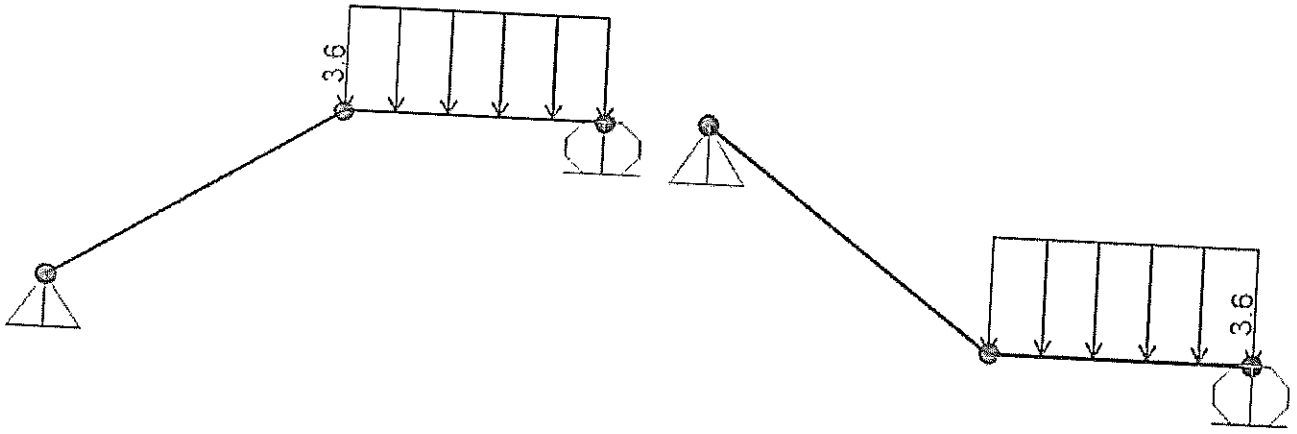
Hình 5.3 Tĩnh tải tác dụng lên bản thang (kN/m)



Hình 5.4 Hoạt tải chất đầy (kN/m)



Hình 5.5 Hoạt tải chất cách nhịp 1 (kN/m)



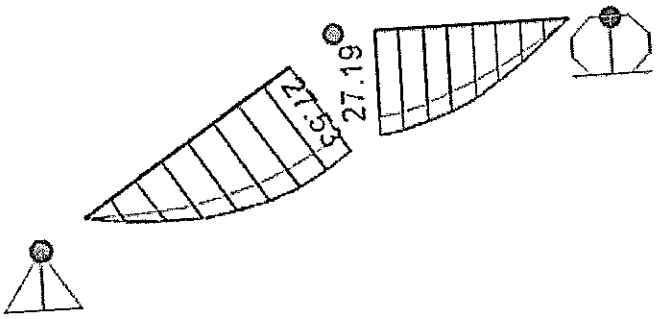
Hình 5.6 Hoạt tải chất cách nhịp 2 (kN/m)

5.3.4. Nội lực các vế thang

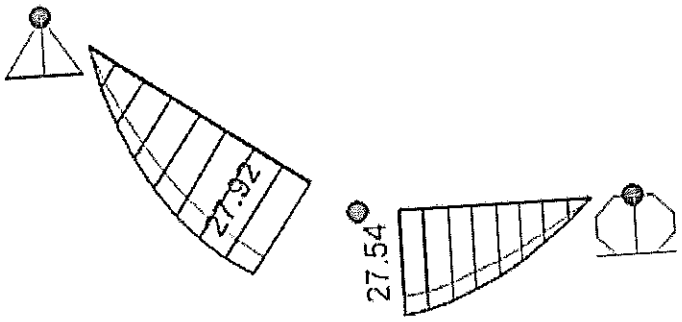
Tổ hợp nội lực:

- COMBO1: Tĩnh tải + hoạt tải chất đầy
- COMBO2: Tĩnh tải+ hoạt tải cách nhịp 1
- COMBO2: Tĩnh tải+ hoạt tải cách nhịp 2
- COMBO BAO = COMBO1 + COMBO2 + COMBO3 (Evelope)

Kết quả xuất từ phần mềm SAP ta có:



Hình 5.7 Momen bản thang vế 1 (đơn vị kN.m)



Hình 5.8 Momen bản thang vế 2 (đơn vị kN.m)

Theo kết quả từ phần mềm SAP 2000 V22.0.0, ta có:

- Mômen lớn nhất ở nhịp của bản thang là 27.92 (kN.m)

5.4. TÍNH TOÁN CỐT THÉP DỌC CHO BẢN THANG

5.4.1. Lý thuyết tính toán

Giá trị ξ_R được xác định theo công thức: (TCVN 5574-2018, mục 8.1.2.2.3 trang 56)

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_o} = \frac{0.8}{1+\frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}}$$

Trong đó:

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

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

- ε_{b2} là biến dạng tương đối của bê tông chịu nén khi ứng suất bằng R_b , lấy theo chỉ dẫn trong mục 6.1.4.2, TCVN 5574:2018 khi có tác dụng ngắn hạn của tải trọng $\varepsilon_{b2} = 0.0035$

Cốt thép CB240-T:

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_o} = \frac{0.8}{1+\frac{210}{2\times10^5\times0.0035}} = 0.615$$

Cốt thép CB400-V:

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_o} = \frac{0.8}{1+\frac{350}{2\times10^5\times0.0035}} = 0.533$$

Chọn $a_{bv} = 25$mm. Tính: $\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_o^2} \Rightarrow \xi = 1-\sqrt{1-2\alpha_m} \le \xi_R$

Diện tích cốt thép dọc cần thiết: $A_s = \xi \frac{\gamma_b R_b b h_o}{R_s}$

Hàm lượng thép:

$$\mu_{min} = 0.05\% < \mu_t = \frac{A_s}{bh_o}\times100\% < \mu_{max} = \frac{\xi_R \gamma_b R_b}{R_s}\times100\% = \frac{0.533\times1\times17}{350}\times100\% = 2.6\%$$

Chọn mô men ở nhịp lớn nhất tính và bố trí cho cả bản thang.

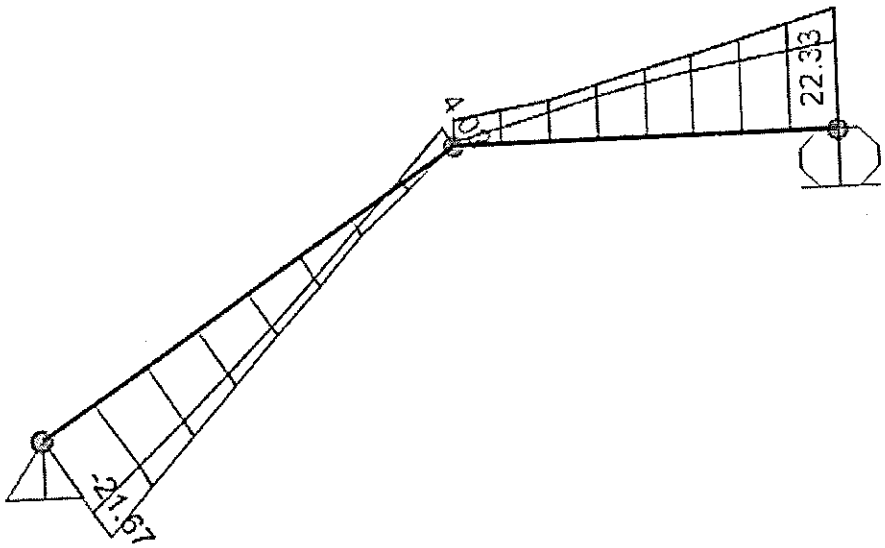
5.4.2. Kết quả tính toán

Kết quả tính toán và chọn thép được thể hiện trong bảng dưới đây:

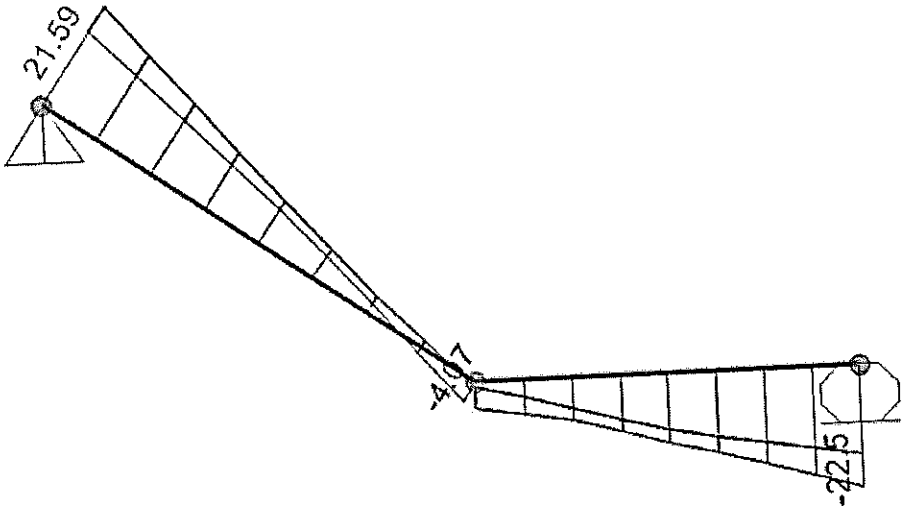
Với h = 150 mm, b = 1000 mm, a = 25 mm, h_0 = 120 mm.

Tên	h mm	a_0 mm	h_0 mm	M kN.m	α_m	ζ	$A_{s,tính\ toán}$ mm^2	$\Phi_{chọn}$ mm	a mm	$A_{s,chọn}$ mm^2	Check
Bản thang	150	25	120	27.92	0.11	0.12	707.7	Φ 10	a 100	785	0.90

5.4.3. Kiểm tra khả năng chịu cắt



Hình 5.9 Lực cắt bản thang 1 (đơn vị kN)



Hình 5.10 Lực cắt bản thang 2 (đơn vị kN)

Lực cắt lớn nhất trong bản thang: $Q_{max} = 22.5(kN)$

Cắt bản thang có bê rộng 1m để tính toán khả năng chịu cắt của bản thang

Đặc trưng tiết diện:

- b = 1 m, h = 150 mm
- a = 30 mm
- $h_o = h - a = 150 - 30 = 120$ mm

Kiểm tra khả năng chịu cắt của bê tông sàn: (mục 8.1.3.3 trang 70, TCVN 5574:2018)

$$Q_1 \le Q_{b,1}$$

Trong đó:

- Q_1 lực cắt trong tiết diện thẳng góc do ngoại lực, $Q_{max} = Q_1 = 22.5(kN)$
- $Q_{b,1}$ được xác định theo công thức: $Q_{b,1} = 0.5R_{bt}bh_o$, nhưng lấy giá trị $Q_{b,1}$ không lớn hơn $2.5R_{bt}bh_o$

$$Q_{b,1} = 0.5R_{bt}bh_o = 0.5\times1.15\times1000\times1\times0.12 = 69(kN)$$
$$Q_{b,1} = 2.5R_{bt}bh_o = 2.5\times1.15\times1000\times1\times0.12 = 345(kN)$$

➔ $Q_1 < Q_{b,1}$ ➔ Sàn đảm bảo khả năng chống cắt.

5.5. TÍNH TOÁN THÉP DẦM CẦU THANG

5.5.1. Tính thép dầm chiếu nghỉ

5.5.1.1. Sơ bộ tiết diện

Đã trình bày ở mục 5.2

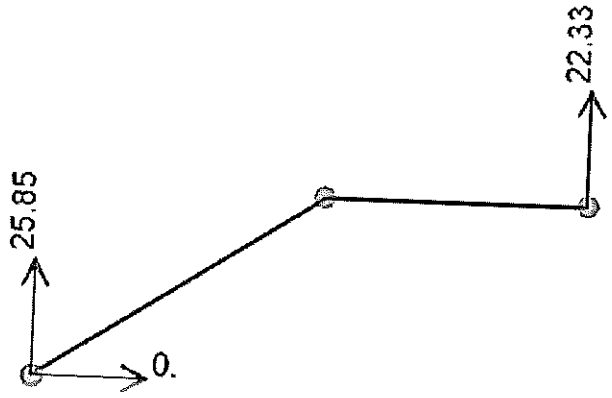
Tiết diện dầm chiếu nghỉ: 250x400 (mm)

5.5.1.2. Tải trọng

Tải trọng tác dụng lên dầm chiếu nghỉ bao gồm:

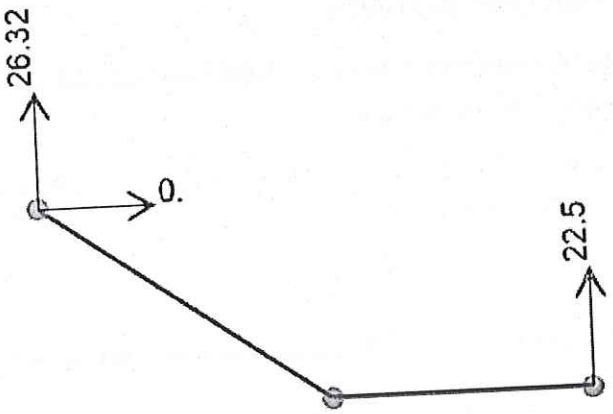
- Tải trọng do bản chiếu nghỉ truyền vào
- Trọng lượng bản thân dầm chiếu nghỉ

Phản lực do bản chiếu nghỉ truyền vào:



Hình 5.11 Phản lực liên kết bản thang về 1 (kN)

$R_1 = 22.33(kN/m)$



Hình 5.12 Phản lực liên kết bản thang về 2 (kN)

$R_2 = 22.5(kN/m)$

Trọng lượng bản thân dầm chiếu nghỉ:

$$q_{bt} = h \times b \times \gamma_{bt} \times n = 0.25 \times 0.4 \times 25 \times 1.1 = 2.75(kN/m)$$

Vậy tải trọng tác dụng vào dầm thang gồm q_{bt} và R_2 (do $R_1 < R_2$ thiên về an toàn)

$$q = R_2 + q_{bt} = 22.5 + 2.75 = 25.25(kN/m)$$

5.5.1.3. Nội lực của dầm

Chọn sơ đồ tính của dầm là dầm đơn giản, ta có:

- Momen lớn nhất: $M = \frac{qL^2}{8} = \frac{25.25 \times 2.935^2}{8} = 27.2(kN.m)$
- Lực cắt lớn nhất: $Q = \frac{qL}{2} = \frac{25.25 \times 2.935}{2} = 37.1(kN)$

5.5.1.4. Tính thép dầm

1. Tính toán cốt thép dọc

Lý thuyết tính toán giống như mục 5.4.1. Kết quả tính toán như sau:

Vị trí	Momen (kN.m)	h (mm)	b (mm)	a (mm)	h_o (mm)	α	ξ	A_s (mm^2)	Chọn thép	A_s chọn (mm^2)	Kiểm tra
Nhịp	27.2	400	250	38	362	0.049	0.050	220	2ϕ14	307	0.72

Bảng 5-1 Kết quả tính toán cốt thép cho dầm cầu thang

2. Tính toán cốt thép đai cho dầm thang

a. Tính toán cấu kiện bê tông cốt thép chịu uốn theo dải bê tông giữa các tiết diện nghiêng được tiến hành theo điều kiện:

Theo mục 8.1.3.2, tính toán cấu kiện BTCT chịu uốn theo dải bê tông giữa các tiết diện nghiêng được tiến hành theo điều kiện:

$$Q \le \varphi_{bl} R_b b h_o$$

Trong đó: Q là lực cắt trong tiết diện thẳng góc của cấu kiện, $Q = Q_{max} = 37.1(kN)$

φ_{bl} là hệ số kể đến ảnh hưởng của đặc điểm trạng thái ứng suất của bê tông trong dải nghiêng, lấy bằng 0.3

b. Tính toán cấu kiện bê tông cốt thép theo tiết diện nghiêng chịu lực cắt

Theo mục 8.1.3.3.1 TCVN 5574:2018, cho phép tính toán các tiết diện nghiêng theo điều kiện (93) mà không cần xem xét các tiết diện nghiêng khi xác định lực cắt do ngoại lực:

$$Q_I \le Q_{b,I} + Q_{sw,I}$$

Trong đó: Q_I là lực cắt trong tiết diện thẳng góc do ngoại lực

$$Q_{b,I} = 0.5 R_{bt} b h_o$$

$$Q_{sw,I} = q_{sw} h_o$$

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

Khi tiết diện thẳng góc, mà trong đó kể đến lực cắt Q_I, nằm gần gối tựa ở khoảng cách a nhỏ hơn $2,5h_o$, thì tính toán theo điều kiện (93) với việc nhân giá trị $Q_{b,I}$ đã được xác định theo công thức (94) với hệ số bằng $2,5/(a/h_o)$, nhưng lấy giá trị $Q_{b,I}$ không lớn hơn $2,5R_{bt}bh_o$

Khi tiết diện thẳng góc, mà trong đó kể đến lực cắt Q_I, nằm ở khoảng cách a nhỏ hơn h_o, thì tính toán theo điều kiện (93) với việc nhân giá trị $Q_{sw,I}$ đã được xác định theo công thức (95) với hệ số bằng a/h_o.

Cốt thép ngang được kế đến trong tính toán khi thỏa mãn điều kiện:

$$q_{sw} \ge 0.25 R_{bt} b$$

Bước cốt thép ngang kể đến trong tính toán (tính trên h_o) $\frac{s_w}{h_o}$ không được lớn hơn giá trị $\frac{s_{w,max}}{h_o}$ với $\frac{s_{w,max}}{h_o}$ được xác định theo công thức: $\frac{s_{w,max}}{h_o} = \frac{R_{bt} b h_o}{Q}$

Bước cốt thép đai cấu tạo phải thỏa mãn các yêu cầu cấu tạo trong mục 10.3.4.3 TCVN 5574-2018: $s_{ct} = \text{Min}(0,5h_o; 300)\text{mm}$

Bảng 5-2 Bảng kiểm tra tính toán cốt đai cho dầm chiếu nghỉ

Tên dầm	Vị trí a (m) (Gối)	Q_{max} (kN)	b (mm)	h (mm)	a' (mm)	h_0 (mm)	Kiểm tra $Q<Q_{bc}$		Kiểm tra khả năng chịu cắt bê tông					
							$Q_{bc}=0.3R_b b h_0$ (kN)	Check	a/h_0	$Q_{b,1}$ (kN)	$Q_{b,1\ max}$ (kN)	$Q_{b,1\ chọn}$ (kN)	$Q-Q_{b,1}$ (kN)	Kiểm tra $Q<Q_{b1}$
DCN	1.5	37.1	250	400	38	362	461.55	OK	4.14	52.04	260.2	52.04	-14.9	Cấu tạo

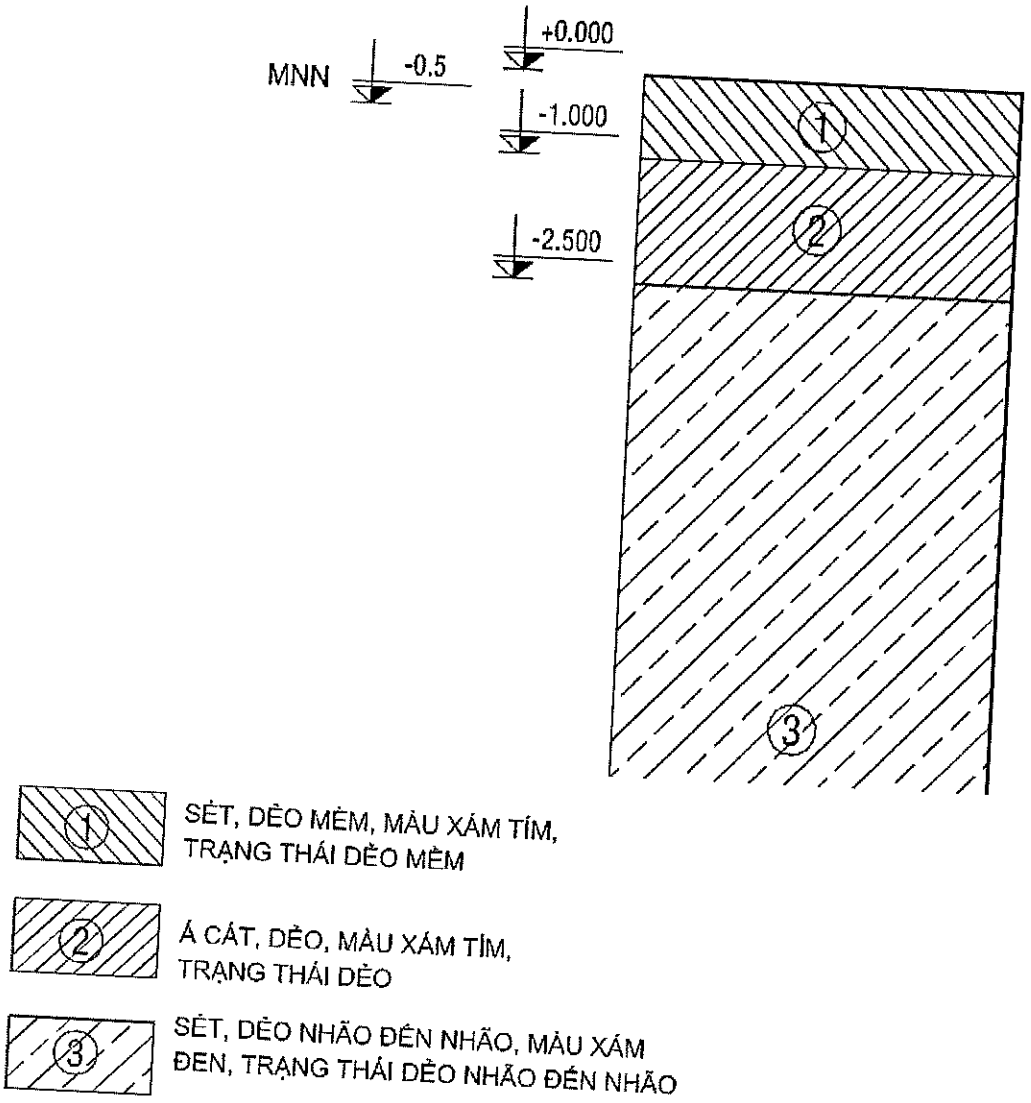
Vậy bê tông đủ khả năng chịu cắt, đặt cốt đai theo cấu tạo.

$$S_{cautao} \le \begin{cases} 300(\text{mm}) \\ \frac{h_o}{2} = \frac{362}{2} = 181(\text{mm}) \end{cases}$$

➔ Chọn ∅6a150 bố trí cho dầm.

CHƯƠNG 6: THIẾT KẾ BỂ NƯỚC NGẦM

6.1. ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH



Hình 6.1 Mặt cắt địa chất công trình

6.2. SƠ BỘ KÍCH THƯỚC BỂ

Bể nước ngầm được đặt cô lập trong khuôn viên của công trình, chỉ cung cấp nước phục vụ cho cho nhu cầu sinh hoạt.

Để thuận tiện cho việc bảo trì và sửa chữa chọn cao trình mặt trên của nắp bể bằng với cao trình mặt đất tự nhiên.

Sơ bộ tính nhu cầu sử dụng nước như sau: Chung cư có 20 tầng, mỗi tầng có 15 căn hộ và mỗi căn hộ có 3 nhân khẩu, số người tối đa là:

$$N = 3 \times 15 \times 20 = 900 \text{ (người)}$$

Theo Bảng 3.1 TCXD 33-2006 Tiêu chuẩn cấp nước – mạng lưới đường ống và công trình quy định:

Tiêu chuẩn dùng nước trung bình cho chung cư: q_{sh} =200 (l)/người/ngày.đêm.

Hệ số điều hòa chọn $K_{ngày}$ = 1.3

Lưu lượng nước sinh hoạt trong 1 ngày đêm tính bằng công thức:

$$Q_{max-ngaydem} = \frac{q_{sh} N K_{ngay}}{1000} = \frac{200 \times 900 \times 1.3}{1000} = 234 \left(m^3 / ngaydem\right)$$

Từ lượng nước cần cung cấp như trên, ta chọn bể nước có kích thước:

$$V = a \times b \times h = 8.85 \times 8.85 \times 3 = 235\ (m^3) > Q_{max\text{-}ngaydem} = 234\ (m^3)$$

Bể nước được đổ toàn khối có nắp đậy, lỗ thăm dò nằm ở góc có kích thước 800x800 (mm).

6.3. THÔNG SỐ THIẾT KẾ

6.3.1. Bản nắp

Bản nắp chịu trọng lượng bản thân và hoạt tải sửa chữa. Xem như bản nắp là ô bản 2 phương, chọn hệ số tải trọng D = 0.8, m = 40.

$$h_b = \frac{DL}{m} = \frac{0.8 \times 8850}{(40 \div 45)} = (157 \div 177)(mm)$$

Chọn chiều dày bản nắp: **h_b = 150 (mm)**.

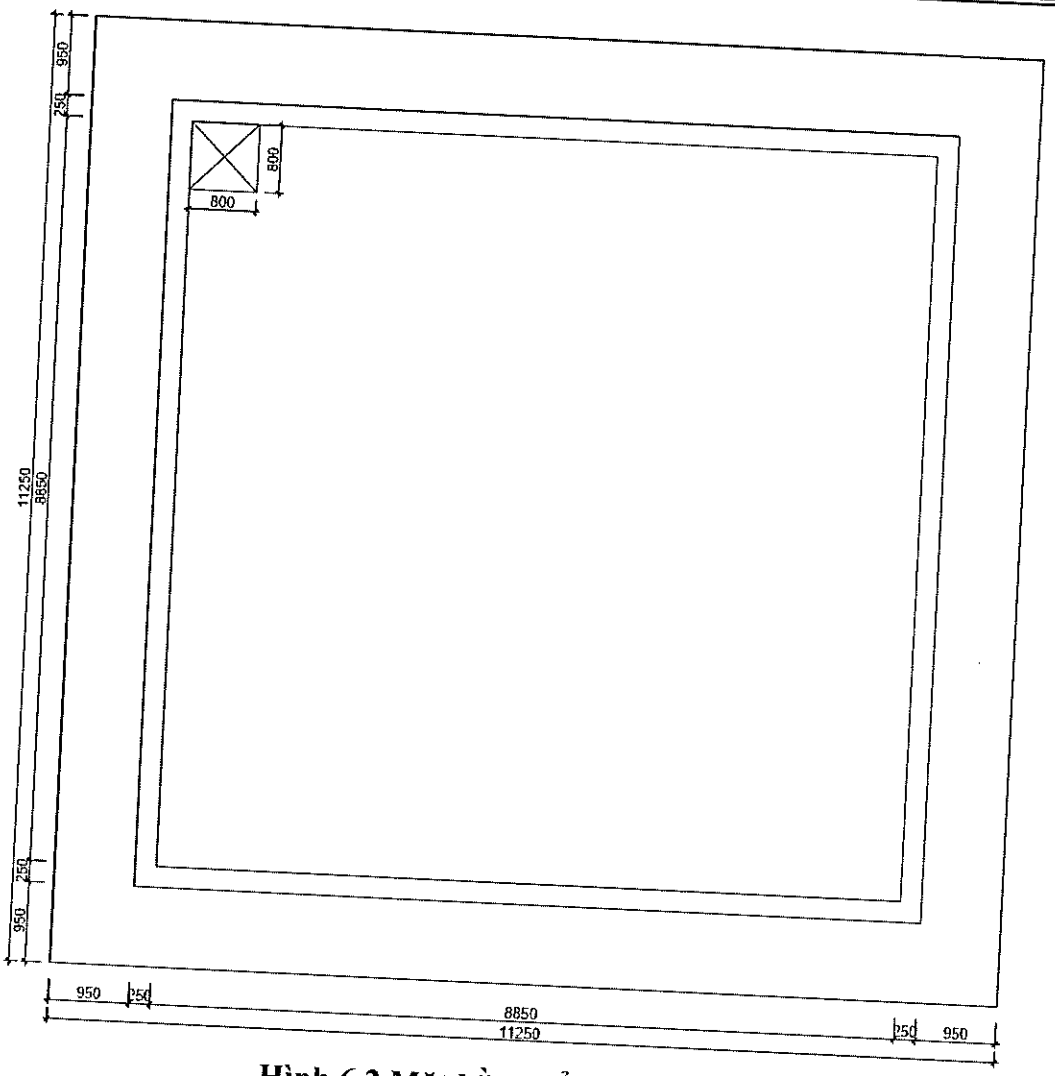
6.3.2. Bản thành

Bản thành đổ bêtông theo phương đứng và làm việc như 1 tường chắn, chọn chiều dày bản thành **h_b = 250 (mm)**.

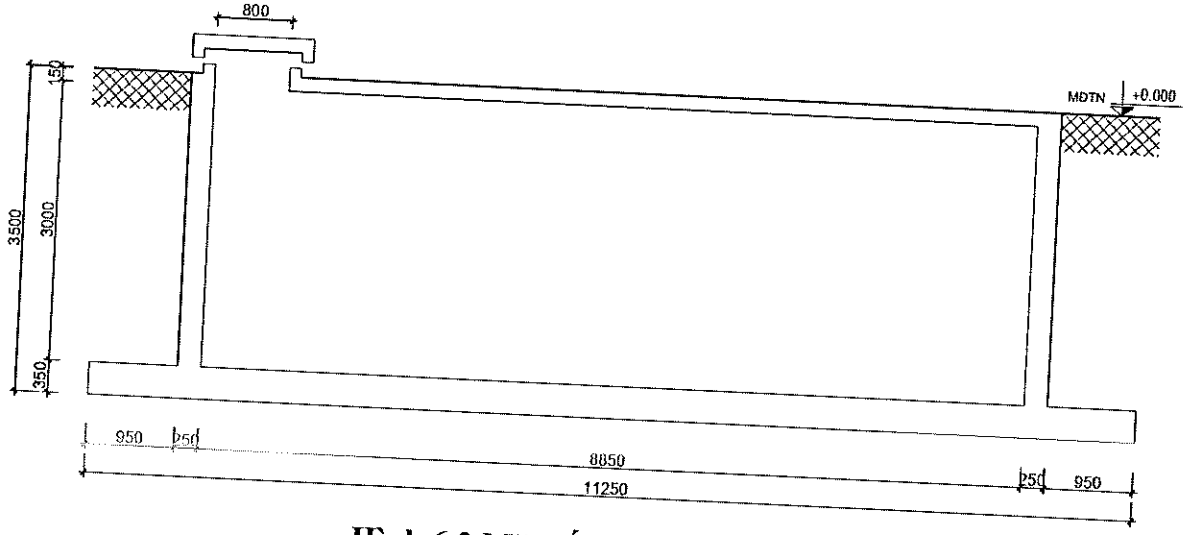
6.3.3. Bản đáy

Do bản đáy vừa phải chịu tải trọng bản thân, vừa phải chịu cột nước cao 3m, đặt trực tiếp trên nền đất và yêu cầu chống nứt, chống thấm cho nên chiều dày bản đáy thông thường dày hơn chiều dày bản thành thường từ (1.2 ÷ 1.5) lần.

Chọn chiều dày bản đáy **h_b = 350 (mm)**. Bản đáy mở rộng về 2 phía với chiều dài 950mm mỗi bên.



Hình 6.2 Mặt bằng bể nước ngầm



Hình 6.3 Mặt cắt đứng bể nước

6.4. KIỂM TRA ĐẨY NỔI

Kiểm tra bể khi không chứa nước để xét bể có bị đẩy nổi dưới áp lược nước dưới đất.

Mực nước ngầm nằm ngay mặt code -0.500m.

Điều kiện để bể không bị đẩy nổi: $k\frac{N_{cdn}}{N_{dn}} \geq 1$

Trong đó:

- N_{cdn}: là tổng tải trọng chống đẩy nổi của bể khi không chứa nước
- k: Hệ số an toàn đẩy nổi k = 0.9 (mục 3 trang 9 TCVN 2737:1995)
- $N_{dn} = \gamma_w \times V$: Lực gây đẩy nổi
- γ_w : Trọng lượng riêng của nước
- V: Thể tích của bể

Bảng 6-1 Tĩnh tải bản nắp

Vật liệu	Chiều dày (mm)	γ (kN/m^3)	g^{tc} (kN/m^2)	n	g^{tt} (kN/m^2)
Lớp vữa láng	10	18	0.18	1.2	0.22
Bản BTCT	150	25	3.75	1.1	4.13
Lớp chống thấm	30	22	0.66	1.2	0.79
Tổng			4.59	1.12	5.14

Bảng 6-2 Tĩnh tải bản thành

Vật liệu	Chiều dày (mm)	γ (kN/m^3)	g^{tc} (kN/m^2)	n	g^{tt} (kN/m^2)
Lớp vữa láng	10	18	0.18	1.2	0.22
Bản BTCT	250	25	6.25	1.1	6.88
Lớp chống thấm	30	22	0.66	1.2	0.79
Tổng			7.09	1.11	7.89

Bảng 6-3 Tĩnh tải bản đáy

Vật liệu	Chiều dày (mm)	γ (kN/m^3)	g^{tc} (kN/m^2)	n	g^{tt} (kN/m^2)
Lớp vữa láng	10	18	0.18	1.2	0.22
Bản BTCT	350	25	8.75	1.1	9.63
Lớp chống thấm	30	22	0.66	1.2	0.79
Tổng			9.59	1.11	10.64

Trọng lượng của bể nước:

$$G_{benuoc} = G_{bn} + G_{bt} + G_{bd} = 356.6 + 835.3 + 1213.7 = 2405.6(kN)$$

$$G_{bn} = 4.59 \times 8.85 \times 8.85 - 4.59 \times 0.8 \times 0.8 = 356.6(kN)$$

$$G_{bt} = 4 \times 7.09 \times (3 + 0.15) \times 9.35 = 835.3(kN)$$

$$G_{bd} = 9.59 \times 11.25 \times 11.25 = 1213.7(kN)$$

Phần đất phía trên đáy mở rộng:

$$G_{dat} = (11.25 \times 11.25 - 9.35 \times 9.35) \times 0.5 \times 18.4 + (11.25 \times 11.25 - 9.35 \times 9.35) \times 0.5 \times 8.4 + (11.25 \times 11.25 - 9.35 \times 9.35) \times 1.5 \times 8.6 + (11.25 \times 11.25 - 9.35 \times 9.35) \times 0.65 \times 6.67 = 1199.1(kN)$$

➔ Trọng lượng bản thân bể và phần đất mở rộng:

$$N_{cdn} = G_{benuoc} + G_{dat} = 2405.6 + 1199.1 = 3604.7(kN)$$

Lực gây đẩy nổi:

$$N_{dn} = \gamma_w \times V = 10 \times \left[0.35 \times (11.25 \times 11.25) + 3.15 \times (9.35 \times 9.35)\right] = 3196.8(kN)$$

➔ $k\frac{N_{cdn}}{N_{dn}} = 0.9 \times \frac{3604.7}{3196.8} = 1.015 > 1$ ➔ Bể không bị đẩy nổi.

6.5. KIỂM TRA SỨC CHỊU TẢI CỦA ĐẤT NỀN

Theo mục 4.6.9, TCVN 9362–2012: Tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình quy định áp lực trung bình tác dụng dưới đáy móng không được vượt quá áp lực R (kN/m^2) tính theo công thức:

$$R = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}}\left(A \times b \times \gamma_{II} + B \times h \times \gamma'_{II} + D \times c_{II} - \gamma_{II} \times h_o\right)$$

Trong đó:

- m_1 và m_2 lần lượt là hệ số điều kiện làm việc của nền đất và hệ số điều kiện làm việc của nhà hoặc công trình có tác dụng qua lại với nền, lấy theo mục 4.6.10, m_1=1.2, m_2=1.0
- k_{tc} là hệ số tin cậy lấy theo mục 4.6.11, k_{tc} = 1 (Các kết quả thí nghiệm lấy trực tiếp các mẫu đất tại nơi xây dựng).
- A, B, D: hệ số phụ thuộc vào góc ma sát trong nền được lấy theo bảng 14 phụ thuộc vào góc ma sát trong. Tra bảng với $\varphi = 3^0 12'$ ta được: A = 0.048, B = 1.198, D = 3.434
- b là cạnh bé (bề rộng) của bể, b = 11.25 (m).
- γ'_{II} là trị trung bình (theo từng lớp) của trọng lượng thể tích đất nằm phía trên độ sâu đặt đáy bể nước:

$$\gamma'_{II} = \frac{0.5 \times 18.4 + 0.5 \times 8.4 + 1.5 \times 8.6 + 1 \times 6.67}{3.5} = 9.42(kN/m^3)$$

- γ_{II} có ý nghĩa như trên nhưng của đất nằm phía dưới đáy móng, $\gamma_{II} = 6.67(kN/m^3)$
- h là chiều sâu đặt đáy bể, h = 3.5 (m).
- c_{II} là trị tính toán của lực dính đơn vị của đất nằm trực tiếp dưới đáy móng, tính bằng kPa, $c_{II} = 8.4(kPa)$
- h_o là chiều sâu đến nền tầng hầm, $h_o = 0$

➔ $R = \frac{1.2 \times 1}{1}(0.048 \times 11.25 \times 6.67 + 1.198 \times 3.5 \times 9.42 + 3.434 \times 8.4 - 6.67 \times 0)$
$= 86.3(kN/m^2)$

Tổng áp lực tác dụng lên đất nền dưới bản đáy (tính cho trường hợp bể đầy nước), tính gần đúng như sau:

$$P = \frac{G_{benuoc} + G_{nuoc}}{S_{daybe}} = \frac{2405.6 + 8.85 \times 8.85 \times 3 \times 10}{9.35 \times 9.35} = 54.4\left(kN/m^2\right) < R = 86.3\left(kN/m^2\right)$$

➔ Có thể đặt trực tiếp bể nước ngầm lên nền tự nhiên mà không cần gia cố.

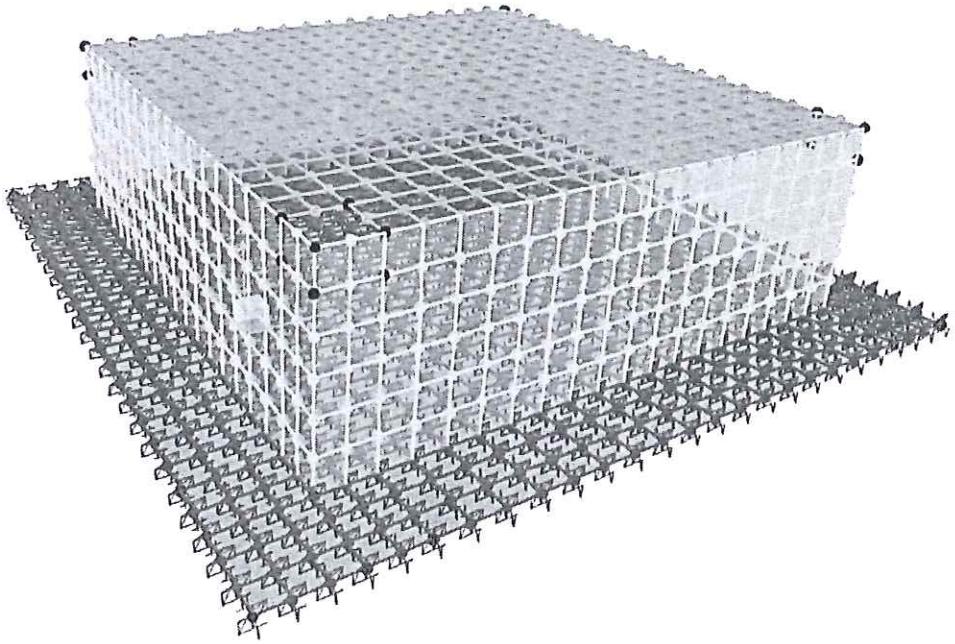
6.6. XÁC ĐỊNH HỆ SỐ NỀN K_S

Được xác định theo công thức gần đúng:

$$k_{s,3} = k_z = \frac{R_{dn}}{S} = 86.3 \times 100 = 8630\left(kN/m/m^2\right)$$

$$k_{s,2} = k_{s,1} = k_x = k_y = \frac{k_z}{3} = \frac{8630}{3} \approx 2877\left(kN/m/m^2\right)$$

6.7. THIẾT LẬP MÔ HÌNH 3D BỂ NƯỚC NGẦM BẰNG SAP 2000



Hình 6.4 Mô hình 3D bể nước ngầm

6.7.1. Các trường hợp tải trọng nhập vào mô hình

- Trọng lượng bản thân và các lớp hoàn thiện (Tĩnh tải):

  Đã tính ở mục 6.4

- Hoạt tải sửa chữa: Theo TCVN 2737-1995, hoạt tải sửa chữa, tuy nhiên kể thêm hoạt tải người đi lại trên nắp bể hay các hoạt động gần đó nên để thiên về an toàn chọn:

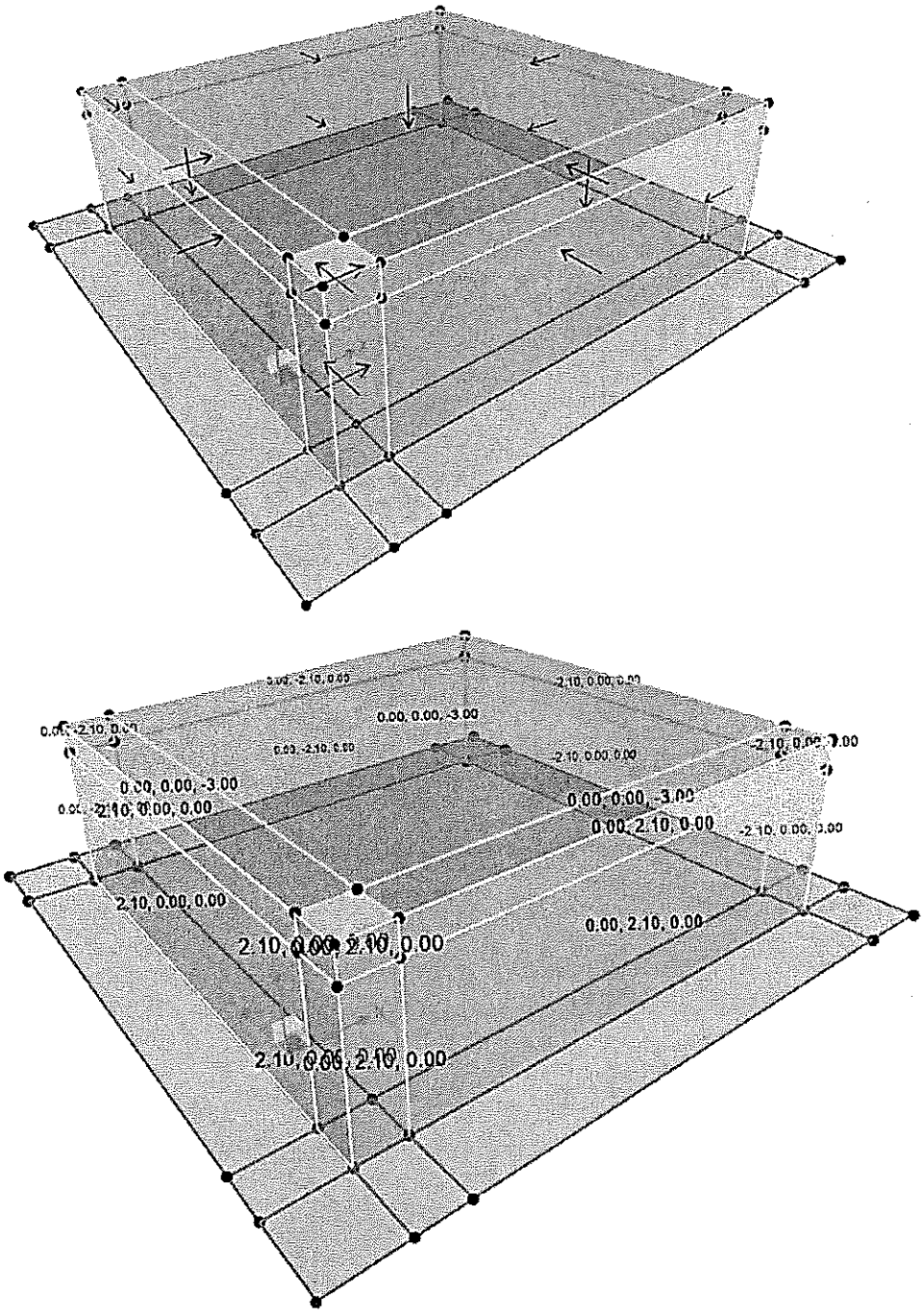
  $P_{tc} = 3\left(kN/m^2\right); n = 1.2; P_{tt} = 3 \times 1.2 = 3.6\left(kN/m^2\right)$

Hoạt tải tác dụng lên bản thành:

$$P_{tc} = 3 \times k_o = 3 \times 0.7 = 2.1\left(kN/m^2\right); P_{tt} = 3 \times 1.2 \times 0.7 = 2.52\left(kN/m^2\right)$$

Với k_o là hệ số áp lực ngang của đất

$$k_o = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin\left(18°45'\right) = 0.7$$

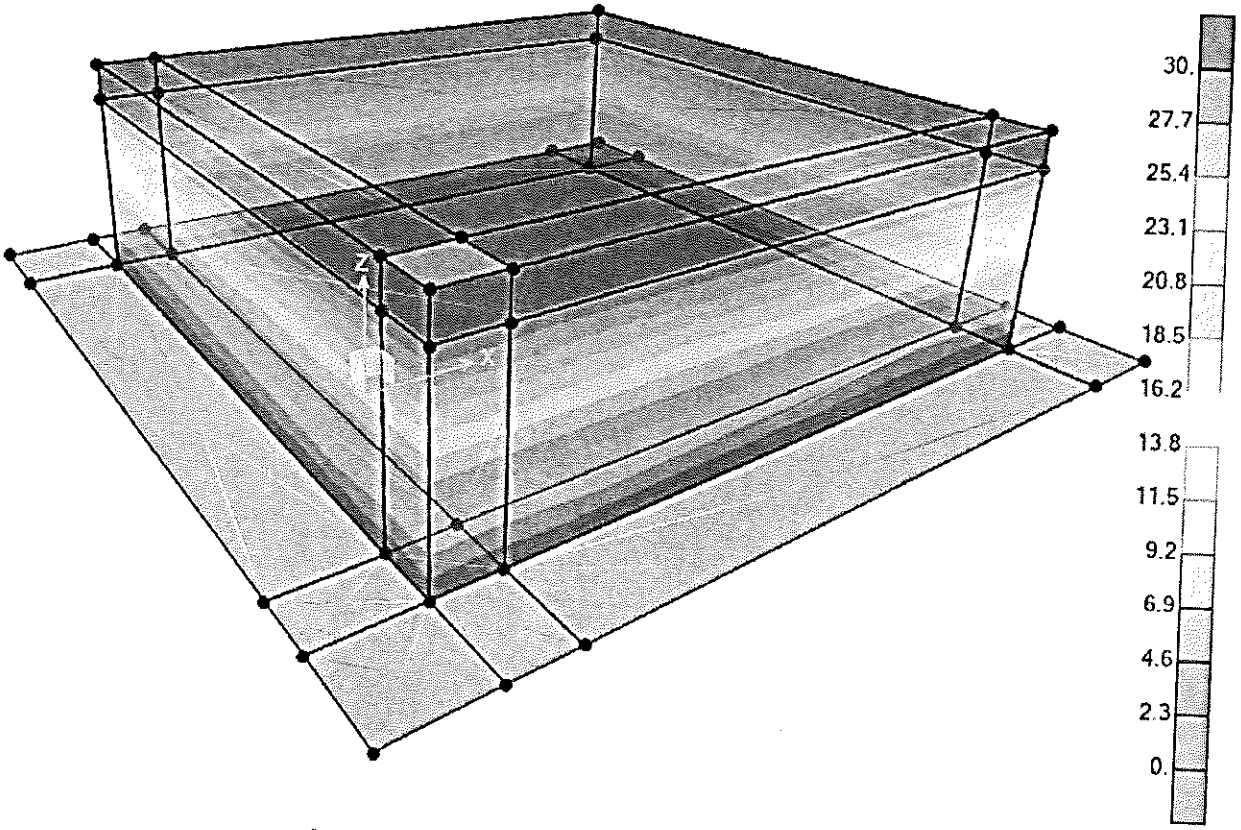


Hình 6.5 Hoạt tải tác dụng lên bản nắp và bản thành (kN/m²)

6.7.1.1. Áp lực nước trong bể (NUOC IN)

Mực nước trong hồ cao 3 (m), biểu đồ áp lực nước có dạng tam giác tăng dần theo độ sâu.

Tại đáy bể: $P_{w(daybe)} = \gamma_w h = 10 \times 3 = 30\left(kN/m^2\right)$



Hình 6.6 Áp lực nước bên trong bể (NUOC IN) (kN/m²)

6.7.1.2. Áp lực nước ngầm (NUOC OUT 1)

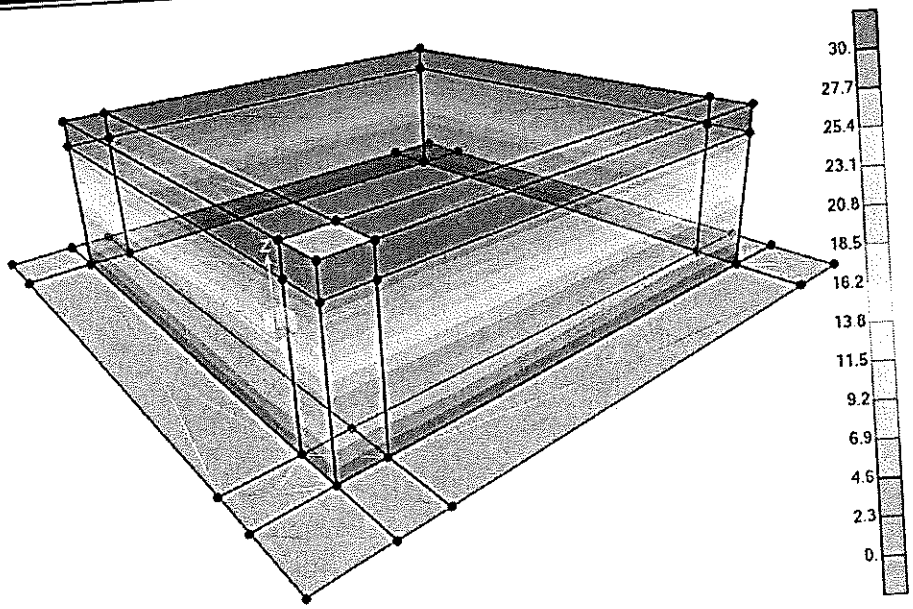
Xét trường hợp nguy hiểm nhất mực nước ngầm dâng lên cao bằng MĐTN, biểu đồ áp lực nước tác dụng lên bản thành có dạng tam giác tăng dần theo độ sâu.

Tại cao độ $\pm 0.000(m)$: $P_w = 0$

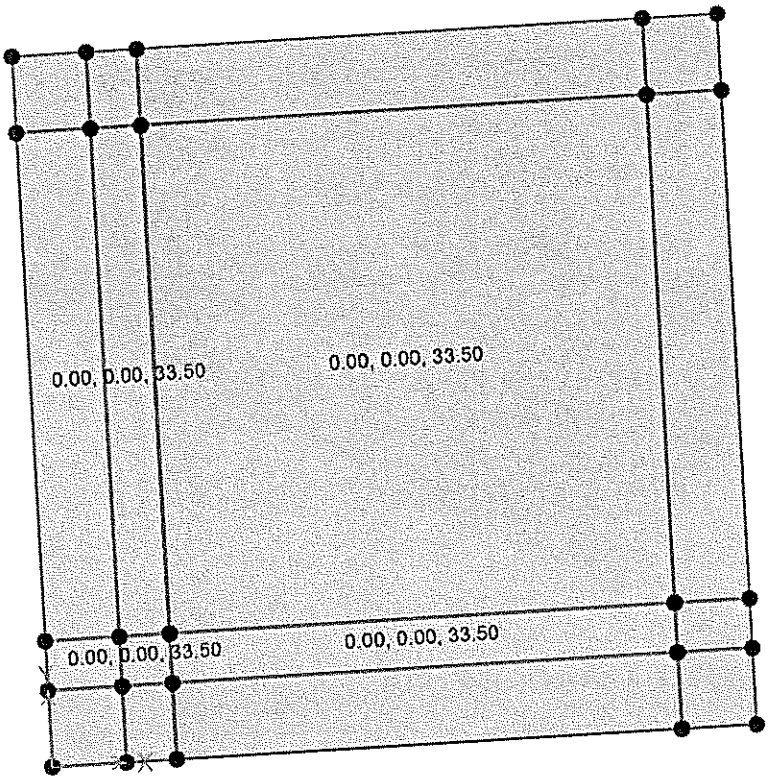
Tại đáy bể (cao độ $-3.000m$): $P_w = \gamma_w \times h = 10 \times 3 = 30\left(kN/m^2\right)$

Áp lực nước ngầm tác dụng lên bản đáy (không kể phần đáy mở rộng bởi vì phía trên và phía dưới phần mở rộng đều có nước)

$P_{w2} = P_w + h_{day} \times \gamma_w = 30 + 0.35 \times 10 = 33.5\left(kN/m^2\right)$



Hình 6.7 Áp lực nước ngầm tác dụng lên bản thành (NUOC OUT 1) (kN/m^2)



Hình 6.8 Áp lực nước ngầm tác dụng lên bản đáy (NUOC OUT 1) (kN/m^2)

6.7.1.3. Áp lực nước ngầm (NUOC OUT 2)

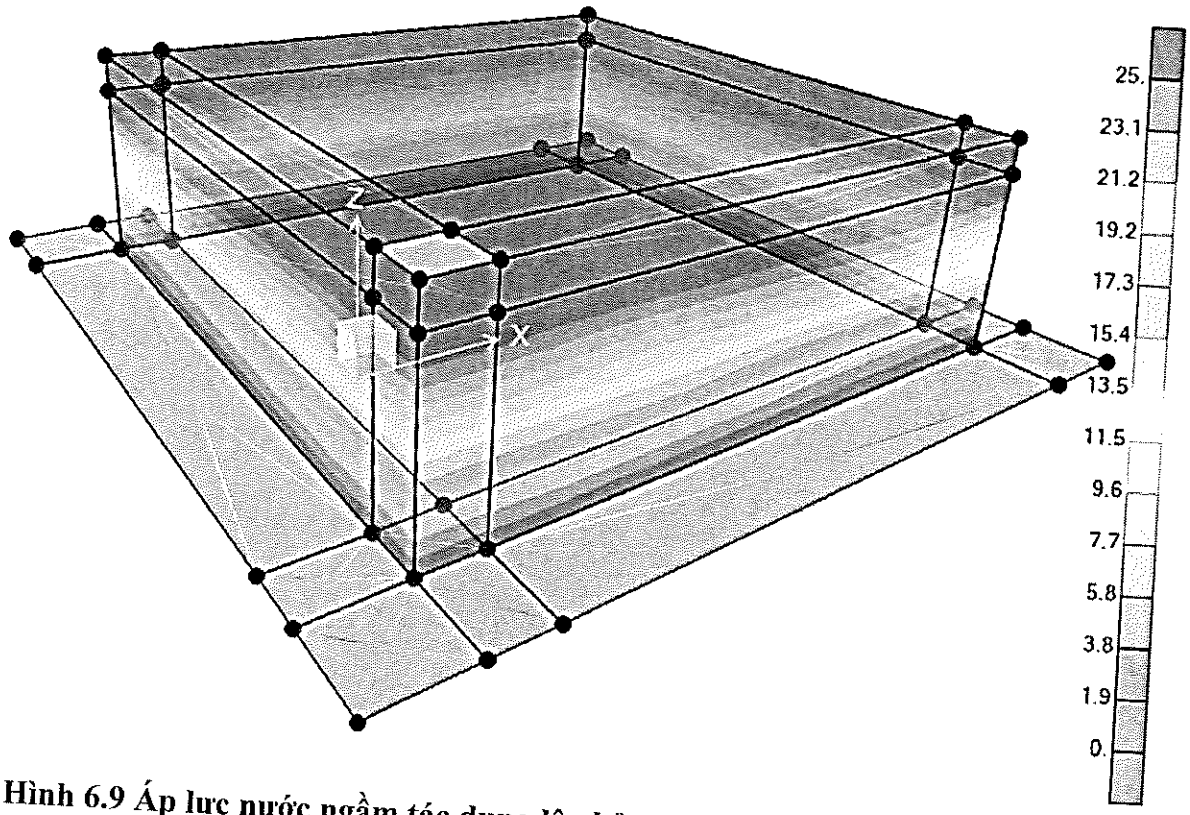
Mực nước ngầm ổn định ở cao độ -0.5m, biểu đồ áp lực nước có dạng tam giác tăng dần theo độ sâu từ code -0.5m.

Tại cao độ $-0.500(\mathrm{m})$: $P_w = 0$

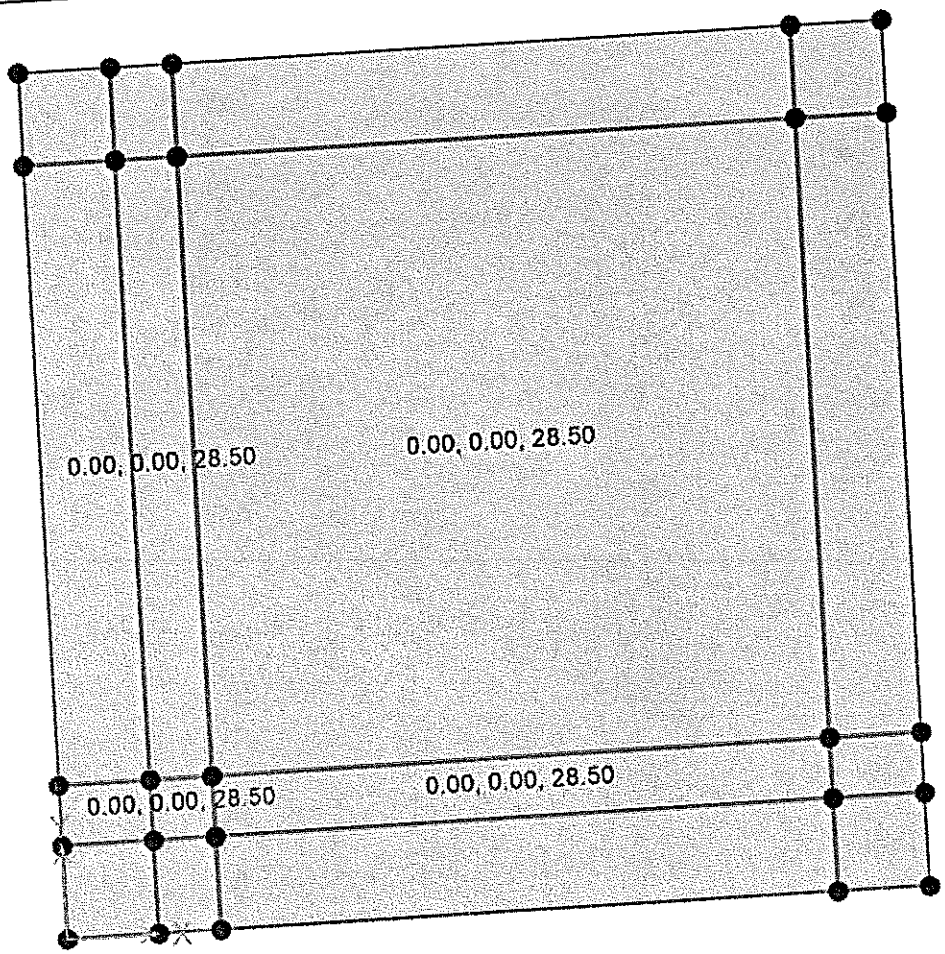
Tại đáy bể (cao độ $-3.000\mathrm{m}$): $P_w = \gamma_w \times h = 10 \times 2.5 = 25\left(\mathrm{kN/m^2}\right)$

Áp lực nước ngầm tác dụng lên bản đáy (không kể phần đáy mở rộng bởi vì phía trên và phía dưới phần mở rộng đều có nước)

$$P_{w2} = P_w + h_{day} \times \gamma_w = 25 + 0.35 \times 10 = 28.5\left(\mathrm{kN/m^2}\right)$$



Hình 6.9 Áp lực nước ngầm tác dụng lên bản thành (NUOC OUT 2) (kN/m²)



Hình 6.10 Áp lực nước ngầm tác dụng lên bản đáy (NUOC OUT 2) (kN/m^2)

6.7.1.4. Áp lực đất (DAT 1)

Ứng với trường hợp NUOC OUT 1:

- Áp lực đất tác dụng lên bản thành:

Tại cao độ $\pm 0.000(\mathrm{m})$: $P_s = 0$

Tại đáy bể (cao độ $-3.000\mathrm{m}$):

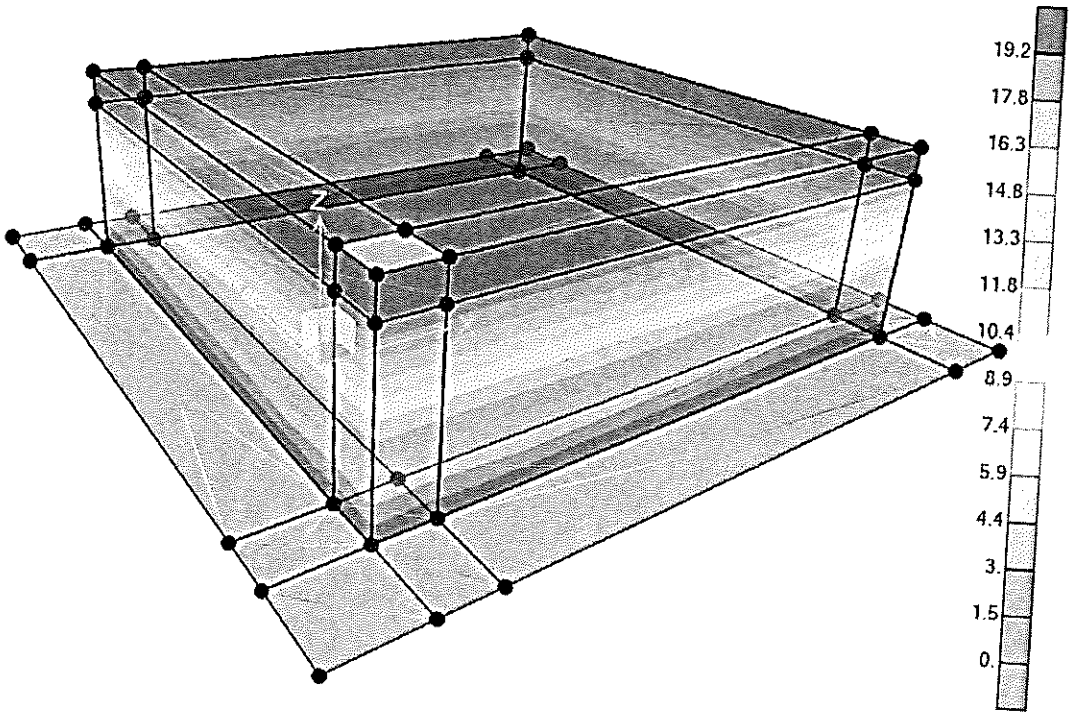
$$P_s = \gamma_{daynoi} \times h \times k_o = 8.4 \times 1 \times \left[1 - \sin\left(7°25'\right)\right] + 8.6 \times 1.5 \times \left[1 - \sin\left(18°45'\right)\right]$$

$$+6.67 \times 0.5 \times \left[1 - \sin\left(3°12'\right)\right] = 19.22\left(\mathrm{kN/m^2}\right)$$

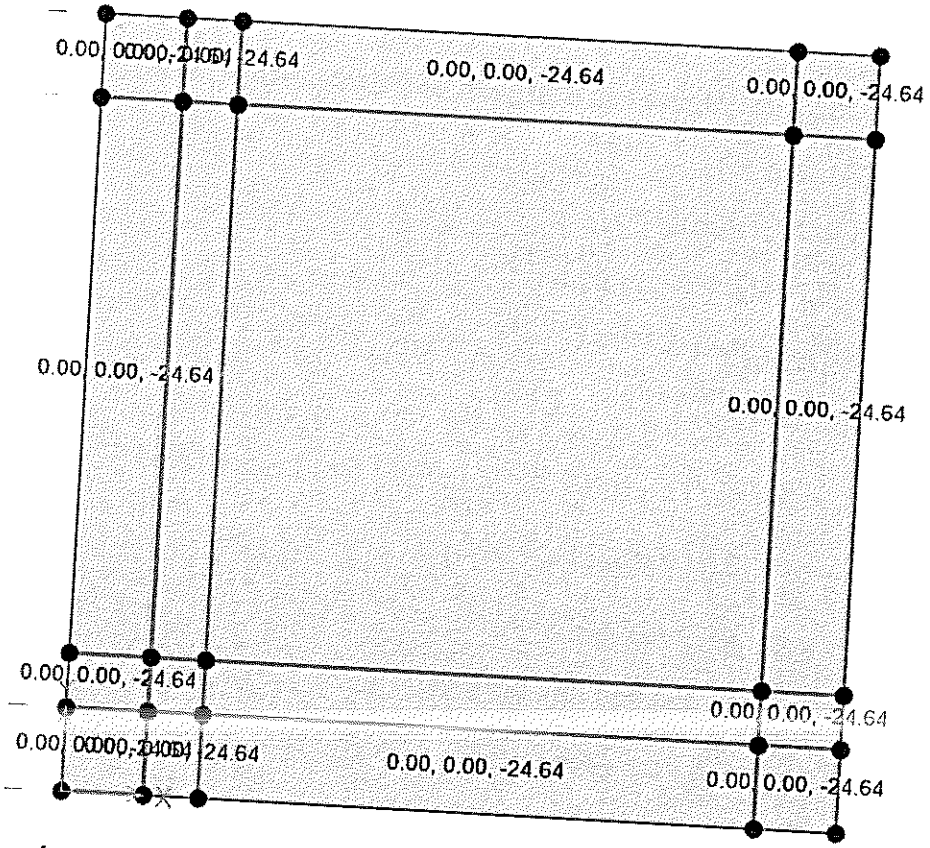
Với k_o là hệ số áp lực ngang của đất.

- Áp lực đất tác dụng lên bản đáy mở rộng:

$$P_s = \gamma_{daynoi} \times h = 8.4 \times 1 + 8.6 \times 1.5 + 6.67 \times 0.5 = 24.635\left(\mathrm{kN/m^2}\right)$$



Hình 6.11 Áp lực đất tác dụng lên bản thành (DAT 1) (kN/m²)



Hình 6.12 Áp lực đất tác dụng lên phần mở rộng của bản đáy (DAT 1) (kN/m²)

6.7.1.5. Áp lực đất (DAT 2)

Ứng với trường hợp NUOC OUT 2:

- Áp lực đất tác dụng lên bản thành:

Tại cao độ $\pm 0.000(\mathrm{m})$: $P_s = 0$

Tại cao độ $-0.500(\mathrm{m})$: $P_{s1} = \gamma \times h \times k_o = 18.4 \times 0.5 \times \left[1 - \sin\left(7°25'\right)\right] = 8\left(\mathrm{kN/m^2}\right)$

Tại đáy bể (cao độ $-3.000\mathrm{m}$):

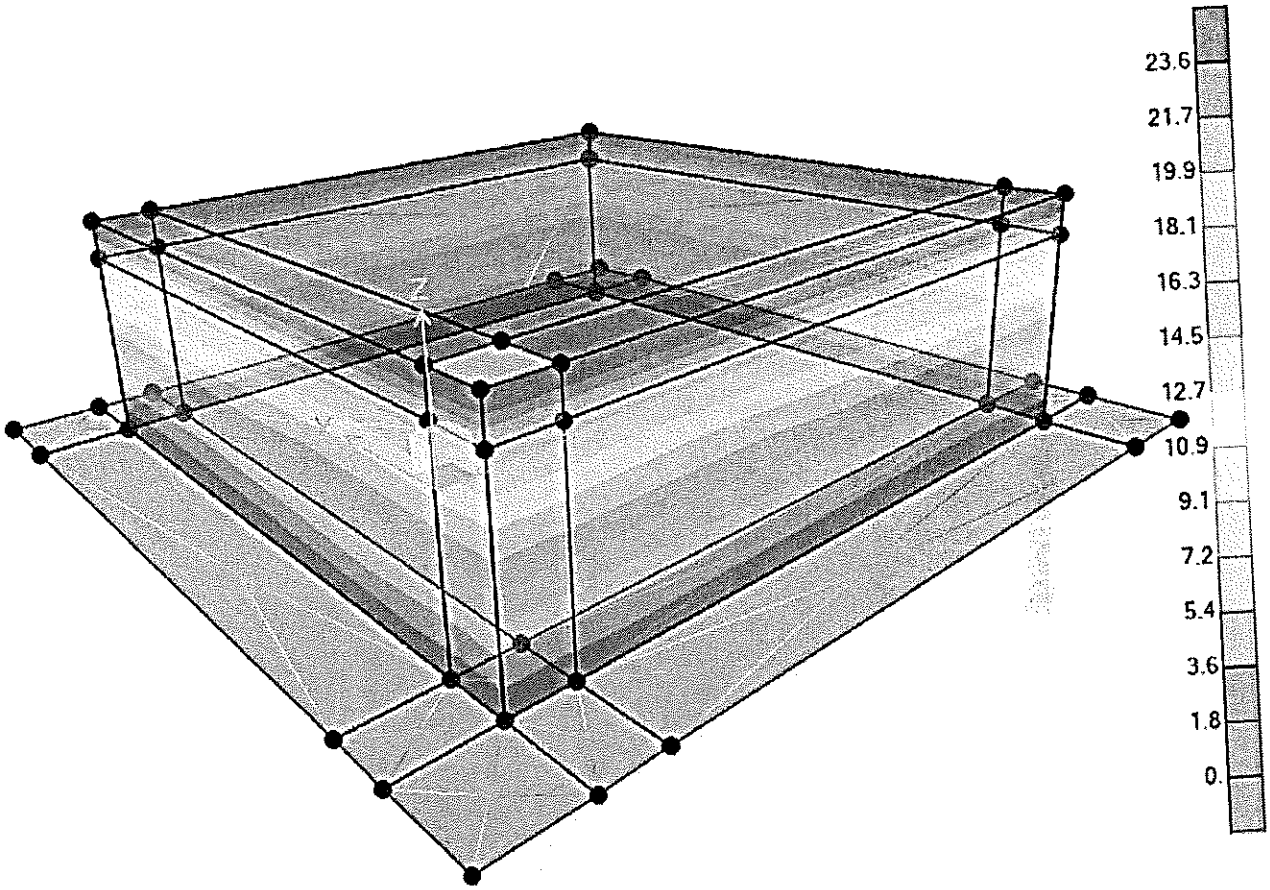
$$P_s = P_{s1} + \gamma_{daynoi} \times h \times k_o = 8 + 8.4 \times 0.5 \times \left[1 - \sin\left(7°25'\right)\right] + 8.6 \times 1.5 \times \left[1 - \sin\left(18°45'\right)\right]$$

$$+6.67 \times 0.5 \times \left[1 - \sin\left(3°12'\right)\right] = 23.56\left(\mathrm{kN/m^2}\right)$$

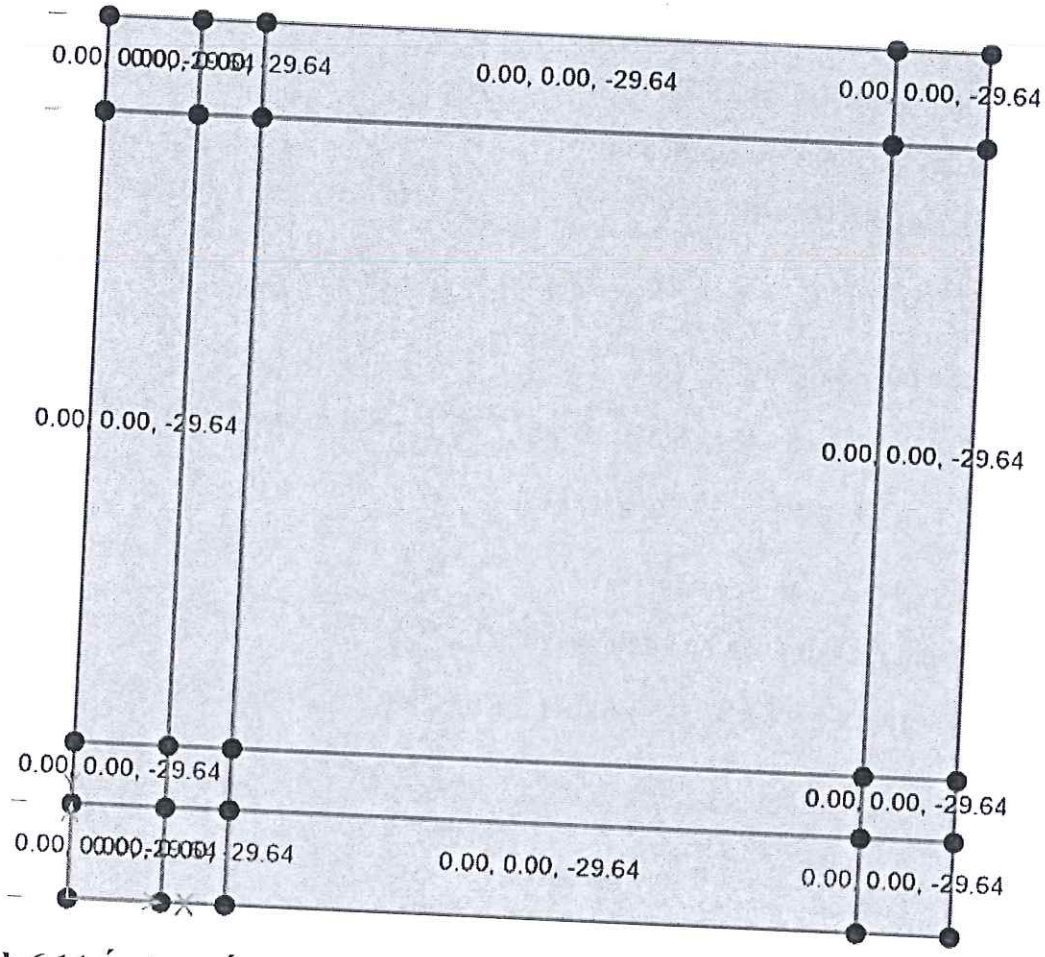
Với k_o là hệ số áp lực ngang của đất.

- Áp lực đất tác dụng lên bản đáy mở rộng:

$$P_s = \gamma_{daynoi} \times h = 18.4 \times 0.5 + 8.4 \times 0.5 + 8.6 \times 1.5 + 6.67 \times 0.5 = 29.635\left(\mathrm{kN/m^2}\right)$$



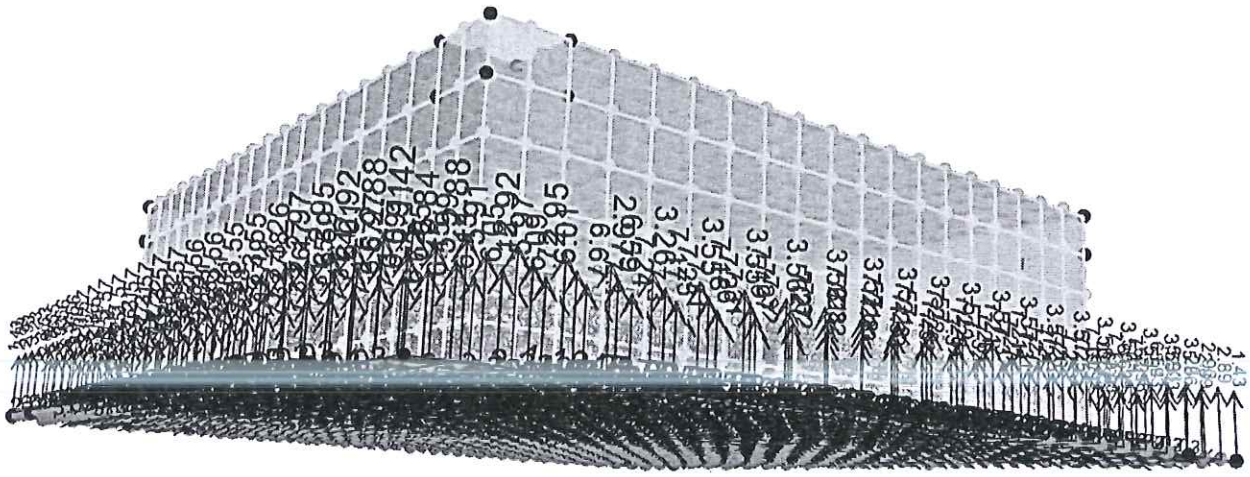
Hình 6.13 Áp lực đất tác dụng lên bản thành (DAT 2) (kN/m²)



Hình 6.14 Áp lực đất tác dụng lên phần mở rộng của bản đáy (DAT 2) (kN/m²)

6.7.2. Gán lò xo cho mô hình

Xem đất làm việc trong miền đàn hồi tác dụng một lực vào đất thì đất lún xuống và trả về một phản lực vì vậy ta xem đất làm việc như những lò xo thông thường. Nên ta sử dụng liên kết lò xo ở bản đáy của bể khi phân tích mô hình.



Hình 6.15 Phản lực tại những vị trí gán lò xo đáy bể

- Kiểm tra mô hình ta thấy tại các vị trí gán lò xo không có phản lực hướng xuống chứng tỏ ứng xử của mô hình là sát với thực tế bởi vì khi bể đặt lên nền đất chỉ có thể xuất hiện phản lực hướng lên (đất chỉ có khả năng chịu nén, không có khả năng chịu kéo).

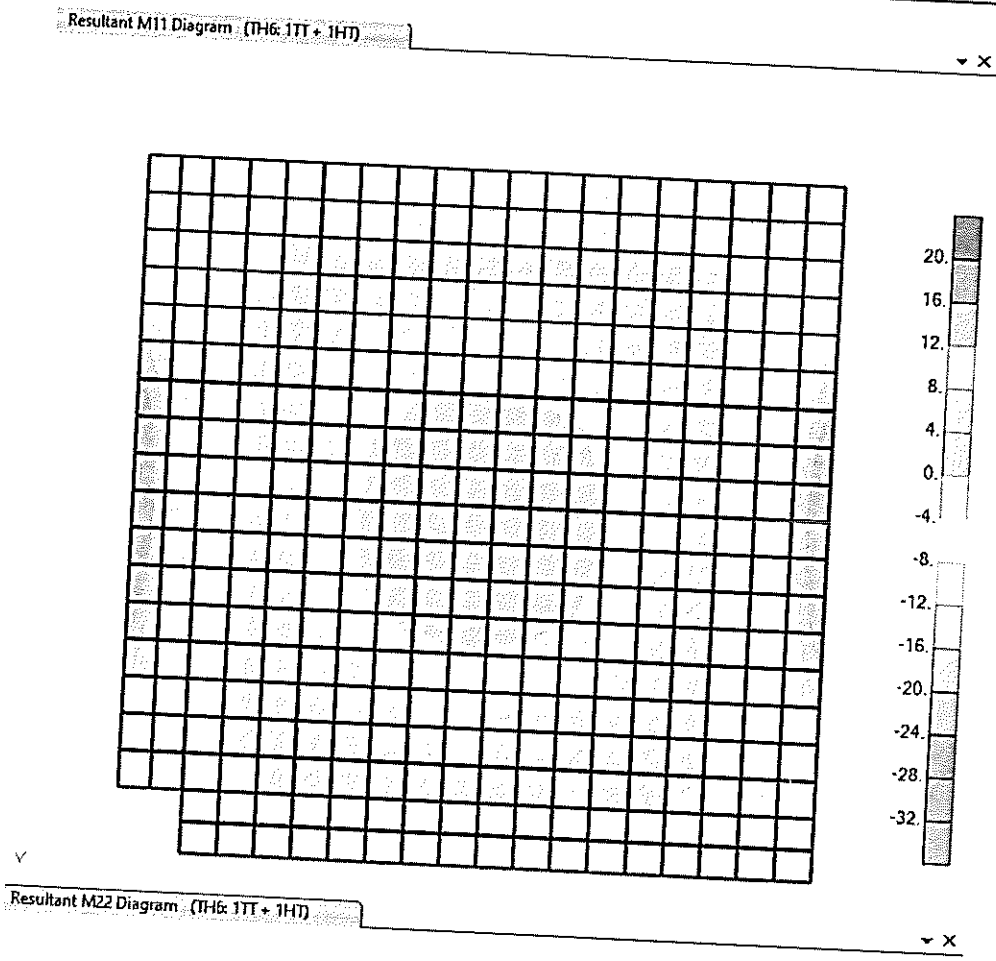
6.8. CÁC TỔ HỢP TẢI TRỌNG DÙNG ĐỂ TÍNH TOÁN CHO BỂ

Tên tổ hợp	Analysis Type	Cấu trúc tổ hợp	Mô tả
TH1	Linear	1TT + 1NUOC IN	Kiểm tra thi công, thử bể.
TH2	Nonlinear	1TT + 1HT(tt) + 1 NUOC OUT1 + 1DAT1	Kiểm tra bể
TH3	Nonlinear	1TT + 1HT(tc) + 1NUOC OUT2 + 1DAT2	Kiểm tra nứt
TH4	Linear	1TT + 1HT(tt) + 1NUOC IN + 1NUOC OUT2 + 1DAT2	Kiểm tra áp lực đáy móng
TH5	Linear	1TT + 1HT(tc) + 1NUOC IN + 1NUOC OUT2 + 1DAT2	Tính lún
TH6	Linear	1TT + 1HT	Tính bản nắp

Bảng 6-4 Tổ hợp tải trọng tính toán cho bể

6.9. TÍNH TOÁN CỐT THÉP BẢN NẮP

6.9.1. Xác định momen tính toán bản nắp



Hình 6.16 Momen M11 và M22 (kN.m)

- Momen gối: $M_{goi} = 32 = (kN.m)$
- Momen nhịp: $M_{nhip} = 27 = (kN.m)$

6.9.2. Tính toán cốt thép cho bản nắp

Cắt bản một dài rộng b = 1000 mm để tính toán.

Chọn a = 31 mm → $h_0 = h - a = 150 - 31 = 119$ mm

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_o^2}; \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}; A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_o}{R_s}; \mu_{tt} = \frac{A_s}{b h_o} \times 100\%$$

Hàm lượng thép:

- Với cốt thép CB240-T:

$$\mu_{min} = 0.05\% < \mu_{tt} < \mu_{max} = \xi_R \frac{\gamma_b R_b}{R_s} \times 100\% = 0.615 \times \frac{1 \times 17}{210} \times 100\% = 4.98\%$$

- Với cốt thép CB400-V:

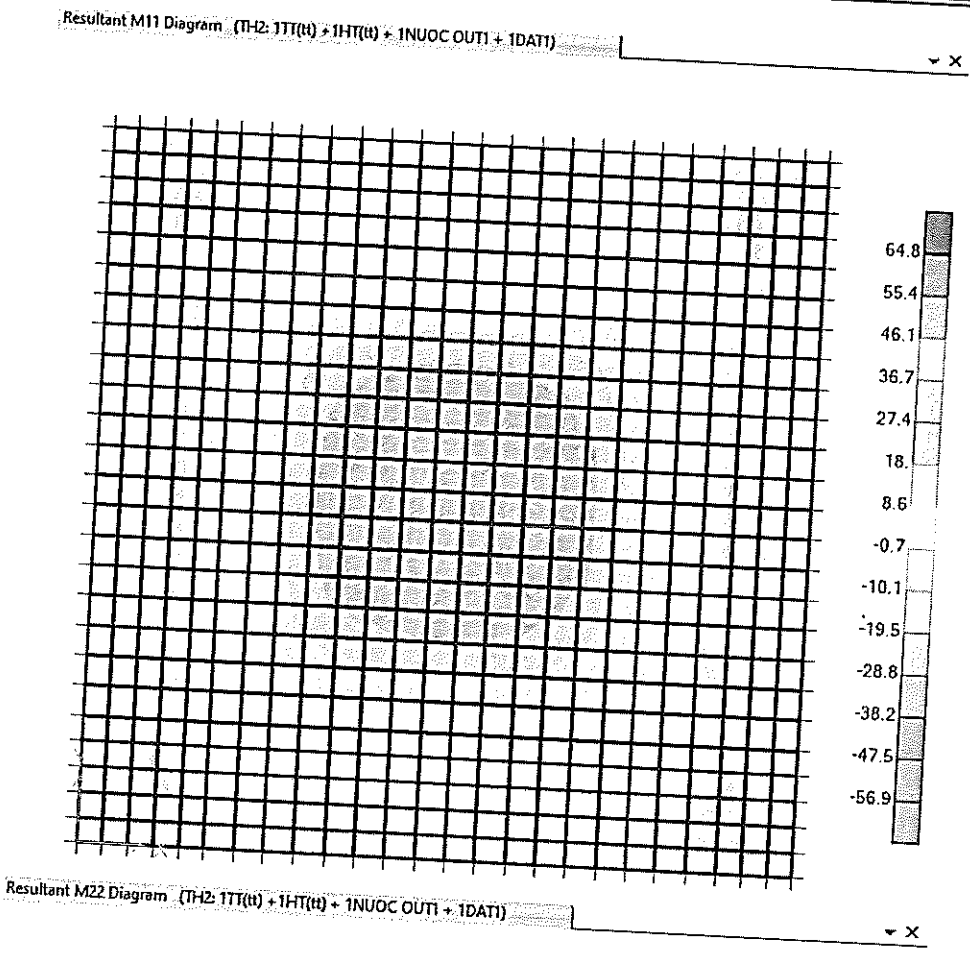
$$\mu_{min} = 0.05\% < \mu_{tt} < \mu_{max} = \xi_R \frac{\gamma_b R_b}{R_s} \times 100\% = 0.533 \times \frac{1 \times 17}{350} \times 100\% = 2.59\%$$

Bảng 6-5 Bảng tính cốt thép cho bản nắp

Vị trí	h mm	a_0 mm	h_0 mm	M kN.m	α_m	ζ	$A_{s,tính\ toán}$ mm^2	$\Phi_{chọn}$ mm	a mm	$A_{s,chọn}$ mm^2	μ (%)	Check
Gối	150	25	119	32	0.133	0.143	827.5	Φ 12	a 100	1131	0.695	0.73
Nhịp	150	25	119	27	0.112	0.119	689.4	Φ 12	a 150	754	0.579	0.91

6.10. TÍNH TOÁN CỐT THÉP BẢN ĐÁY

6.10.1. Xác định mô men tính toán bản đáy



Hình 6.17 Momen M11 và M22 (kN.m)

- Momen gối: $M_{goi} = 64.8 = (kN.m)$
- Momen nhịp: $M_{nhip} = 56.9 = (kN.m)$

6.10.2. Tính toán cốt thép cho bản đáy

Cắt bản một dài rộng b = 1000 mm để tính toán.

Chọn a = 46 mm → $h_0 = h - a = 350 - 46 = 304$ mm

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_o^2}; \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}; A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_o}{R_s}; \mu_{tt} = \frac{A_s}{b h_o} \times 100\%$$

Hàm lượng thép:

- Với cốt thép CB240-T:

$$\mu_{min} = 0.05\% < \mu_{tt} < \mu_{max} = \xi_R \frac{\gamma_b R_b}{R_s} \times 100\% = 0.615 \times \frac{1 \times 17}{210} \times 100\% = 4.98\%$$

- Với cốt thép CB400-V:

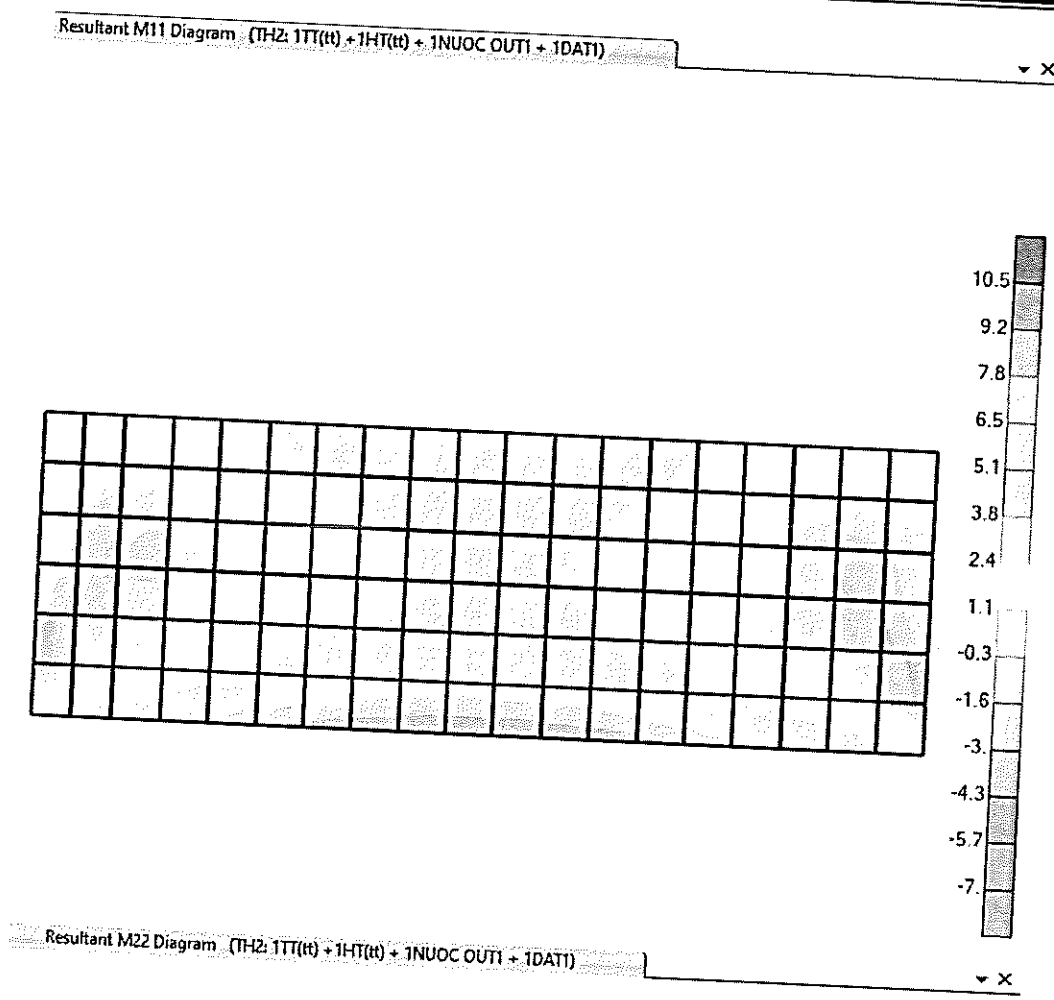
$$\mu_{min} = 0.05\% < \mu_{tt} < \mu_{max} = \xi_R \frac{\gamma_b R_b}{R_s} \times 100\% = 0.533 \times \frac{1 \times 17}{350} \times 100\% = 2.59\%$$

Bảng 6-6 Bảng tính cốt thép cho bản đáy

Vị trí	h mm	a_0 mm	h_0 mm	M kN.m	α_m	ζ	$A_{s,tính\ toán}$ mm^2	$\Phi_{chọn}$ mm	a mm	$A_{s,chọn}$ mm^2	μ (%)	Check
Gối	350	40	304	64.8	0.041	0.042	622.1	Φ 12	a 150	754	0.205	0.83
Nhịp	350	40	304	56.9	0.036	0.037	544.8	Φ 12	a 150	754	0.179	0.72

6.11. TÍNH TOÁN CỐT THÉP BẢN THÀNH

6.11.1. Xác định mô men tính toán bản thành



Hình 6.18 Momen M11 và M22 (kN.m)

Biểu đồ M11

- Momen gối: $M_{goi} = 7 = (kN.m)$
- Momen nhịp: $M_{nhip} = 10.5 = (kN.m)$

Biểu đồ M22

- Momen gối: $M_{goi} = 51 = (kN.m)$
- Momen nhịp: $M_{nhip} = 3 = (kN.m)$

6.11.2. Tính toán cốt thép cho bản thành

Cắt bản một dải rộng b = 1000 mm để tính toán.

Chọn a = 46 mm → $h_0 = h - a = 250 - 46 = 204$ mm

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_o^2}; \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}; A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_o}{R_s}; \mu_{tt} = \frac{A_s}{b h_o} \times 100\%$$

Hàm lượng thép:

- Với cốt thép CB240-T:

$$\mu_{min} = 0.05\% < \mu_{tt} < \mu_{max} = \xi_R \frac{\gamma_b R_b}{R_s} \times 100\% = 0.615 \times \frac{1 \times 17}{210} \times 100\% = 4.98\%$$

- Với cốt thép CB400-V:

$$\mu_{min} = 0.05\% < \mu_{tt} < \mu_{max} = \xi_R \frac{\gamma_b R_b}{R_s} \times 100\% = 0.533 \times \frac{1 \times 17}{350} \times 100\% = 2.59\%$$

Bảng 6-7 Bảng tính cốt thép cho bản thành theo phương cạnh ngắn

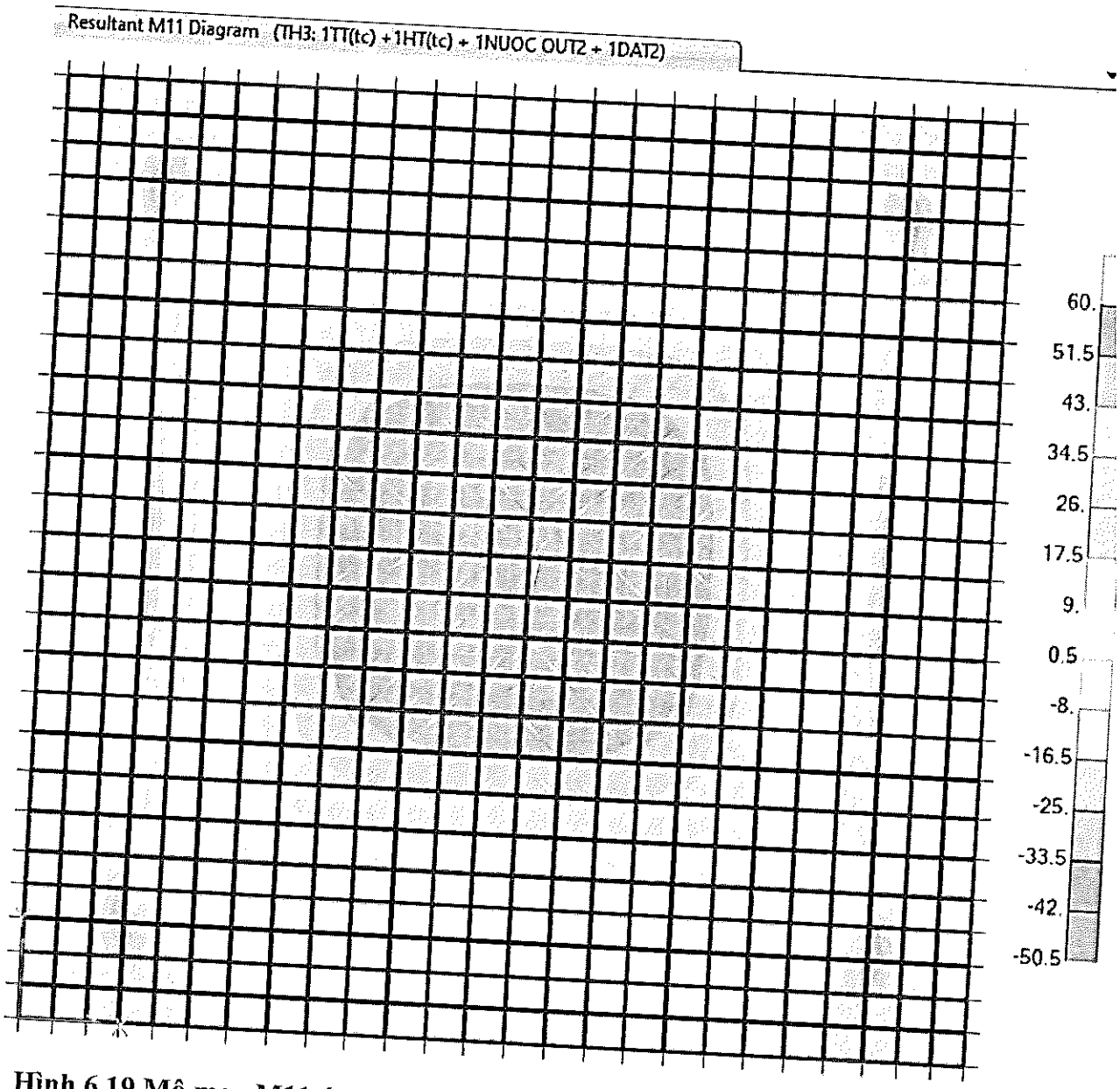
Vị trí	h mm	a_0 mm	h_0 mm	M kN.m	α_m	ζ	$A_{s,tính\ toán}$ mm^2	$\Phi_{chọn}$ mm	a mm	$A_{s,chọn}$ mm^2	μ (%)	Check
Gối	250	40	204	51	0.072	0.075	742.1	Φ 12	a 150	754	0.364	0.98
Nhịp	250	40	204	3	0.004	0.004	42.1	Φ 12	a 150	754	0.021	0.06

Bảng 6-8 Bảng tính cốt thép cho bản thành theo phương cạnh dài

Vị trí	h mm	a_0 mm	h_0 mm	M kN.m	α_m	ζ	$A_{s,tính\ toán}$ mm^2	$\Phi_{chọn}$ mm	a mm	$A_{s,chọn}$ mm^2	μ (%)	Check
Gối	250	40	206	7	0.010	0.010	162.6	Φ 8	a 150	335	0.079	0.49
Nhịp	250	40	206	10.5	0.015	0.015	244.5	Φ 8	a 150	335	0.119	0.73

6.12. KIỂM TRA SỰ HÌNH THÀNH VẾT NỨT

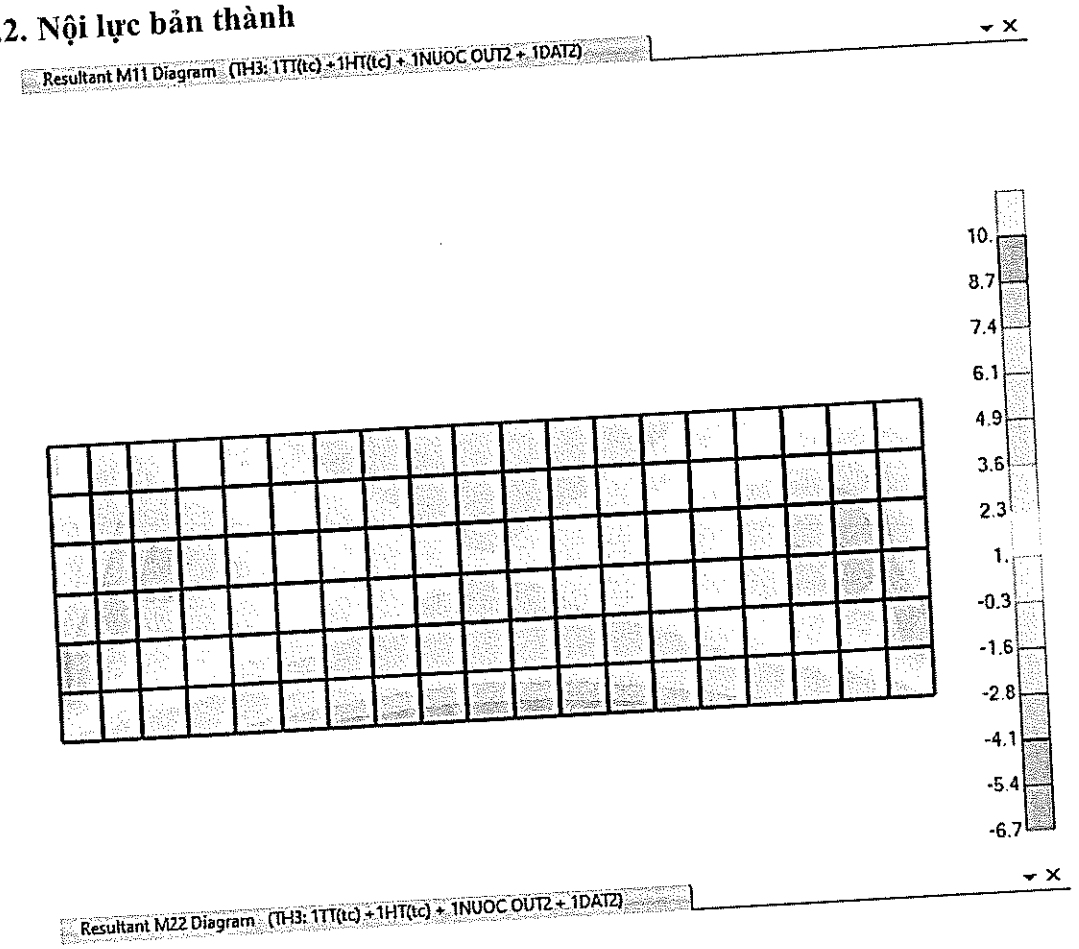
6.12.1. Nội lực bản đáy



Hình 6.19 Mô men M11 ứng với TH3 (vì bể hình vuông nên M22=M11) (kN.m)

- Momen gối: $M_{goi} = 60 = (\text{kN.m})$
- Momen nhịp: $M_{nhip} = 50.5 = (\text{kN.m})$

6.12.2. Nội lực bản thành



Hình 6.20 Mô men M11 và M22 ứng với TH3 (kN.m)

Biểu đồ M11

- Momen gối: $M_{goi} = 6.7 = (kN.m)$
- Momen nhịp: $M_{nhip} = 10 = (kN.m)$

Biểu đồ M22

- Momen gối: $M_{goi} = 48 = (kN.m)$
- Momen nhịp: $M_{nhip} = 3.1 = (kN.m)$

6.12.3. Kiểm tra nứt bản thành và bản đáy của bể

a. Bản thành

Việc kiểm tra nứt bản thành được trình bày ở bảng dưới đây:

Các đặc trưng	Giá trị tính toán	Đơn vị	Ghi chú
	Giá trị		
$R_{bt.ser}$	1.75	MPa	*Cường độ kéo tính toán của bê tông B30 tính theo trạng thái giới hạn II*
E_s	2.00E+05	MPa	*Mô đun đàn hồi thép vùng chịu kéo CB400-V*
E'_s	2.00E+05	MPa	*Mô đun đàn hồi thép vùng chịu nén CB400-V*
E_b	3.25E+04	MPa	*Mô đun đàn hồi bê tông B30*
b	1000	mm	*Bề rộng tiết diện tính toán*
h	250	mm	*Chiều cao tiết diện tính toán*
a	46	mm	*Khoảng cách từ tâm thép vùng chịu kéo đến mép ngoài bê tông*
a'	46	mm	*Khoảng cách từ tâm thép vùng chịu nén đến mép ngoài bê tông*
A_s	754.0	mm^2	*Diện tích thép bố trí trong vùng chịu kéo,tại vị trí đang xét*
A'_s	524.0	mm^2	*Diện tích thép bố trí trong vùng chịu nén, tại vị trí đang xét*
M	48.00	kN.m	*M là momen do ngoại lực trên tiết diện đang xét (tính với tải tính toán)*
h_0	204	mm	*Khoảng cách từ tâm thép chịu kéo đến mép ngoài của bê tông chịu nén, $h_0 = h - a$*
h'_0	204	mm	*Khoảng cách từ tâm thép chịu kéo đến mép ngoài của bê tông chịu nén, $h'_0 = h - a'$*
α_s	6.15	-	*Tỷ số mô đun đàn hồi thép chịu kéo/ mô đun đàn hồi bê tông, $\alpha = E_s/E_b$*
α_s'	6.15	-	*Tỷ số mô đun đàn hồi thép chịu nén/ mô đun đàn hồi bê tông, $\alpha' = E'_s/E_b$*
A_{red}	257864.6	mm^2	*Diện tích tiết diện ngang quy đổi của thớ bê tông chịu kéo nhiều hơn, $A_{red}=A+\alpha A_s+\alpha A'_s$*
$S_{t,red}$	32121261.5	-	*Moment tĩnh của tiết diện quy đổi của cấu kiện với thớ bê tông chịu kéo nhiều hơn*
y_t	124.6	mm	*Khoảng cách từ thớ bê tông chịu kéo nhiều nhất đến trọng tâm tiết diện quy đổi của cấu kiện, $y_t=S_{t,red}/A_{red}$*
y_c	125.4	mm^4	*Khoảng cách từ thớ bê tông chịu nén nhiều nhất đến trọng tâm tiết diện quy đổi của cấu kiện, $y_c=h-y_t$*
I_{red}	1351117912.5	mm^4	*Moment quán tính của tiết diện quy đổi của cấu kiện đối với trục trọng tâm của nó, $I_{red}=I+\alpha I_s+\alpha I'_s$*
γ	1.3	mm^4	*Hệ số, $\gamma=1.3$*
W_{red}	1.08E+07	mm^3	*Moment kháng uốn đàn hồi của tiết diện quy đổi theo vùng kéo của tiết diện, $W_{red}=I_{red}/y_t$*
W_{pl}	1.41E+07	mm^3	*Moment kháng uốn đàn dẻo của tiết diện đối với thớ bê tông chịu kéo ngoài cùng, $W_{pl}=\gamma*W_{red}$*
M_{crc}	24.68	kN.m	*Mô men chống nứt của tiết diện đang xét, $M_{crc}=R_{bt.ser}W_{pl}$*
$M_{crc} \geq M$	Không thỏa	kN.m	

Bảng 6-9 Kiểm tra nứt bản thành

➔ Bản thành bị nứt, tiến hành kiểm tra bề rộng vết nứt

Các đặc trưng	Giá trị tính toán			Đơn vị	Ghi chú
	$a_{crc,1}$	$a_{crc,2}$	$a_{crc,3}$		$a_{crc,1}$: Chiều rộng vết nứt do tác dụng DÀI HẠN của tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn $a_{crc,2}$: Chiều rộng vết nứt do tác dụng NGẮN HẠN của tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời $a_{crc,3}$: Chiều rộng vết nứt do tác dụng NGẮN HẠN của tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn
$R_{b,ser}$	22.00	22.00	22.00	MPa	*Cường độ nén tính toán của bê tông B30 tính theo trạng thái giới hạn II*
E_s	2.00E+05	2.00E+05	2.00E+05	MPa	*Mô đun đàn hồi thép vùng chiu kéo CB400-V*
E'_s	2.00E+05	2.00E+05	2.00E+05	MPa	*Mô đun đàn hồi thép vùng chịu nén CB400-V*
E_b	3.25E+04	3.25E+04	3.25E+04	MPa	*Mô đun đàn hồi bê tông B30*
b	1000.0	1000.0	1000.0	mm	*Bề rộng tiết diện tính toán*
h	250.0	250.0	250.0	mm	*Chiều cao tiết diện tính toán*
a	46.0	46.0	46.0	mm	*Khoảng cách từ tâm thép vùng chịu kéo đến mép ngoài bê tông*
a'	46.0	46.0	46.0	mm	*Khoảng cách từ tâm thép vùng chịu nén đến mép ngoài bê tông*
A_s	754.0	754.0	754.0	mm^2	*Diện tích thép bố trí trong vùng chịu kéo,tại vị trí đang xét*
A'_s	524.0	524.0	524.0	mm^2	*Diện tích thép bố trí trong vùng chịu nén, tại vị trí đang xét*
M	**48.00**	**48.00**	**48.00**	kN.m	*M là momen do ngoại lực trên tiết diện đang xét (tính với tải* ***tiêu chuẩn****)*
h_0	204	204	204	mm	*Khoảng cách từ tâm thép chịu kéo đến mép ngoài của bê tông chịu nén, $h_0 = h - a$*
φ_1	1.4	1.4	1.4		*φ_1 hệ số kể đến thời gian tác dụng của tải, tác dụng ngắn hạn φ_1=1, dài hạn φ_1=1.4*
φ_2	0.5	0.5	0.5		*φ_2 hệ số kể đến hình dạng bề mặt cốt thép dọc,thép gân φ_2=0.5, thép tròn trơn φ_2=0.8*
φ_3	1.0	1.0	1.0		*φ_3 hệ số kể đến đặc điểm chịu lực, cấu kiện chịu uốn, nén lệch tâm φ_3=1, cấu kiện chịu kéo φ_3=1.2*
A_{bt}	185464.6	185464.6	185464.6	mm^2	*A_{bt}, diện tích tiết diện bê tông chịu kéo, $A_{bt}=b*x_t$ với x_t là chiều cao vùng bê tông chịu kéo $2a<x_t<0.5h$*
d_s	12	12	12	mm	*d_s, đường kính danh nghĩa cốt thép*
L_s	400.0	400.0	400.0	mm	*L_s, Khoảng cách cơ sở giữa các vết nứt thẳng góc kề nhau, $max(10ds,100) <= L_s = 0.5*(A_{bt}/A_s)*d_s <= min(40ds,400mm)$*

$\varepsilon_{b1,red}$	0.0024	0.0024	0.0024		$\varepsilon_{b1,red}$: biến dạng tương đối của bê tông, phụ thuộc tác dụng tải trọng, lấy theo mục 6.1.4.3
$E_{b,red}$	9166.7	9166.7	9166.7	MPa	$E_{b,red}$: Modul biến dạng quy đổi của bê tông, $E_{b,red}=R_{b,ser}/\varepsilon_{b1,red}$
M_{crc}	24.7	24.7	24.7	kNm	Mô men chống nứt của tiết diện đang xét, $M_{crc}=R_{bt,ser}W_{pl}$
ψ_s	0.59	0.59	0.59		ψ_s là hệ số kể đến sự phân bố không đều biến dạng tương đối của cốt thép chịu kéo giữa các vết nứt, $\psi_s=1-0.8*(M_{crc}/M)$
$E_{s,red}$	339711.9	339711.9	339711.9	MPa	$E_{s,red}$ là modul biến dạng quy đổi của cốt thép chịu kéo, $E_{s,red}=E_s/\psi_s$
y_c	64.5	64.5	64.5	mm	Chiều cao vùng chịu nén của bê tông
α_{s1}	21.8	21.8	21.8		Hệ số quy đổi cốt thép về bê tông của thép chịu nén
α_{s2}	21.8	21.8	21.8		Hệ số quy đổi cốt thép về bê tông của thép chịu kéo
μ_s	0.004	0.004	0.004		Hàm lượng cốt thép chịu kéo, $\mu_s=A_s/(b*h_o)$
μ'_s	0.003	0.003	0.003		Hàm lượng cốt thép chịu nén, $\mu'_s=A'_s/(b*h_o)$
$y_c=x_m$	64.5	64.5	64.5	mm	Chiều cao vùng chịu nén của bê tông, tính theo mục 8.2.3.3.6
I_b	89592744.8	89592744.8	89592744.8	mm^4	Moment quán tính của diện tích bê tông chịu nén đối với trọng tâm tiết diện ngang quy đổi không kể đến bê tông chịu kéo, $I_b=b*x_m\wedge 3$
I_s	14665581.7	14665581.7	14665581.7	mm^4	Moment quán tính của cốt thép chịu kéo $I_s=A_s*(h_o-y_c)\wedge 2$
I'_s	180026.1	180026.1	180026.1	mm^4	Moment quán tính của cốt thép chịu nén $I'_s=A'_s*(y_c-a')\wedge 2$
I_{red}	413496913.7	413496913.7	413496913.7	mm^4	Moment quán tính của tiết diện ngang quy đổi đối với trọng tâm của nó, $I_{red}=I_b+I_s*\alpha_{s2}+I'_s*\alpha_{s1}$
σ_s	3.53E+02	3.53E+02	3.53E+02	MPa	Ứng suất trong cốt thép chịu kéo, $\sigma_s=M(h_o-y_c)*\alpha_{s1}/I_{red}$
$a_{crc,i}$	0.29	0.29	0.29	mm	Chiều rộng vết nứt dài hạn, $a_{crc,i}=\varphi_1\varphi_2\varphi_3\psi_s(\sigma_s/E_s)L_s$
$[a_{crc,u}]$ dài hạn	0.30			mm	$[a_{crc,u}]$ là bề rộng khe nứt dài hạn cho phép theo TCVN 5574 :2018
$[a_{crc,u}]$ ngắn hạn	0.30				
a_{crc} ngắn hạn	0.29				
$a_{crc} \le [a_{crc,u}]$ ngắn hạn	Thỏa				Kiểm tra điều kiện hạn chế bề rộng vết nứt để hạn chế thấm cho vết nứt theo TCVN 5574 : 2018
$a_{crc,i} \le [a_{crc,u}]$ dài hạn	Thỏa			-	Kiểm tra điều kiện hạn chế bề rộng vết nứt để hạn chế thấm cho vết nứt theo TCVN 5574 : 2018

Bảng 6-10 Kiểm tra bề rộng vết nứt bản thành

➔ Bề rộng vết nứt của bản thành thỏa mãn yêu cầu tính toán.

b. Bản đáy

Việc kiểm tra nứt bản đáy được trình bày ở bảng dưới đây:

Các đặc trưng	Giá trị tính toán				Đơn vị	Ghi chú
	Gối cạnh X	Nhịp cạnh X	Gối cạnh Y	Nhịp cạnh Y		
$R_{bt,ser}$	1.75	1.75	1.75	1.75	MPa	*Cường độ kéo tính toán của bê tông B30 tính theo trạng thái giới hạn II*
E_s	2.00E+05	2.00E+05	2.00E+05	2.00E+05	MPa	*Mô đun đàn hồi thép vùng chịu kéo CB400-V*
E'_s	2.00E+05	2.00E+05	2.00E+05	2.00E+05	MPa	*Mô đun đàn hồi thép vùng chịu nén CB400-V*
E_b	3.25E+04	3.25E+04	3.25E+04	3.25E+04	MPa	*Mô đun đàn hồi bê tông B30*
b	1000	1000	1000	1000	mm	*Bề rộng tiết diện tính toán*
h	350	350	350	350	mm	*Chiều cao tiết diện tính toán*
a	46	46	46	46	mm	*Khoảng cách từ tâm thép vùng chịu kéo đến mép ngoài bê tông*
a'	46	46	46	46	mm	*Khoảng cách từ tâm thép vùng chịu nén đến mép ngoài bê tông*
A_s	754.0	754.0	754.0	754.0	mm^2	*Diện tích thép bố trí trong vùng chịu kéo,tại vị trí đang xét*
A'_s	754.0	754.0	754.0	754.0	mm^2	*Diện tích thép bố trí trong vùng chịu nén, tại vị trí đang xét*
M	**60.00**	**50.50**	**60.00**	**50.50**	kN.m	*M là momen do ngoại lực trên tiết diện đang xét (tính với tải **tính toán**)*
h_0	304	304	304	304	mm	*Khoảng cách từ tâm thép chịu kéo đến mép ngoài của bê tông chịu nén, $h_0 = h - a$*
h'_0	304	304	304	304	mm	*Khoảng cách từ tâm thép chịu kéo đến mép ngoài của bê tông chịu nén, $h'_0 = h - a'$*
α_s	6.15	6.15	6.15	6.15	-	*Tỷ số mô đun đàn hồi thép chịu kéo/ mô đun đàn hồi bê tông, $\alpha = E_s/E_b$*
α_s'	6.15	6.15	6.15	6.15	-	*Tỷ số mô đun đàn hồi thép chịu nén/ mô đun đàn hồi bê tông, $\alpha' = E'_s/E_b$*
A_{red}	359280.0	359280.0	359280.0	359280.0	mm^2	*Diện tích tiết diện ngang quy đổi của thớ bê tông chịu kéo nhiều hơn, $A_{red}=A+\alpha A_s+\alpha A'_s$*
$S_{t,red}$	62874000.0	62874000.0	62874000.0	62874000.0	-	*Moment tĩnh của tiết diện quy đổi của cấu kiện với thớ bê tông chịu kéo nhiều hơn*
y_t	175.0	175.0	175.0	175.0	mm	*Khoảng cách từ thớ bê tông chịu kéo nhiều nhất đến trọng tâm tiết diện quy đổi của cấu kiện, $y_t=S_{t,red}/A_{red}$*
y_c	175.0	175.0	175.0	175.0	mm	*Khoảng cách từ thớ bê tông chịu nén nhiều nhất đến trọng tâm tiết diện quy đổi của cấu kiện, $y_c=h-y_t$*
I_{red}	3727345146.7	3727345146.7	3727345146.7	3727345146.7	mm^4	*Moment quán tính của tiết diện quy đổi của cấu kiện đối với trục trọng tâm của nó, $I_{red}=I+\alpha I_s+\alpha I'_s$*
γ	1.3	1.3	1.3	1.3	mm^4	*Hệ số, $\gamma=1.3$*
W_{red}	2.13E+07	2.13E+07	2.13E+07	2.13E+07	mm^3	*Moment kháng uốn đàn hồi của tiết diện quy đổi theo vùng kéo của tiết diện, $W_{red}=I_{red}/y_t$*
W_{pl}	2.77E+07	2.77E+07	2.77E+07	2.77E+07	mm^3	*Moment kháng uốn đàn dẻo của tiết diện đối với thớ bê tông chịu kéo ngoài cùng, $W_{pl}=\gamma*W_{red}$*
M_{crc}	**48.46**	**48.46**	**48.46**	**48.46**	kN.m	*Mô men chống nứt của tiết diện đang xét, $M_{crc}=R_{bt,ser}W_{pl}$*
$M_{crc} \geq M$	Không thỏa	Không thỏa	Không thỏa	Không thỏa	kN.m	

Bảng 6-11 Kiểm tra nứt bản đáy

➔ Bản đáy bị nứt, tiến hành kiểm tra bề rộng vết nứt

Các đặc trưng	Giá trị tính toán				Đơn vị	Ghi chú
	Gối cạnh X	Nhịp cạnh X	Gối cạnh Y	Nhịp cạnh Y		
$R_{b,ser}$	22.00	22.00	22.00	22.00	MPa	*Cường độ nén tính toán của bê tông B30 tính theo trạng thái giới hạn II*
E_s	2.00E+05	2.00E+05	2.00E+05	2.00E+05	MPa	*Mô đun đàn hồi thép vùng chịu kéo CB400-V*
E'_s	2.00E+05	2.00E+05	2.00E+05	2.00E+05	MPa	*Mô đun đàn hồi thép vùng chịu nén CB400-V*
E_b	32500	32500	32500	32500	MPa	*Mô đun đàn hồi bê tông B30*
b	1000	1000	1000	1000	mm	*Bề rộng tiết diện tính toán*
h	350	350	350	350	mm	*Chiều cao tiết diện tính toán*
a	46	46	46	46	mm	*Khoảng cách từ tâm thép vùng chịu kéo đến mép ngoài bê tông*
a'	46	46	46	46	mm	*Khoảng cách từ tâm thép vùng chịu nén đến mép ngoài bê tông*
A_s	754.0	754.0	754.0	754.0	mm^2	*Diện tích thép bố trí trong vùng chịu kéo,tại vị trí đang xét*
A'_s	754.0	754.0	754.0	754.0	mm^2	*Diện tích thép bố trí trong vùng chịu nén, tại vị trí đang xét*
M	**60.00**	**50.50**	**60.00**	**50.50**	kN.m	*M là momen do ngoại lực trên tiết diện đang xét (tính với tải **tiêu chuẩn**)*
h_0	304	304	304	304	mm	*Khoảng cách từ tâm thép chịu kéo đến mép ngoài của bê tông chịu nén, $h_0 = h - a$*
φ_1	1.4	1.4	1.4	1.4		*φ_1 hệ số kể đến thời gian tác dụng của tải, tác dụng ngắn hạn φ_1=1, dài hạn φ_1=1.4*
φ_2	0.5	0.5	0.5	0.5		*φ_2 hệ số kể đến hình dạng bề mặt cốt thép dọc,thép gân φ_2=0.5, thép tròn trơn φ_2=0.8*
φ_3	1.0	1.0	1.0	1.0		*φ_3 hệ số kể đến đặc điểm chịu lực, cấu kiện chịu uốn, nén lệch tâm φ_3=1, cấu kiện chịu kéo φ_3=1.2*
A_{bt}	270660.3	270660.3	270660.3	270660.3	mm^2	*A_{bt}, diện tích tiết diện bê tông chịu kéo, $A_{bt}=b*x_t$ với x_t là chiều cao vùng bê tông chịu kéo $2a<x_t<0.5h$*
d_s	12	12	12	12	mm	*d_s, đường kính danh nghĩa cốt thép*
L_s	400.0	400.0	400.0	400.0	mm	*L_s, Khoảng cách cơ sở giữa các vết nứt thẳng góc kề nhau, $max(10ds,100) <= L_s = 0.5*(A_{bt}/A_s)*d_s <= min(40ds,400mm)$*

$\varepsilon_{b1,red}$	0.0024	0.0024	0.0024	0.0024		$\varepsilon_{b1,red}$: biến dạng tương đối của bê tông, phụ thuộc tác dụng tải trọng, lấy theo mục 6.1.4.3
$E_{b,red}$	9166.7	9166.7	9166.7	9166.7	MPa	$E_{b,red}$: Modul biến dạng quy đổi của bê tông, $E_{b,red}=R_{b,ser}/\varepsilon_{b1,red}$
M_{crc}	48.5	48.5	48.5	48.5	kNm	Mô men chống nứt của tiết diện đang xét, $M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl}$
ψ_s	0.35	0.23	0.35	0.23		ψ_s là hệ số kể đến sự phân bố không đều biến dạng tương đối của cốt thép chịu kéo giữa các vết nứt, $\psi_s=1-0.8*(M_{crc}/M)$
$E_{s,red}$	565088.5	860628.4	565088.5	860628.4	MPa	$E_{s,red}$ là modul biến dạng quy đổi của cốt thép chịu kéo, $E_{s,red}=E_s/\psi_s$
y_c	79.3	79.3	79.3	79.3	mm	Chiều cao vùng chịu nén của bê tông
α_{s1}	21.8	21.8	21.8	21.8		Hệ số quy đổi cốt thép về bê tông của thép chịu nén
α_{s2}	21.8	21.8	21.8	21.8		Hệ số quy đổi cốt thép về bê tông của thép chịu kéo
μ_s	0.002	0.002	0.002	0.002		Hàm lượng cốt thép chịu kéo, $\mu_s=A_s/(b*h_o)$
μ'_s	0.002	0.002	0.002	0.002		Hàm lượng cốt thép chịu nén, $\mu'_s=A'_s/(b*h_o)$
$y_c=x_m$	79.3	79.3	79.3	79.3	mm	Chiều cao vùng chịu nén của bê tông, tính theo mục 8.2.3.3.6
I_b	166475743.5	166475743.5	166475743.5	166475743.5	mm^4	Moment quán tính của diện tích bê tông chịu nén đối với trọng tâm tiết diện ngang quy đổi không kể đến bê tông chịu kéo, $I_b=b*x_m\wedge 3/3$
I_s	38056065.3	38056065.3	38056065.3	38056065.3	mm^4	Moment quán tính của cốt thép chịu kéo $I_s=A_s*(h_o-y_c)\wedge 2$
I'_s	838099.5	838099.5	838099.5	838099.5	mm^4	Moment quán tính của cốt thép chịu nén $I'_s=A'_s*(y_c-a')\wedge 2$
I_{red}	1015075704.3	1015075704.3	1015075704.3	1015075704.3	mm^4	Moment quán tính của tiết diện ngang quy đổi đối với trọng tâm của nó, $I_{red}=I_b+I_s*\alpha_{s2}+I'_s*\alpha_{s1}$
σ_s	2.90E+02	2.44E+02	2.90E+02	2.44E+02	MPa	Ứng suất trong cốt thép chịu kéo, $\sigma_s=M(h_o-y_c)*\alpha_{s1}/I_{red}$
$a_{crc,1}$	**0.14**	**0.08**	**0.14**	**0.08**	mm	Chiều rộng vết nứt dài hạn, $a_{crc,i}=\varphi_1\varphi_2\varphi_3\psi_s(\sigma_s/E_s)L_s$
$[a_{crc,u}]$	0.20	0.20	0.20	0.20	mm	$[a_{crc,u}]$ là bề rộng khe nứt dài hạn cho phép theo TCVN 5574 :2018 (mục 8.2.2.1.3)
$a_{crc1} \le [a_{crc,u}]$	Thỏa	Thỏa	Thỏa	Thỏa	-	Kiểm tra điều kiện hạn chế bề rộng vết nứt để hạn chế thấm cho vết nứt theo TCVN 5574 : 2018

Bảng 6-12 Kiểm tra bề rộng vết nứt bản đáy

➔ Bề rộng vết nứt của bản đáy thỏa mãn yêu cầu tính toán.

6.13. KIỂM TRA ĐỘ LÚN CỦA BỂ

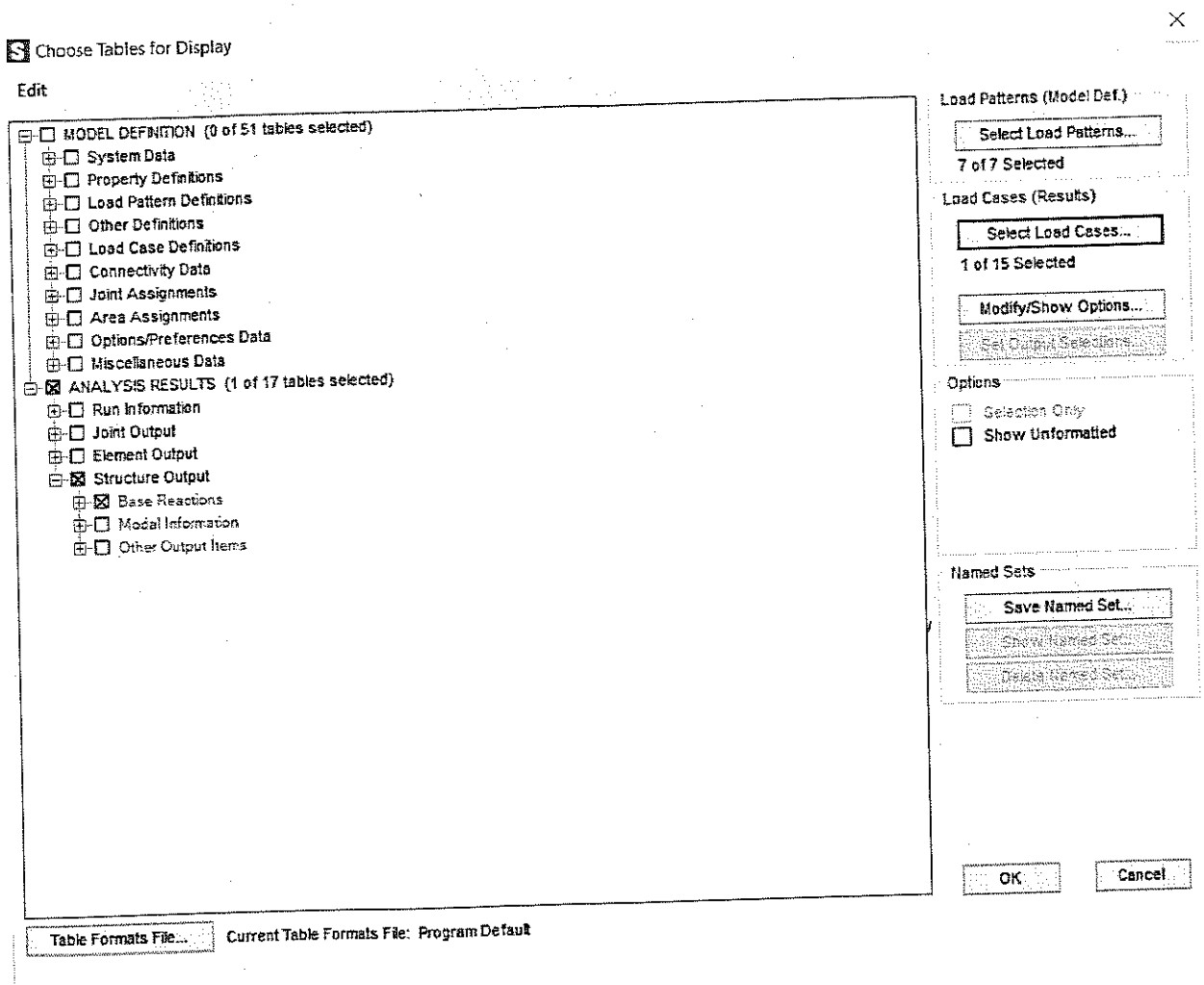
Tính ứng suất hữu hiệu do tải trọng bản thân gây ra:

- Tại mặt đất: $\sigma_z^{bt} = 0$
- Tại đáy bể (z = - 3.5m):

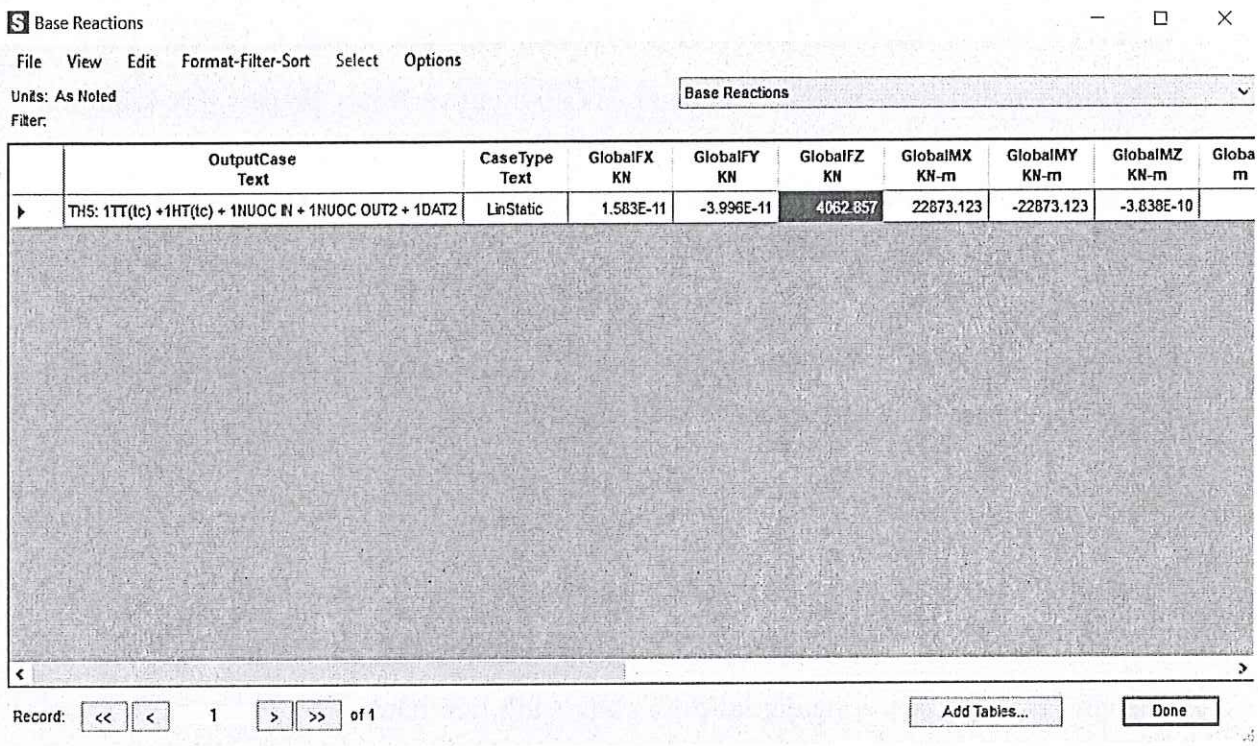
$$\sigma^{bt} = \gamma_{II}' h = 18.4\times0.5 + 8.4\times0.5 + 8.6\times1.5 + 6.67\times1.1 = 33.7\left(kN/m^2\right)$$

Tính ứng suất do tải trọng ngoài gây ra được xuất từ mô hình SAP BENUOCNGAM ứng với TH5 có giá trị: $FZ = 4062.857(kN)$

Run analysis ➔ Display ➔ Show table



Hình 6.21 Thiết lập trong Choose table for display Sap 2000



Hình 6.22 FZ ứng với TH5

$$p_0 = \frac{4062.857}{S} = \frac{4062.857}{11.25^2} = 32.1\left(kN/m^2\right)$$

Ứng suất gây lún tại đáy bể: $p = p_0 - \sigma_{bt}^z = 32.1 - 33.7 = -1.6\ kN/m^2 < 0$

➔ Bể không lún.

CHƯƠNG 7: KIỂM TRA ỔN ĐỊNH TỔNG THỂ CÔNG TRÌNH

Công trình sinh viên đang thiết kế có xét cả Gió động và Động đất nên việc kiểm tra ổn định tổng thể cho công trình phải tiến hành trên cả 2 mô hình.

7.1. KIỂM TRA ỔN ĐỊNH TỔNG THỂ CÔNG TRÌNH (MÔ HÌNH ETABS - GIO)

7.1.1. Kiểm tra chuyển vị ngang tại đỉnh công trình

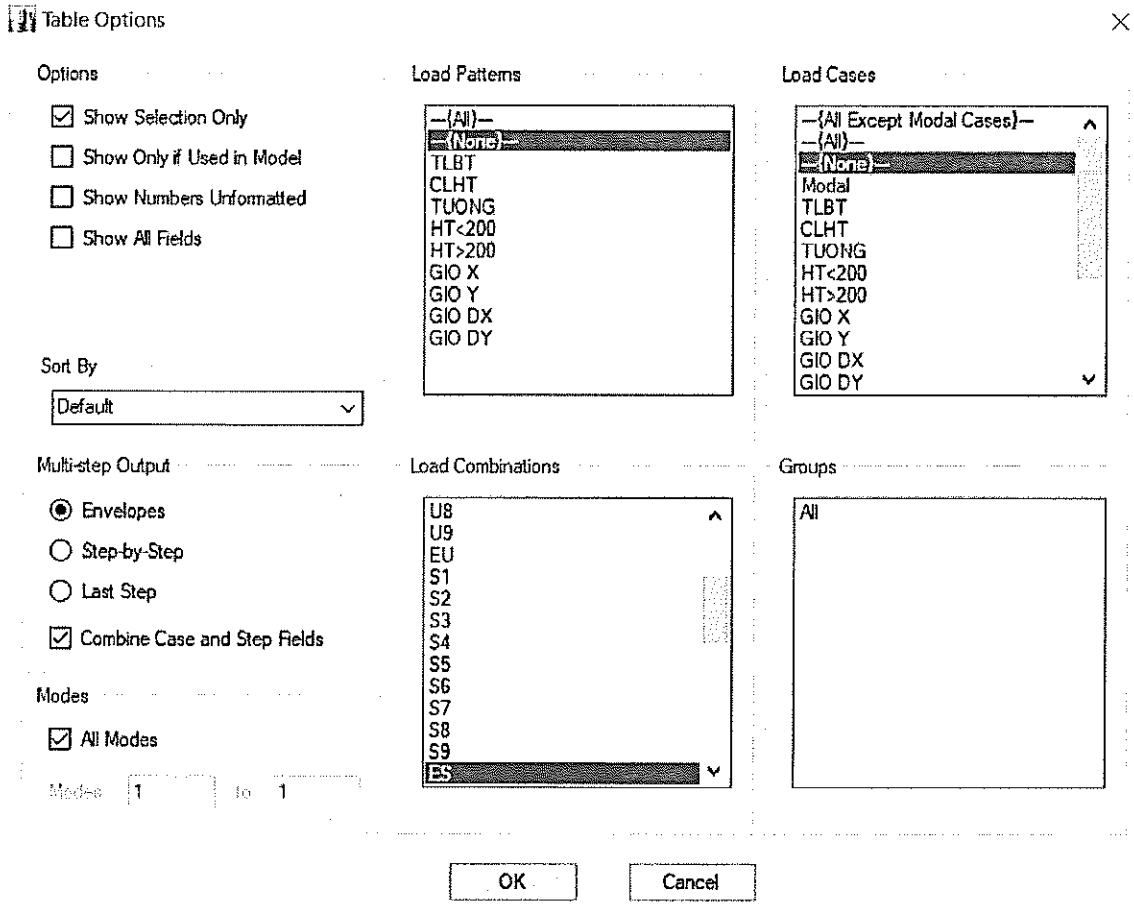
Theo bảng M.4 TCVN 5574:2018 quy định: Chuyển vị ngang tại đỉnh công trình tính theo phương pháp đàn hồi phải thỏa mãn điều kiện sau:

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

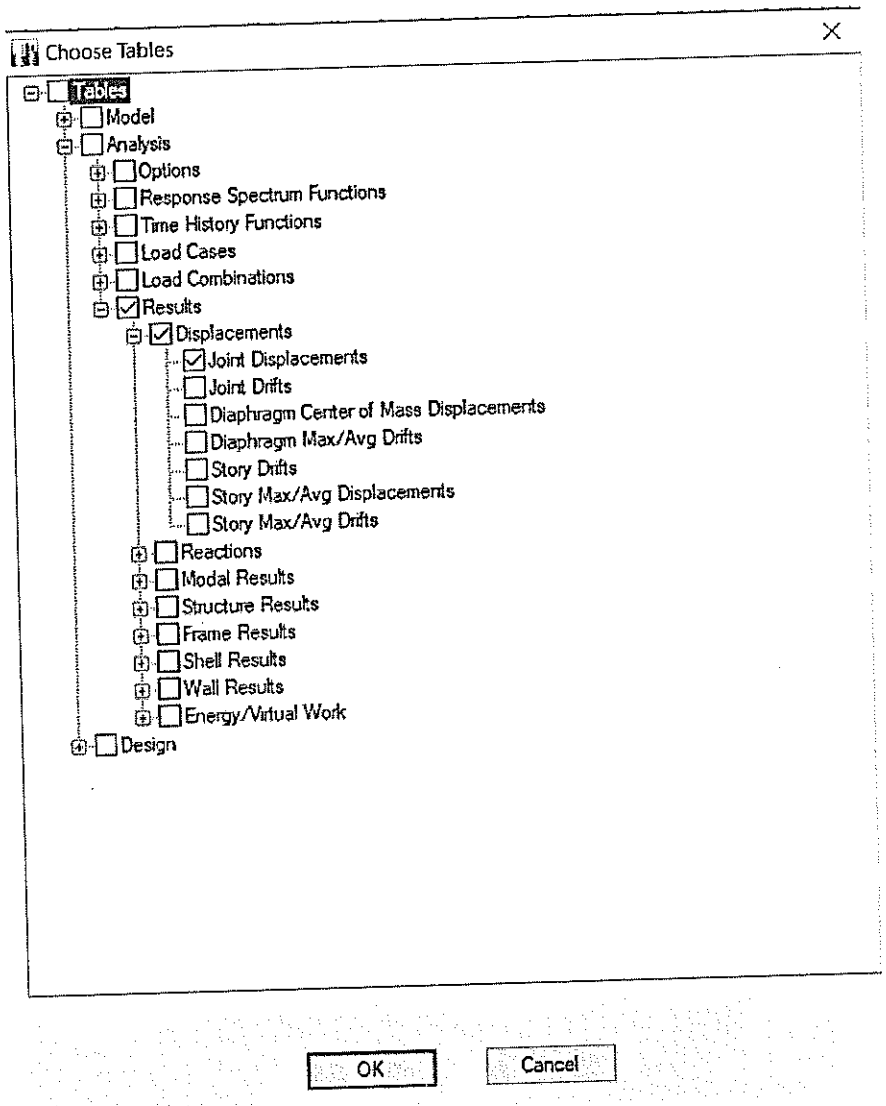
Trong đó: f là chuyển vị lớn nhất theo phương ngang tại đỉnh

H là chiều cao công trình tính từ mặt móng

Để xuất được chuyển vị ngang tại đỉnh công trình tiến hành: Run analysis ➔ Display ➔ Show table



Hình 7.1 Tùy chọn trong Table Option Etabs 2017



Hình 7.2 Chọn Joint Displacements để xuất chuyển vị công trình

Từ mô hình ETABS – GIO xuất được chuyển vị lớn nhất theo phương ngang tại đỉnh công trình là Max(UX,UY) = 50.439 (mm)

$$\rightarrow \frac{f}{H} = \frac{50.439}{70.9 \times 1000} = 0.00071 < \frac{1}{500} = 0.002 \rightarrow \text{Thỏa}$$

7.1.2. Kiểm tra chuyển vị ngang tương đối giữa các tầng

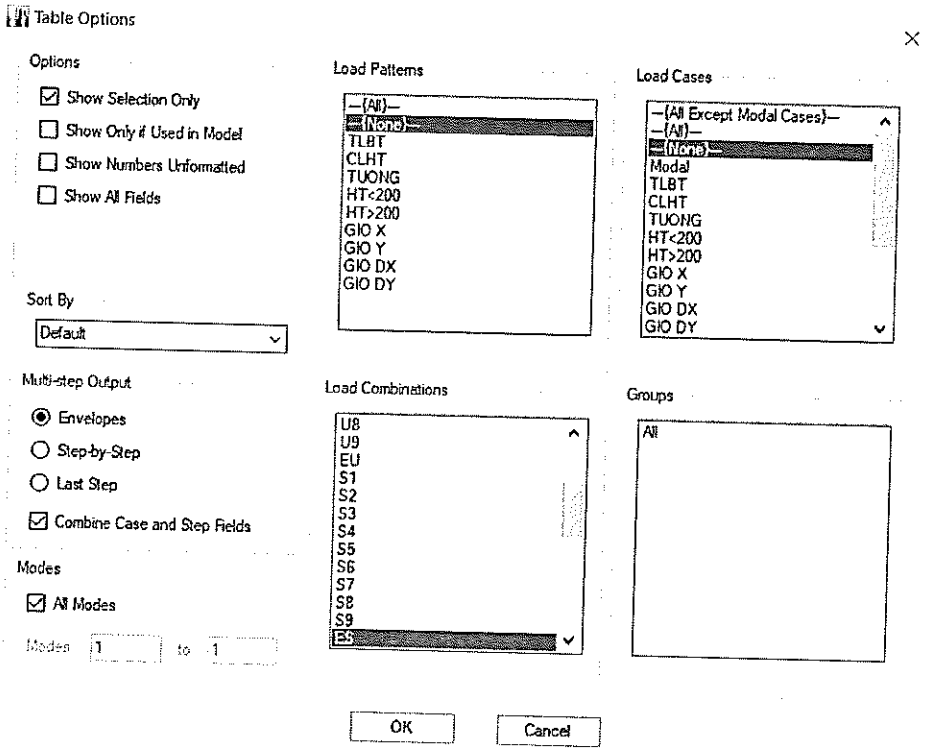
Theo bảng M.4 TCVN 5574:2018 quy định: Chuyển vị ngang tương đối giữa các tầng do tải trọng gió phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$\frac{\Delta d}{h_s} \leq \frac{1}{500}$$

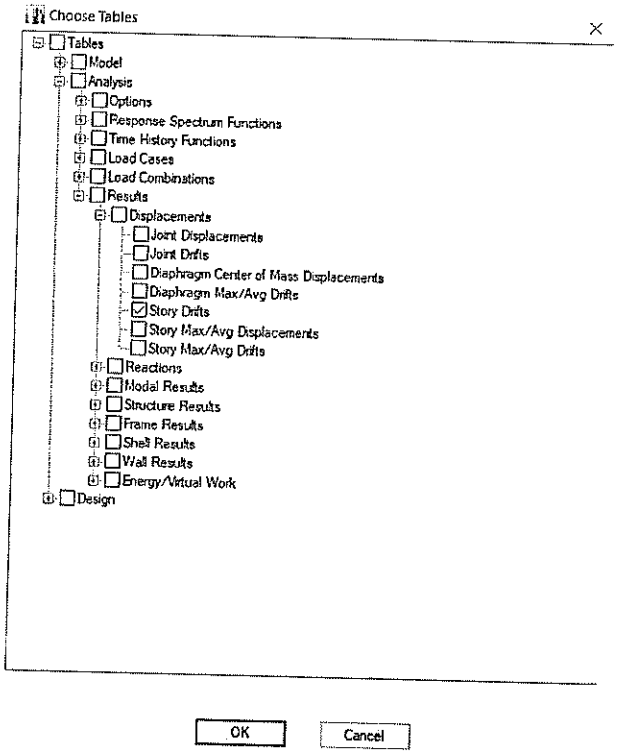
Trong đó: Δd là hiệu của chuyển vị ngang tại trần và sàn của tầng đang xét

h_s là chiều cao tầng

Để xuất được chuyển vị ngang giữa các tầng tiến hành: Run analysis ➔ Display ➔ Show table



Hình 7.3 Tùy chọn trong Table Option Etabs 2017



Hình 7.4 Chọn Story Drifts để xuất chuyển vị ngang giữa các tầng

Từ mô hình ETABS – GIO xuất được hiệu chuyển vị lớn nhất theo phương ngang giữa các tầng là Max(Drifts) = 0.000927 (m)

➔ $\frac{\Delta d}{h_s} = \frac{0.000927}{3.2} = 0.00029 < \frac{1}{500} = 0.002$ ➔ Thỏa

7.2. KIỂM TRA ỔN ĐỊNH TỔNG THỂ CÔNG TRÌNH (MÔ HÌNH ETABS - EQ)

7.2.1. Kiểm tra chuyển vị ngang tương đối giữa các tầng

Theo điều 4.4.3.2 TCVN 9386:2012 quy định: Chuyển vị ngang tương đối giữa các tầng do tải trọng động đất phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$\frac{d_r}{h_s} \le \frac{0.005}{\nu}$$

Trong đó: d_r là hiệu chuyển vị ngang trung bình ở tâm khối lượng tại trần và sàn của tầng đang xét

$$d_r = d_{s-top} - d_{s-bottom}$$

d_{s-top} là chuyển vị ngang trung bình ở tâm khối lượng tại trần của tầng đang xét

$d_{s-bottom}$ là chuyển vị ngang trung bình ở tâm khối lượng tại sàn tầng đang xét

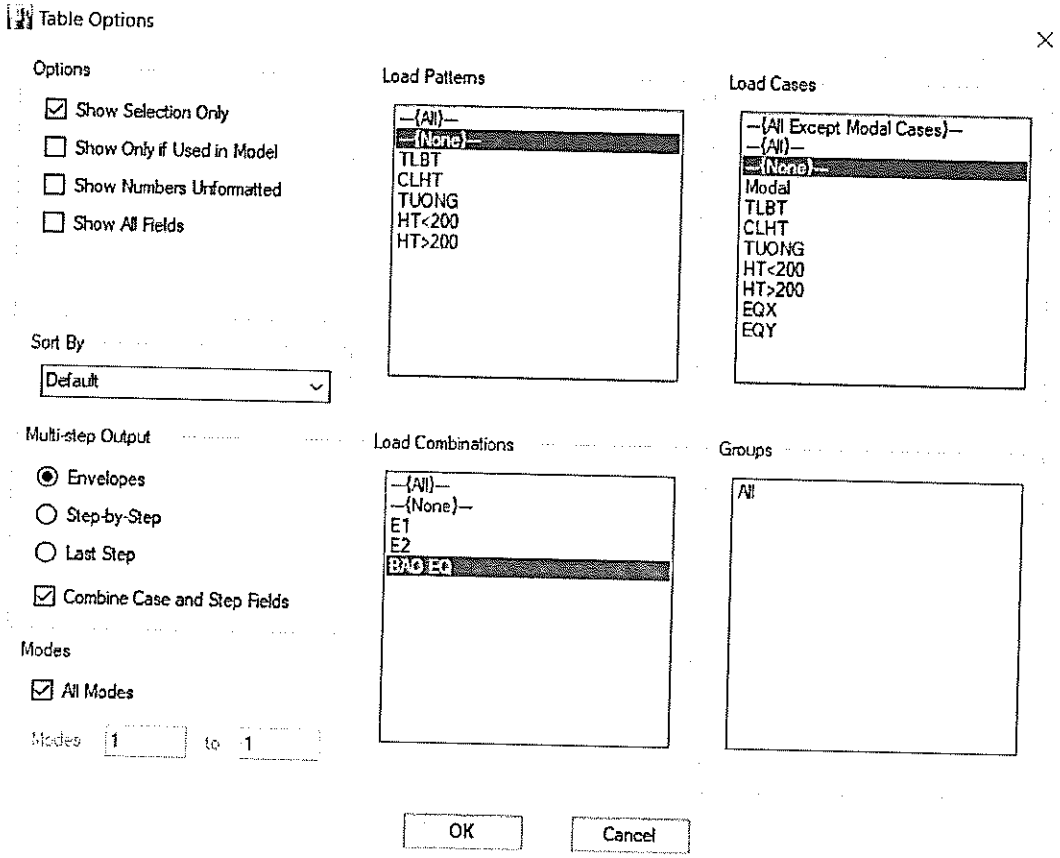
$d_s = q \times d_c$ với d_c là chuyển vị ngang ứng với phổ thiết kế (S_d),

q là hệ số ứng xử.

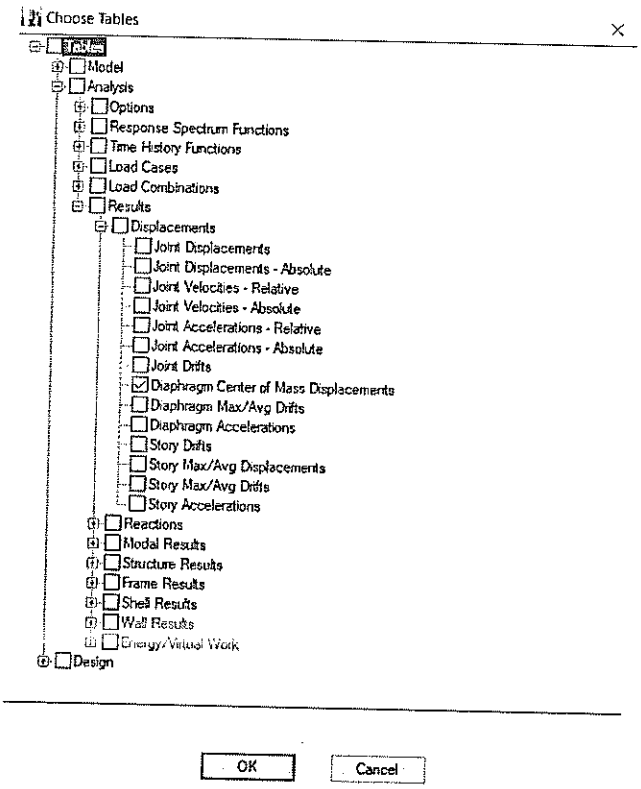
ν là hệ số chiết giảm, phụ thuộc cấp công trình:

Cấp I, II; $\nu = 0.5$; Cấp III, IV: $\nu = 0.4$

Để xuất được chuyển vị ngang ứng với phổ thiết kế d_c tiến hành: Run analysis ➔ Display ➔ Show table



Hình 7.5 Tùy chọn trong Table Option Etabs 2017



Hình 7.6 Chọn Diaphragm Center of Mass Displacements để xuất d_c

Việc kiểm tra chuyển vị ngang tương đối giữa các tầng được trình bày trong bảng sau:

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX=dc_x	UY=dc_y	d_{s_x}	d_{s_y}	d_{r_x}	d_{r_y}	h	driftX_CM	driftY_CM	Check
			mm	mm	mm	mm	m	m	m			
MAI	D1	BAO EQ Max	71.904	77.830	189.827	205.471	0.021	0.020	6.2	0.003360	0.003231	OK
SAN THUONG	D1	BAO EQ Max	64.014	70.242	168.997	185.439	0.009	0.011	3.2	0.002721	0.003510	OK
Story20	D1	BAO EQ Max	60.716	65.987	160.290	174.206	0.007	0.011	3.2	0.002162	0.003563	OK
Story19	D1	BAO EQ Max	58.096	61.668	153.373	162.804	0.007	0.012	3.2	0.002244	0.003604	OK
Story18	D1	BAO EQ Max	55.376	57.299	146.193	151.269	0.007	0.012	3.2	0.002326	0.003630	OK
Story17	D1	BAO EQ Max	52.557	52.899	138.750	139.653	0.008	0.012	3.2	0.002416	0.003648	OK
Story16	D1	BAO EQ Max	49.628	48.477	131.018	127.979	0.008	0.012	3.2	0.002498	0.003599	OK
Story15	D1	BAO EQ Max	46.600	44.115	123.024	116.464	0.008	0.011	3.2	0.002588	0.003571	OK
Story14	D1	BAO EQ Max	43.463	39.786	114.742	105.035	0.009	0.011	3.2	0.002683	0.003522	OK
Story13	D1	BAO EQ Max	40.211	35.517	106.157	93.765	0.009	0.011	3.2	0.002786	0.003456	OK
Story12	D1	BAO EQ Max	36.834	31.328	97.242	82.706	0.009	0.011	3.2	0.002897	0.003382	OK
Story11	D1	BAO EQ Max	33.323	27.229	87.973	71.885	0.010	0.010	3.2	0.003006	0.003235	OK
Story10	D1	BAO EQ Max	29.679	23.308	78.353	61.533	0.010	0.010	3.2	0.003124	0.003122	OK
Story9	D1	BAO EQ Max	25.892	19.524	68.355	51.543	0.010	0.010	3.2	0.003224	0.002979	OK
Story8	D1	BAO EQ Max	21.984	15.913	58.038	42.010	0.011	0.009	3.2	0.003290	0.002803	OK
Story7	D1	BAO EQ Max	17.996	12.515	47.509	33.040	0.011	0.008	3.2	0.003291	0.002594	OK
Story6	D1	BAO EQ Max	14.007	9.371	36.978	24.739	0.010	0.007	3.2	0.003185	0.002291	OK
Story5	D1	BAO EQ Max	10.147	6.594	26.788	17.408	0.009	0.006	3.2	0.002953	0.001992	OK
Story4	D1	BAO EQ Max	6.568	4.179	17.340	11.033	0.008	0.005	3.2	0.002510	0.001620	OK
Story3	D1	BAO EQ Max	3.525	2.215	9.306	5.848	0.006	0.004	3.2	0.001893	0.001198	OK
Story2	D1	BAO EQ Max	1.230	0.763	3.247	2.014	0.003	0.002	3.2	0.000983	0.000609	OK
Story1	D1	BAO EQ Max	0.039	0.025	0.103	0.066						

Bảng 7-1 Bảng kiểm tra chuyển vị ngang tương đối giữa các tầng

7.2.2. Kiểm tra ổn định chống lật công trình

Theo điều 3.2 TCXD 198:1997, không cần kiểm tra khả năng chống lật của công trình khi:

$$\frac{H}{B} \le 5$$

Trong đó: H là chiều cao công trình

B là bề rộng công trình

➔ $\frac{H}{B} = \frac{70.9}{21.6} = 3.28 < 5$ ➔ không cần kiểm tra khả năng chống lật của công trình

7.2.3. Kiểm tra hiệu ứng P-Delta

7.2.3.1. Định nghĩa hiệu ứng P-Delta

Hiệu ứng P-Delta (hay hiệu ứng bậc 2) là sự biến dạng của kết cấu dưới tác dụng của ngoại lực làm thay đổi sơ đồ tính toán và phát sinh nội lực thứ cấp

7.2.3.2. Phương pháp kiểm tra ảnh hưởng của hiệu ứng P-Delta

Theo điều 4.4.2.2 (2) TCVN 9386:2012 quy định: Không cần xét đến hiệu ứng P-Delta nếu tại tất cả các tầng thỏa mãn điều kiện:

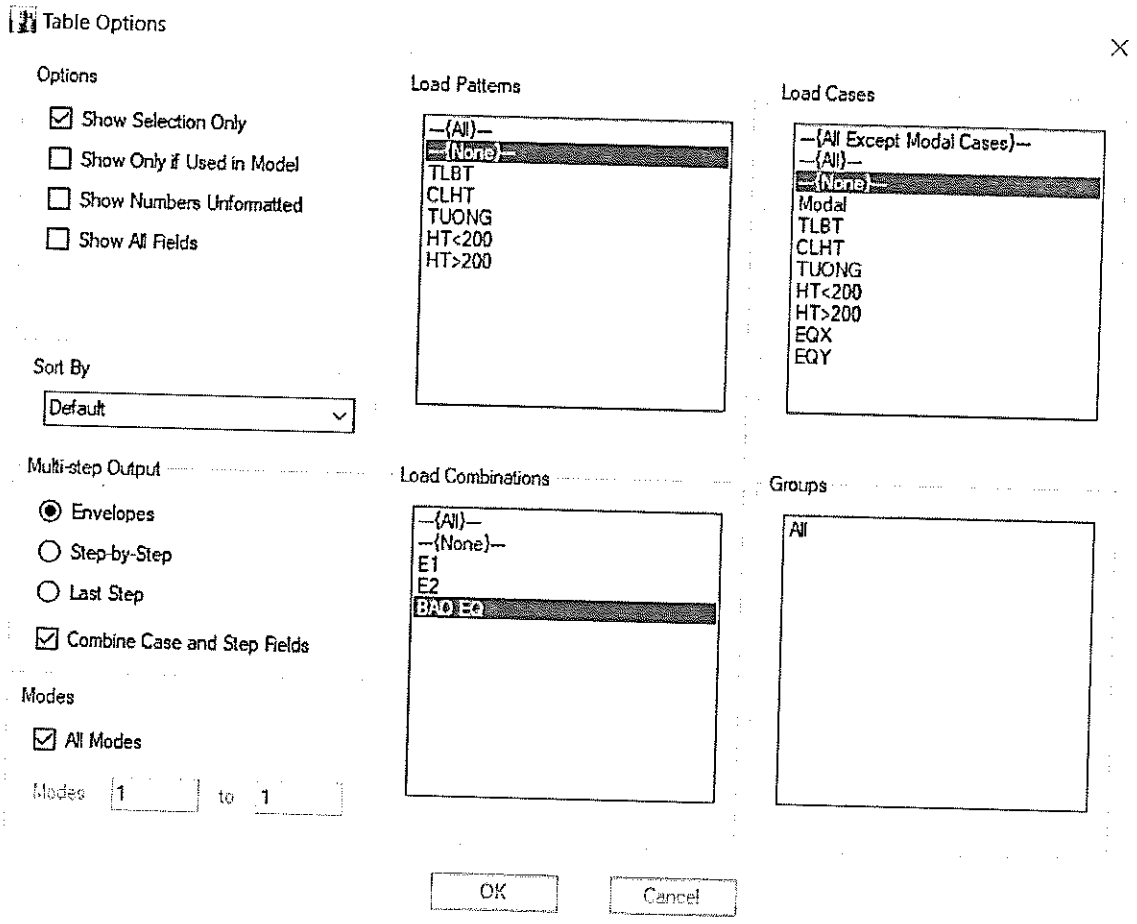
$$\theta = \frac{P_{tot} d_r}{V_{tot} h_s} \leq 0.10$$

Trong đó: θ là hệ số độ nhạy của chuyển vị ngang tương đối giữa các tầng

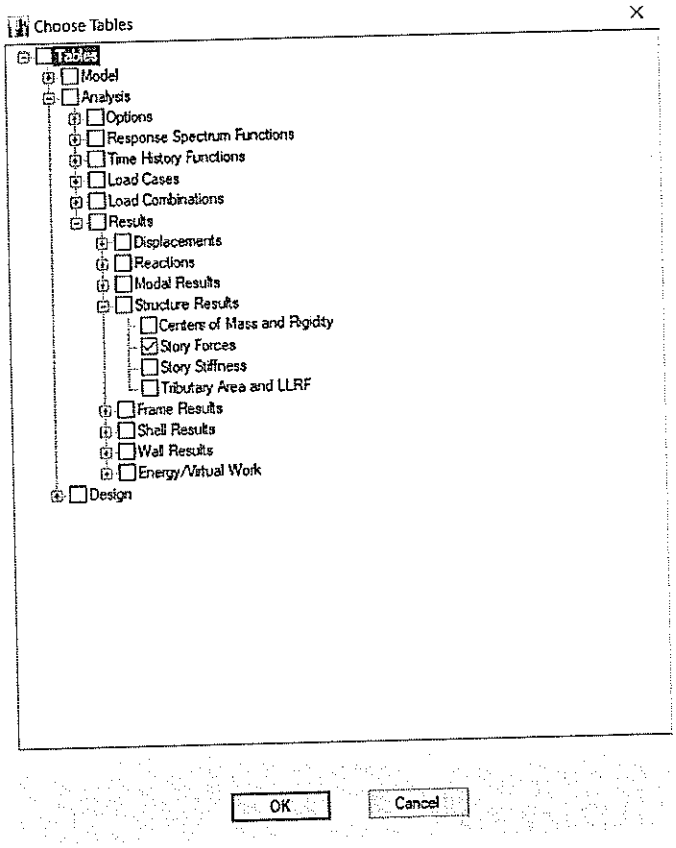
P_{tot} là tổng tải trọng trường của tầng đang xét và các tầng bên trên nó khi thiết kế động đất

d_r là hiệu của chuyển vị ngang trung bình ở tâm khối lượng tại trần và sàn của tầng đang xét

V_{tot} là tổng lực cắt tầng do tải trọng động đất gây ra



Hình 7.7 Tùy chọn trong Table Option Etabs 2017



Hình 7.8 Chọn Story Forces để xuất P_{tot} và V_{tot}

Việc kiểm tra hiệu ứng P-Delta được trình bày trong bảng sau:

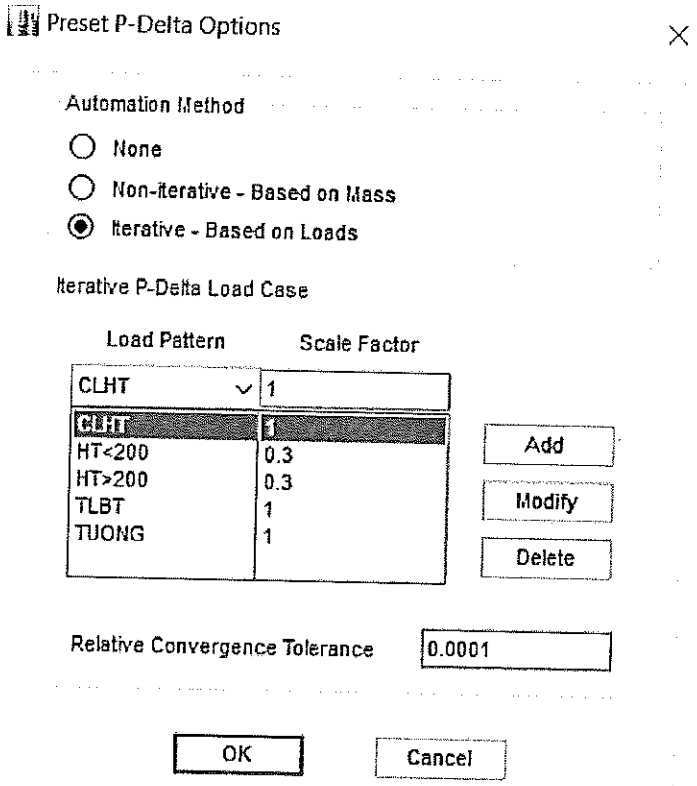
Story	P_{tot} (kN)	d_{r_x} (m)	d_{r_y} (m)	h(m)	V_X(kN)	V_Y(kN)	θ_x	θ_y
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
MAI	5930	0.0208	0.0200	6.2	539	517	0.03698	0.03705
SAN THUONG	27912	0.0087	0.0112	3.2	2018	2102	0.03764	0.04661
Story20	49510	0.0069	0.0114	3.2	3115	3404	0.03436	0.05183
Story19	71116	0.0072	0.0115	3.2	3867	4434	0.04127	0.05781
Story18	92722	0.0074	0.0116	3.2	4317	5205	0.04996	0.06466
Story17	114328	0.0077	0.0117	3.2	4532	5743	0.06095	0.07262
Story16	136006	0.0080	0.0115	3.2	4604	6093	0.07380	0.08033
Story15	157683	0.0083	0.0114	3.2	4632	6318	0.08809	0.08914
Story14	179357	0.0086	0.0113	3.2	4665	6491	0.10315	0.09732
Story13	201029	0.0089	0.0111	3.2	4714	6689	0.11882	0.10386
Story12	222698	0.0093	0.0108	3.2	4780	6975	0.13494	0.10796
Story11	244444	0.0096	0.0104	3.2	4875	7383	0.15075	0.10710
Story10	266189	0.0100	0.0100	3.2	5030	7906	0.16533	0.10511
Story9	287930	0.0103	0.0095	3.2	5291	8507	0.17546	0.10083
Story8	309668	0.0105	0.0090	3.2	5681	9133	0.17933	0.09506
Story7	331404	0.0105	0.0083	3.2	6181	9728	0.17646	0.08837
Story6	353140	0.0102	0.0073	3.2	6720	10244	0.16734	0.07898
Story5	374874	0.0094	0.0064	3.2	7216	10652	0.15339	0.07012
Story4	397209	0.0080	0.0052	3.2	7602	10942	0.13117	0.05882
Story3	419541	0.0061	0.0038	3.2	7833	11107	0.10141	0.04525
Story2	441873	0.0031	0.0019	3.2	7918	11167	0.05483	0.02409
Story1	462783				7921	11169		
						MAX	**0.17933**	**0.10796**

Bảng 7-2 Bảng kiểm tra hiệu ứng P-Delta

➔ Phải xét đến hiệu ứng P-Delta

7.2.3.3. Khai báo hiệu ứng P-Delta trong Etabs 2017 (mô hình ETABS – EQ – P DELTA)

Để khai báo P-Delta tiến hành vào: Define ➔ P-Delta Options



Hình 7.9 Nhập các thông số hiệu ứng P-Delta

7.3. KIỂM TRA GIÁ TRỊ THIẾT KẾ CỦA LỰC DỌC QUY ĐỔI

$$\nu_d = \frac{N_{Ed}}{A_c.f_{cd}}$$

Trong đó: N_{Ed} là lực dọc trong cột, vách ứng với tổ hợp khi xét động đất

A_c là diện tích tiết diện ngang của cột hoặc vách

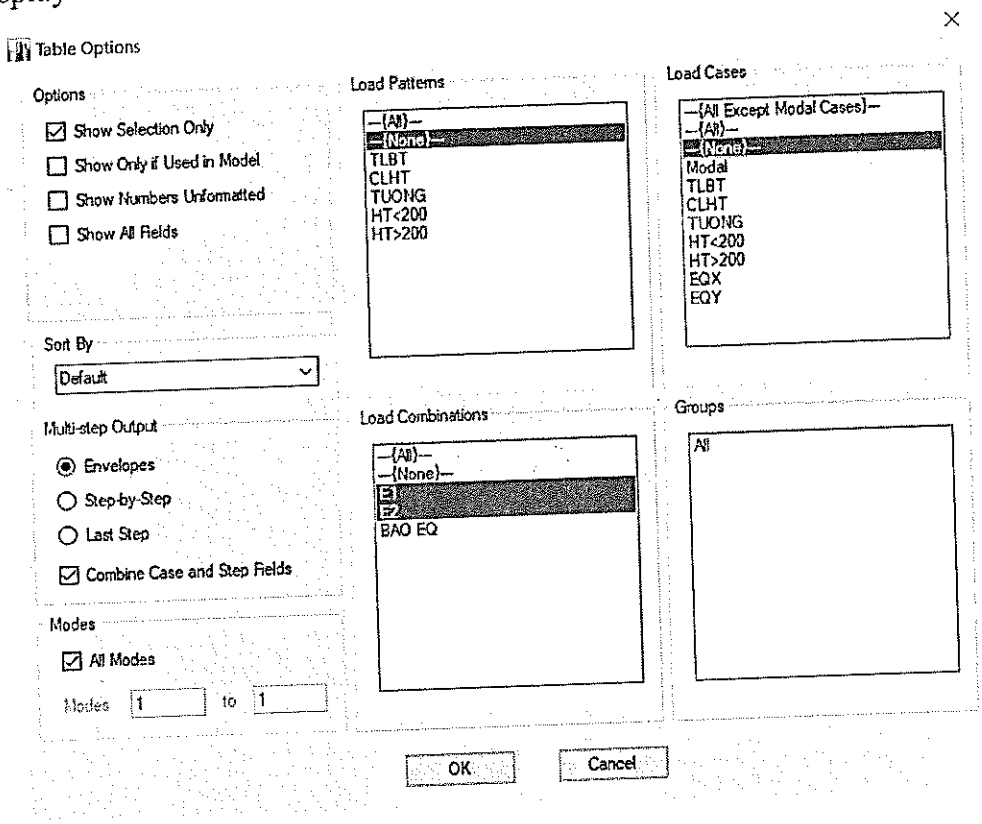
f_{cd} là cường độ chịu nén thiết kế của bê tông

$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c}$; $\alpha_{cc} = 1$; $f_{ck} = 30(\text{MPa})$ (Bê tông B30 tương đương với Bê tông C30/37 theo EC) ; $\gamma_c = 1.2$ (ứng với tổ hợp tải trọng đặc biệt)

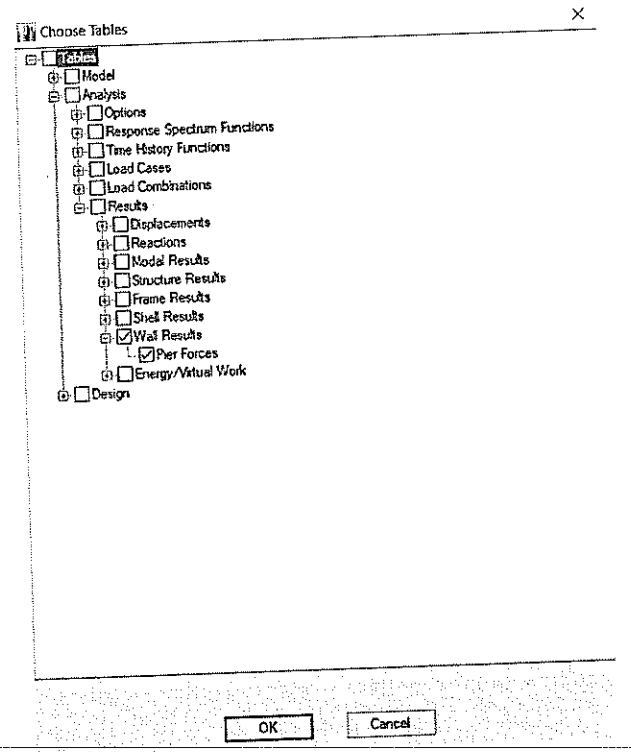
Đối với cột: $\nu_d \le 0.65$; Đối với vách: $\nu_d \le 0.4$ (Theo điều 5.4.3.4, tuy nhiên vì Việt Nam nằm trong vùng động đất yếu nên chọn $\nu_d \le 0.65$ để sát với thực tế)

Cách xuất giá trị N_{Ed} từ mô hình ETABS – EQ:

Vào Display ➔ Show table



Hình 7.10 Tùy chọn trong Table Option Etabs 2017



Hình 7.11 Chọn Pier Forces để xuất giá trị N_{Ed}

Story	Pier	Width Bot	Thickness Bot	Comb	Location	N_{Ed} (kN)	$\nu_d=N_{Ed}/f_{cd}A_c$	Check
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
MAI	P9	1400	300	E1 Min	Bottom	-212	0.020	OK
MAI	P9	1400	300	E2 Min	Bottom	-219	0.021	OK
SAN THUONG	P9	1400	300	E1 Min	Bottom	-990	0.094	OK
SAN THUONG	P9	1400	300	E2 Min	Bottom	-1002	0.095	OK
Story20	P9	1400	300	E1 Min	Bottom	-1411	0.134	OK
Story20	P9	1400	300	E2 Min	Bottom	-1426	0.136	OK
Story19	P9	1400	300	E1 Min	Bottom	-1855	0.177	OK
Story19	P9	1400	300	E2 Min	Bottom	-1875	0.179	OK
Story18	P9	1400	300	E1 Min	Bottom	-2312	0.220	OK
Story18	P9	1400	300	E2 Min	Bottom	-2340	0.223	OK
Story17	P9	1400	300	E1 Min	Bottom	-2783	0.265	OK
Story17	P9	1400	300	E2 Min	Bottom	-2826	0.269	OK
Story16	P9	1600	300	E1 Min	Bottom	-3265	0.272	OK
Story16	P9	1600	300	E2 Min	Bottom	-3328	0.277	OK
Story15	P9	1600	300	E1 Min	Bottom	-3755	0.313	OK
Story15	P9	1600	300	E2 Min	Bottom	-3838	0.320	OK
Story14	P9	1600	300	E1 Min	Bottom	-4252	0.354	OK
Story14	P9	1600	300	E2 Min	Bottom	-4358	0.363	OK
Story13	P9	1600	300	E1 Min	Bottom	-4756	0.396	OK
Story13	P9	1600	300	E2 Min	Bottom	-4887	0.407	OK
Story12	P9	1600	300	E1 Min	Bottom	-5268	0.439	OK
Story12	P9	1600	300	E2 Min	Bottom	-5429	0.452	OK
Story11	P9	1800	300	E1 Min	Bottom	-5788	0.429	OK
Story11	P9	1800	300	E2 Min	Bottom	-5984	0.443	OK
Story10	P9	1800	300	E1 Min	Bottom	-6316	0.468	OK
Story10	P9	1800	300	E2 Min	Bottom	-6550.63	0.485	OK
Story9	P9	1800	300	E1 Min	Bottom	-6854	0.508	OK
Story9	P9	1800	300	E2 Min	Bottom	-7136	0.529	OK
Story8	P9	1800	300	E1 Min	Bottom	-7402	0.548	OK
Story8	P9	1800	300	E2 Min	Bottom	-7743	0.574	OK
Story7	P9	1800	300	E1 Min	Bottom	-7963	0.590	OK
Story7	P9	1800	300	E2 Min	Bottom	-8375	0.620	OK
Story6	P9	2000	300	E1 Min	Bottom	-8536	0.569	OK
Story6	P9	2000	300	E2 Min	Bottom	-9027	0.602	OK
Story5	P9	2000	300	E1 Min	Bottom	-9116	0.608	OK
Story5	P9	2000	300	E2 Min	Bottom	-9690	0.646	OK
Story4	P9	2000	400	E1 Min	Bottom	-9717	0.486	OK
Story4	P9	2000	400	E2 Min	Bottom	-10382	0.519	OK
Story3	P9	2000	400	E1 Min	Bottom	-10320	0.516	OK
Story3	P9	2000	400	E2 Min	Bottom	-11074	0.554	OK
Story2	P9	2000	400	E1 Min	Bottom	-10919	0.546	OK
Story2	P9	2000	400	E2 Min	Bottom	-11743	0.587	OK

Bảng 7-3 Kiểm tra hệ số ν_d cho Pier 9

Story	Pier	Width Bot	Thickness Bot	Comb	Location	N_{Ed} (kN)	$\nu_d=N_{Ed}/f_{cd}A_c$	Check
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
MAI	P4	1400	300	E1 Min	Bottom	-159	0.015	OK
MAI	P4	1400	300	E2 Min	Bottom	-175	0.017	OK
SAN THUONG	P4	1400	300	E1 Min	Bottom	-899	0.086	OK
SAN THUONG	P4	1400	300	E2 Min	Bottom	-942	0.090	OK
Story20	P4	1400	300	E1 Min	Bottom	-1366	0.130	OK
Story20	P4	1400	300	E2 Min	Bottom	-1438	0.137	OK
Story19	P4	1400	300	E1 Min	Bottom	-1838	0.175	OK
Story19	P4	1400	300	E2 Min	Bottom	-1940	0.185	OK
Story18	P4	1400	300	E1 Min	Bottom	-2310	0.220	OK
Story18	P4	1400	300	E2 Min	Bottom	-2444	0.233	OK
Story17	P4	1400	300	E1 Min	Bottom	-2784	0.265	OK
Story17	P4	1400	300	E2 Min	Bottom	-2951	0.281	OK
Story16	P4	1600	300	E1 Min	Bottom	-3261	0.272	OK
Story16	P4	1600	300	E2 Min	Bottom	-3463	0.289	OK
Story15	P4	1600	300	E1 Min	Bottom	-3739	0.312	OK
Story15	P4	1600	300	E2 Min	Bottom	-3980	0.332	OK
Story14	P4	1600	300	E1 Min	Bottom	-4220	0.352	OK
Story14	P4	1600	300	E2 Min	Bottom	-4499	0.375	OK
Story13	P4	1600	300	E1 Min	Bottom	-4702	0.392	OK
Story13	P4	1600	300	E2 Min	Bottom	-5020	0.418	OK
Story12	P4	1600	300	E1 Min	Bottom	-5188	0.432	OK
Story12	P4	1600	300	E2 Min	Bottom	-5544	0.462	OK
Story11	P4	1800	300	E1 Min	Bottom	-5678	0.421	OK
Story11	P4	1800	300	E2 Min	Bottom	-6073	0.450	OK
Story10	P4	1800	300	E1 Min	Bottom	-6171	0.457	OK
Story10	P4	1800	300	E2 Min	Bottom	-6607.16	0.489	OK
Story9	P4	1800	300	E1 Min	Bottom	-6668	0.494	OK
Story9	P4	1800	300	E2 Min	Bottom	-7143	0.529	OK
Story8	P4	1800	300	E1 Min	Bottom	-7167	0.531	OK
Story8	P4	1800	300	E2 Min	Bottom	-7680	0.569	OK
Story7	P4	1800	300	E1 Min	Bottom	-7670	0.568	OK
Story7	P4	1800	300	E2 Min	Bottom	-8218	0.609	OK
Story6	P4	2000	300	E1 Min	Bottom	-8179	0.545	OK
Story6	P4	2000	300	E2 Min	Bottom	-8760	0.584	OK
Story5	P4	2000	300	E1 Min	Bottom	-8695	0.580	OK
Story5	P4	2000	300	E2 Min	Bottom	-9308	0.621	OK
Story4	P4	2000	400	E1 Min	Bottom	-9224	0.461	OK
Story4	P4	2000	400	E2 Min	Bottom	-9864	0.493	OK
Story3	P4	2000	400	E1 Min	Bottom	-9751	0.488	OK
Story3	P4	2000	400	E2 Min	Bottom	-10414	0.521	OK
Story2	P4	2000	400	E1 Min	Bottom	-10281	0.514	OK
Story2	P4	2000	400	E2 Min	Bottom	-10960	0.548	OK

Bảng 7-4 Kiểm tra hệ số ν_d cho Pier 4

Story	Pier	Width Bot	Thickness Bot	Comb	Location	N_{Ed} (kN)	$\nu_d=N_{Ed}/f_{cd}A_c$	Check
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
MAI								
MAI								
SAN THUONG	P14	1400	300	E1 Min	Bottom	-440	0.042	OK
SAN THUONG	P14	1400	300	E2 Min	Bottom	-444	0.042	OK
Story20	P14	1400	300	E1 Min	Bottom	-1036	0.099	OK
Story20	P14	1400	300	E2 Min	Bottom	-1052	0.100	OK
Story19	P14	1400	300	E1 Min	Bottom	-1618	0.154	OK
Story19	P14	1400	300	E2 Min	Bottom	-1652	0.157	OK
Story18	P14	1400	300	E1 Min	Bottom	-2195	0.209	OK
Story18	P14	1400	300	E2 Min	Bottom	-2253	0.215	OK
Story17	P14	1400	300	E1 Min	Bottom	-2768	0.264	OK
Story17	P14	1400	300	E2 Min	Bottom	-2855	0.272	OK
Story16	P14	1600	300	E1 Min	Bottom	-3342	0.278	OK
Story16	P14	1600	300	E2 Min	Bottom	-3460	0.288	OK
Story15	P14	1600	300	E1 Min	Bottom	-3911	0.326	OK
Story15	P14	1600	300	E2 Min	Bottom	-4063	0.339	OK
Story14	P14	1600	300	E1 Min	Bottom	-4480	0.373	OK
Story14	P14	1600	300	E2 Min	Bottom	-4667	0.389	OK
Story13	P14	1600	300	E1 Min	Bottom	-5049	0.421	OK
Story13	P14	1600	300	E2 Min	Bottom	-5274	0.440	OK
Story12	P14	1600	300	E1 Min	Bottom	-5620	0.468	OK
Story12	P14	1600	300	E2 Min	Bottom	-5887	0.491	OK
Story11	P14	1800	300	E1 Min	Bottom	-6193	0.459	OK
Story11	P14	1800	300	E2 Min	Bottom	-6506	0.482	OK
Story10	P14	1800	300	E1 Min	Bottom	-6767	0.501	OK
Story10	P14	1800	300	E2 Min	Bottom	-7126.85	0.528	OK
Story9	P14	1800	300	E1 Min	Bottom	-7343	0.544	OK
Story9	P14	1800	300	E2 Min	Bottom	-7756	0.575	OK
Story8	P14	1800	300	E1 Min	Bottom	-7924	0.587	OK
Story8	P14	1800	300	E2 Min	Bottom	-8398	0.622	OK
Story7	P14	1800	300	E1 Min	Bottom	-8508	0.630	OK
Story7	P14	1800	300	E2 Min	Bottom	-8774	0.650	OK
Story6	P14	2000	300	E1 Min	Bottom	-9096	0.606	OK
Story6	P14	2000	300	E2 Min	Bottom	-9721	0.648	OK
Story5	P14	2000	300	E1 Min	Bottom	-9684	0.646	OK
Story5	P14	2000	300	E2 Min	Bottom	-9750	0.650	OK
Story4	P14	2000	400	E1 Min	Bottom	-10288	0.514	OK
Story4	P14	2000	400	E2 Min	Bottom	-11080	0.554	OK
Story3	P14	2000	400	E1 Min	Bottom	-10887	0.544	OK
Story3	P14	2000	400	E2 Min	Bottom	-11765	0.588	OK
Story2	P14	2000	400	E1 Min	Bottom	-11474	0.574	OK
Story2	P14	2000	400	E2 Min	Bottom	-12417	0.621	OK

Bảng 7-5 Kiểm tra hệ số ν_d cho Pier 14

Story	Pier	Width Bot	Thickness Bot	Comb	Location	N_{Ed} (kN)	$\nu_d=N_{Ed}/f_{cd}A_c$	Check
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
MAI								
MAI								
SAN THUONG	P17	1400	300	E1 Min	Bottom	-449	0.043	OK
SAN THUONG	P17	1400	300	E2 Min	Bottom	-472	0.045	OK
Story20	P17	1400	300	E1 Min	Bottom	-1031	0.098	OK
Story20	P17	1400	300	E2 Min	Bottom	-1081	0.103	OK
Story19	P17	1400	300	E1 Min	Bottom	-1613	0.154	OK
Story19	P17	1400	300	E2 Min	Bottom	-1692	0.161	OK
Story18	P17	1400	300	E1 Min	Bottom	-2196	0.209	OK
Story18	P17	1400	300	E2 Min	Bottom	-2304	0.219	OK
Story17	P17	1400	300	E1 Min	Bottom	-2780	0.265	OK
Story17	P17	1400	300	E2 Min	Bottom	-2917	0.278	OK
Story16	P17	1600	300	E1 Min	Bottom	-3367	0.281	OK
Story16	P17	1600	300	E2 Min	Bottom	-3536	0.295	OK
Story15	P17	1600	300	E1 Min	Bottom	-3958	0.330	OK
Story15	P17	1600	300	E2 Min	Bottom	-4161	0.347	OK
Story14	P17	1600	300	E1 Min	Bottom	-4549	0.379	OK
Story14	P17	1600	300	E2 Min	Bottom	-4786	0.399	OK
Story13	P17	1600	300	E1 Min	Bottom	-5140	0.428	OK
Story13	P17	1600	300	E2 Min	Bottom	-5411	0.451	OK
Story12	P17	1600	300	E1 Min	Bottom	-5731	0.478	OK
Story12	P17	1600	300	E2 Min	Bottom	-6035	0.503	OK
Story11	P17	1800	300	E1 Min	Bottom	-6325	0.469	OK
Story11	P17	1800	300	E2 Min	Bottom	-6663	0.494	OK
Story10	P17	1800	300	E1 Min	Bottom	-6925	0.513	OK
Story10	P17	1800	300	E2 Min	Bottom	-7299.03	0.541	OK
Story9	P17	1800	300	E1 Min	Bottom	-7525	0.557	OK
Story9	P17	1800	300	E2 Min	Bottom	-7933	0.588	OK
Story8	P17	1800	300	E1 Min	Bottom	-8125	0.602	OK
Story8	P17	1800	300	E2 Min	Bottom	-8565	0.634	OK
Story7	P17	1800	300	E1 Min	Bottom	-8724	0.646	OK
Story7	P17	1800	300	E2 Min	Bottom	-8775	0.650	OK
Story6	P17	2000	300	E1 Min	Bottom	-9322	0.621	OK
Story6	P17	2000	300	E2 Min	Bottom	-9624	0.642	OK
Story5	P17	2000	300	E1 Min	Bottom	-9697	0.646	OK
Story5	P17	2000	300	E2 Min	Bottom	-9750	0.650	OK
Story4	P17	2000	400	E1 Min	Bottom	-10534	0.527	OK
Story4	P17	2000	400	E2 Min	Bottom	-11085	0.554	OK
Story3	P17	2000	400	E1 Min	Bottom	-11144	0.557	OK
Story3	P17	2000	400	E2 Min	Bottom	-11714	0.586	OK
Story2	P17	2000	400	E1 Min	Bottom	-11751	0.588	OK
Story2	P17	2000	400	E2 Min	Bottom	-12334	0.617	OK

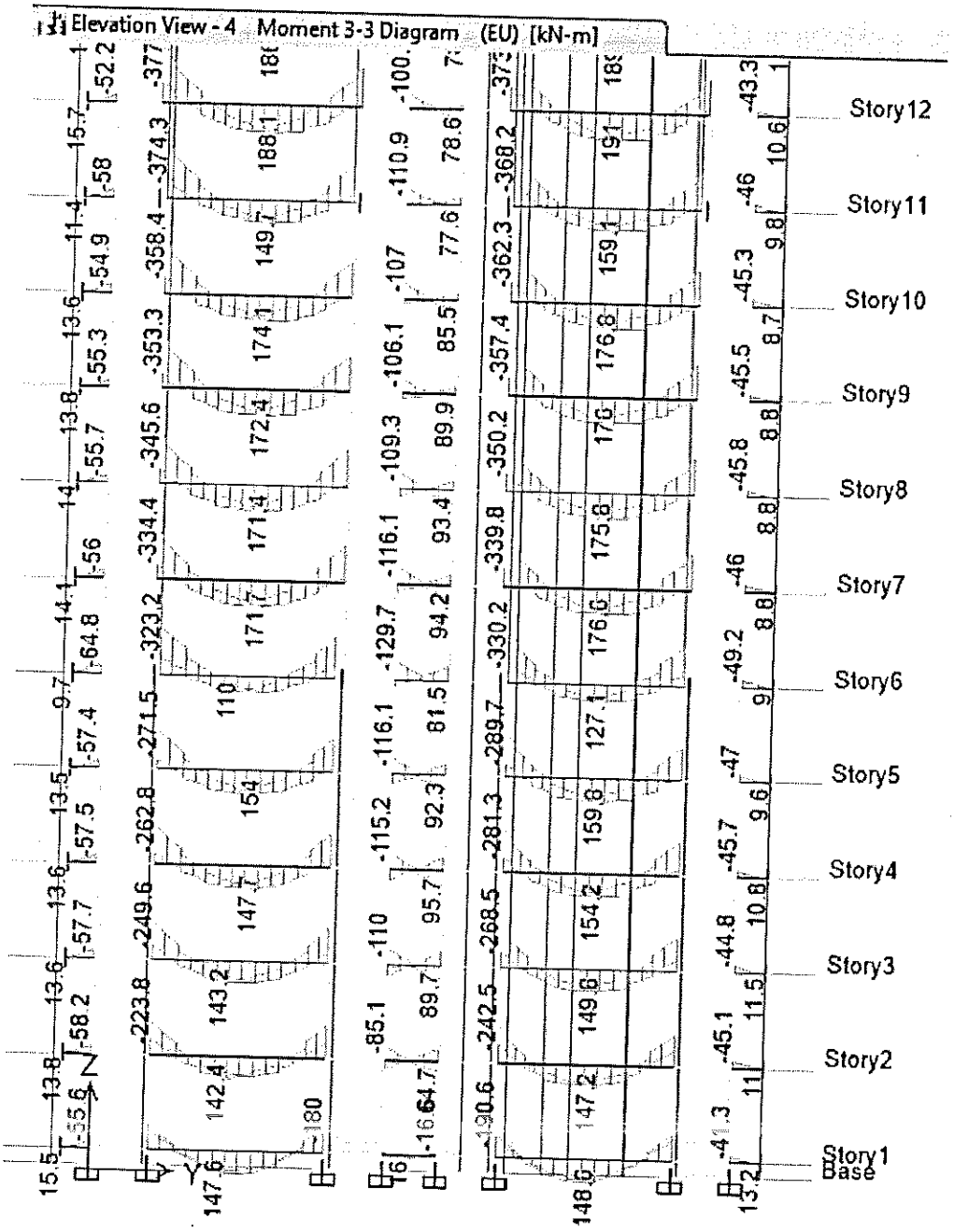
Bảng 7-6 Kiểm tra hệ số ν_d cho Pier 17

CHƯƠNG 8: THIẾT KẾ KHUNG TRỤC 4

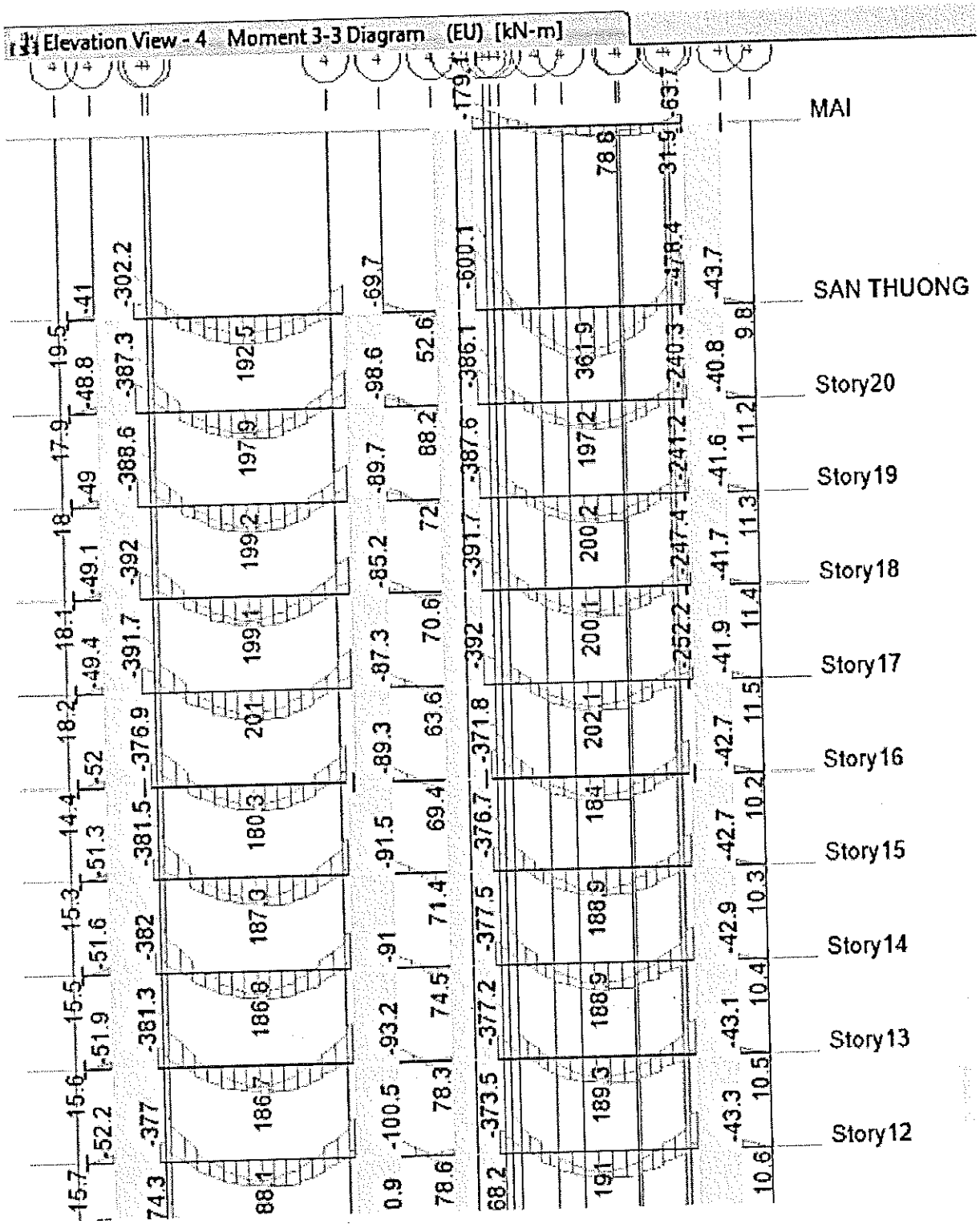
8.1. TỔNG QUAN NỘI LỰC KHUNG TRỤC 4

- Vì công trình sinh viên đang thiết kế bao gồm cả gió động (Mô hình ETABS – GIO) và động đất có xét đến hiệu ứng P-Delta đã kiểm tra ở mục 7.2.3 - CHƯƠNG 7: (Mô hình ETABS – EQ – P DELTA). Nên việc tính toán khung cần phải kiểm tra và dùng mô hình có giá trị nội lực lớn hơn để thiết kế tính toán.

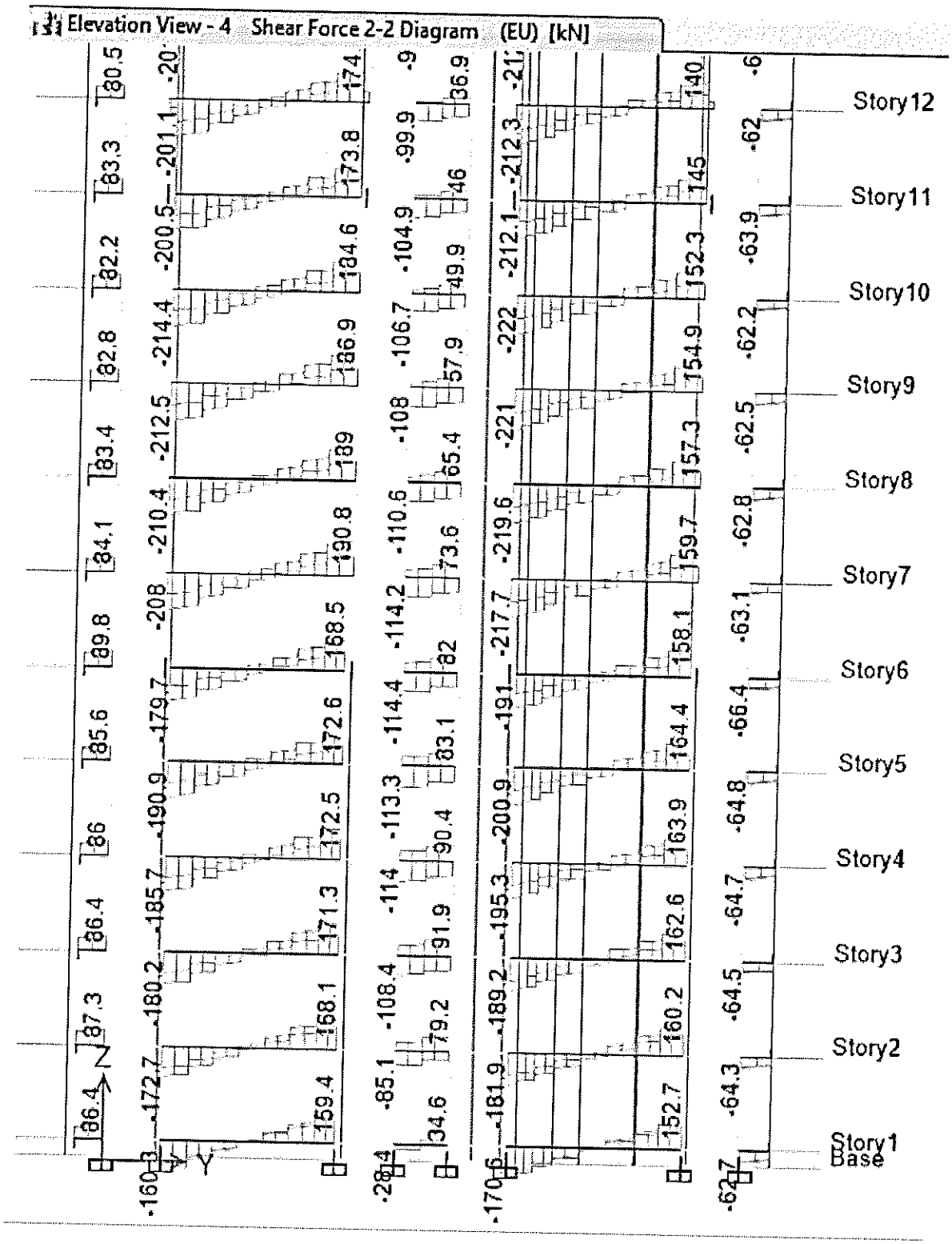
8.1.1. Mô hình ETABS – GIO



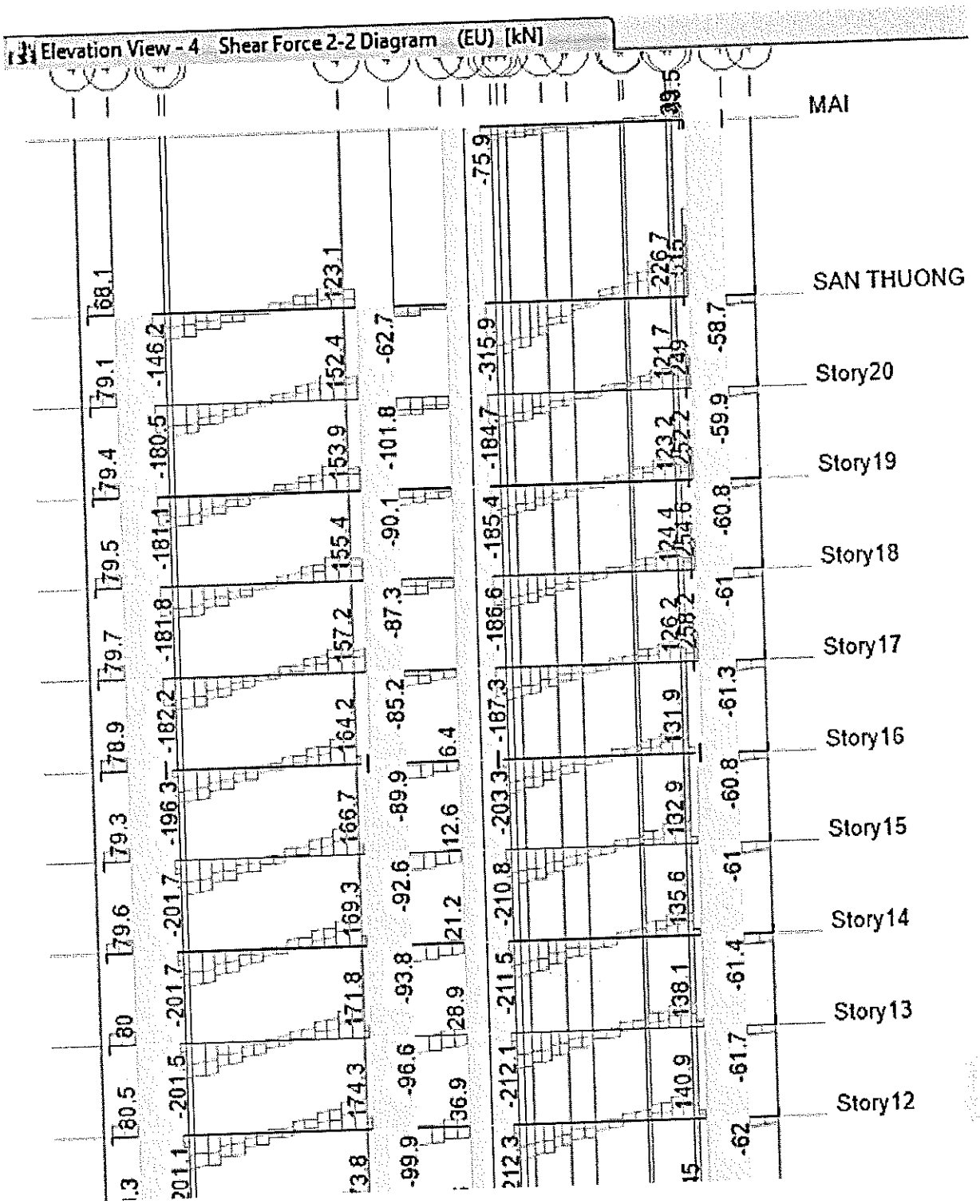
Hình 8.1 Biểu đồ bao Momen dầm khung trục 4 từ Tầng 1 – Tầng 12 (ứng với mô hình ETABS – GIO)



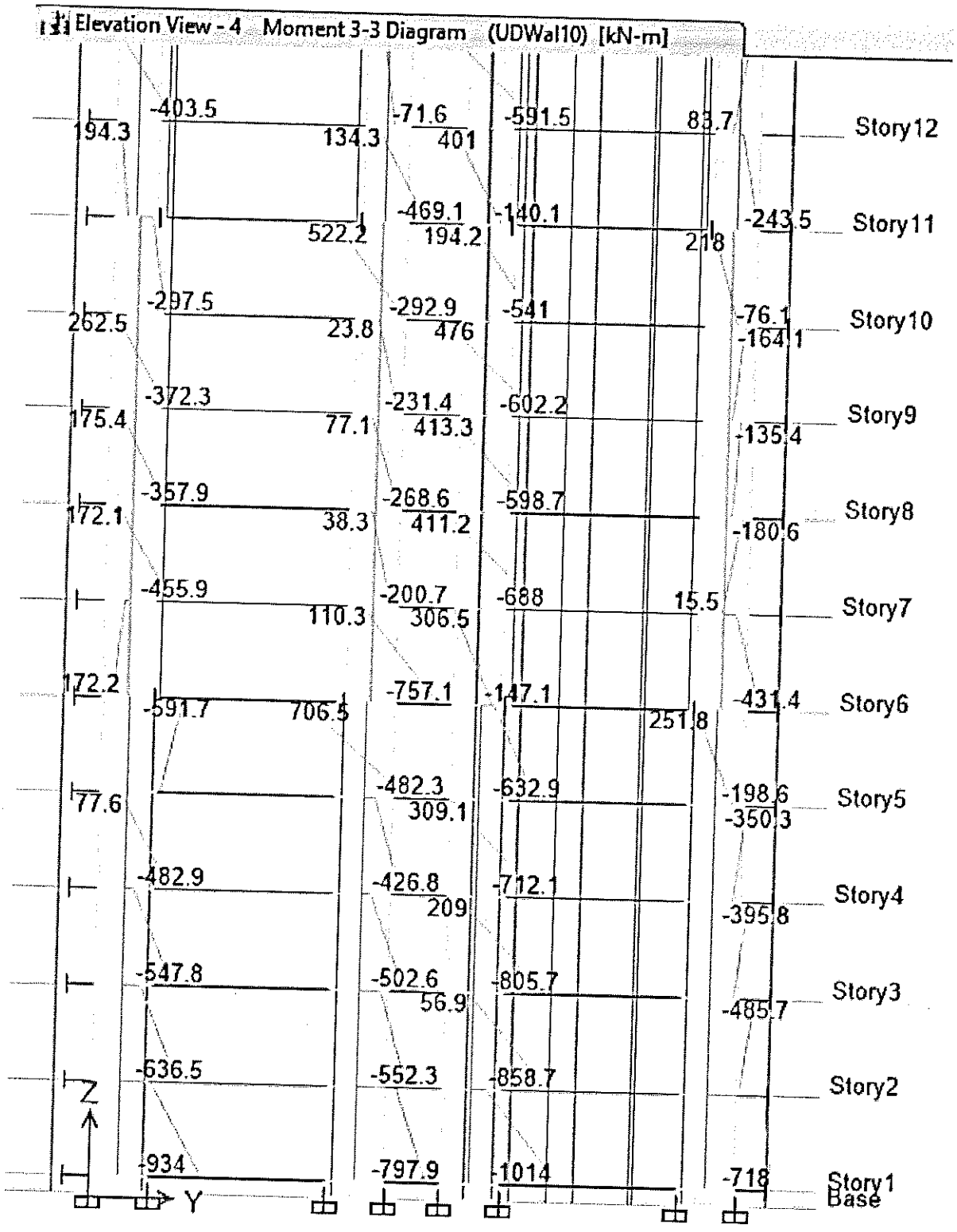
Hình 8.2 Biểu đồ bao Momen dầm khung trục 4 từ Tầng 12 – Tầng Mái (ứng với mô hình ETABS – GIO)



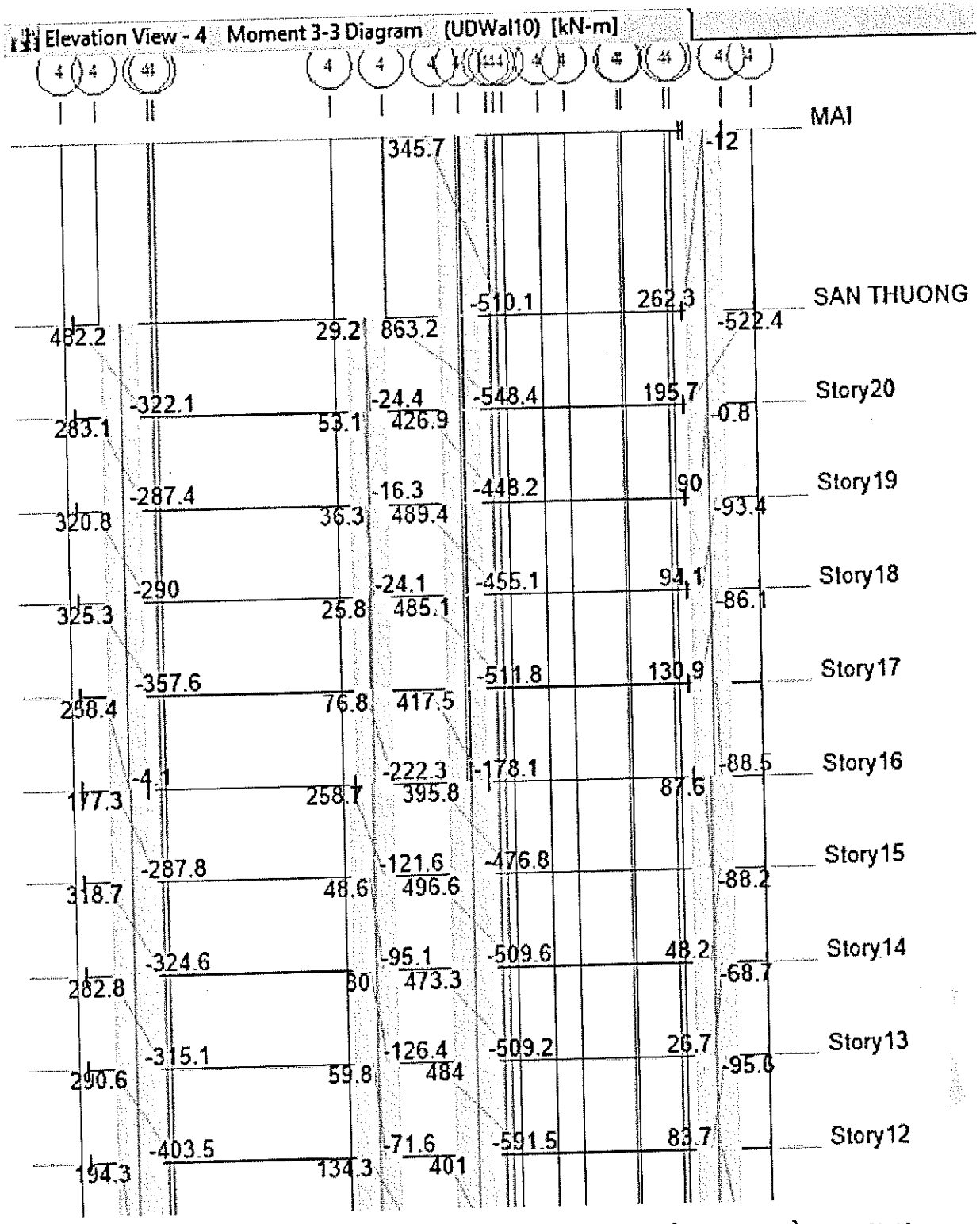
Hình 8.3 Biểu đồ bao Lực cắt dầm khung trục 4 từ Tầng 1 – Tầng 12 (ứng với mô hình ETABS – GIO)



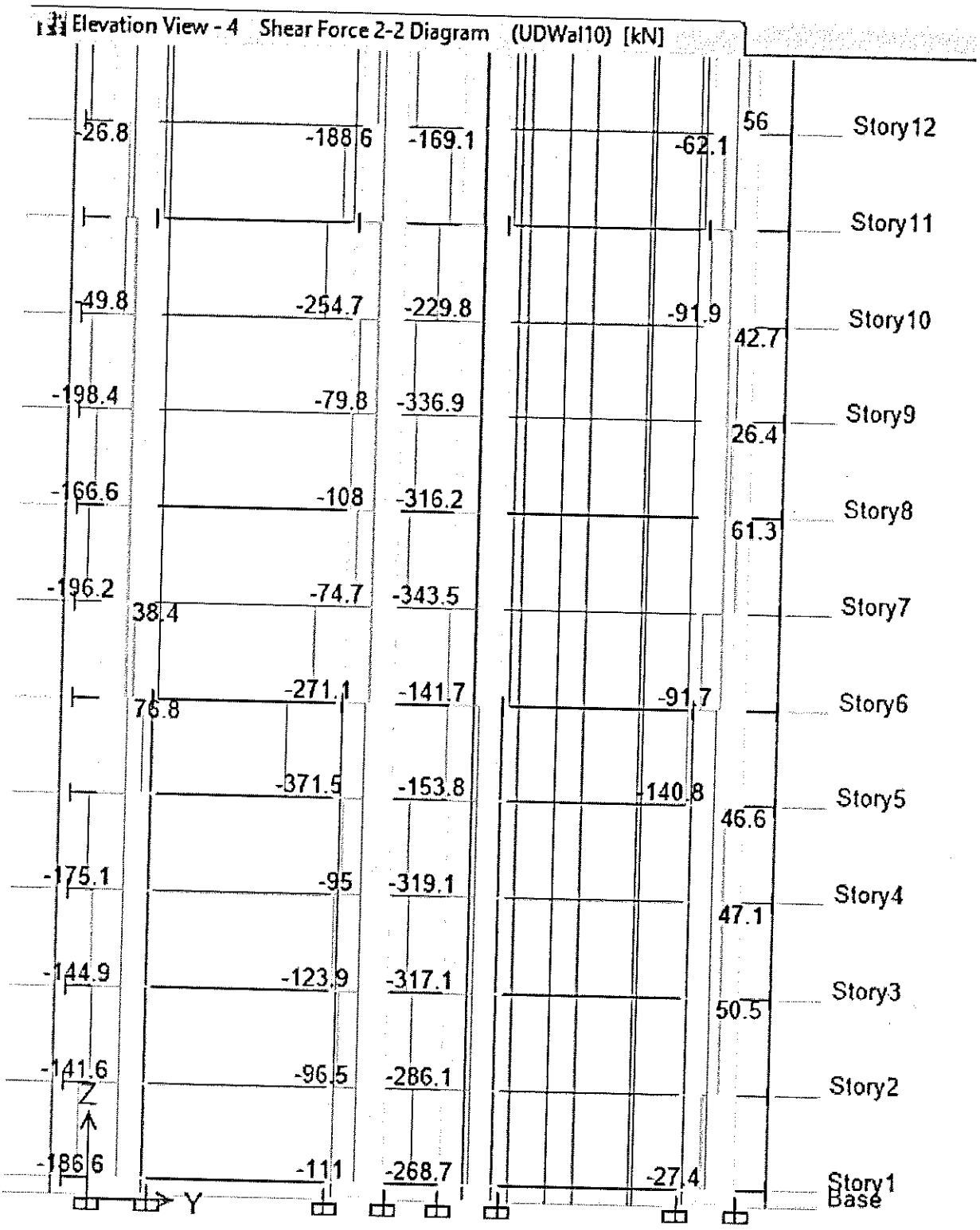
Hình 8.4 Biểu đồ bao Lực cắt dầm khung trục 4 từ Tầng 12 – Tầng Mái (ứng với mô hình ETABS – GIO)



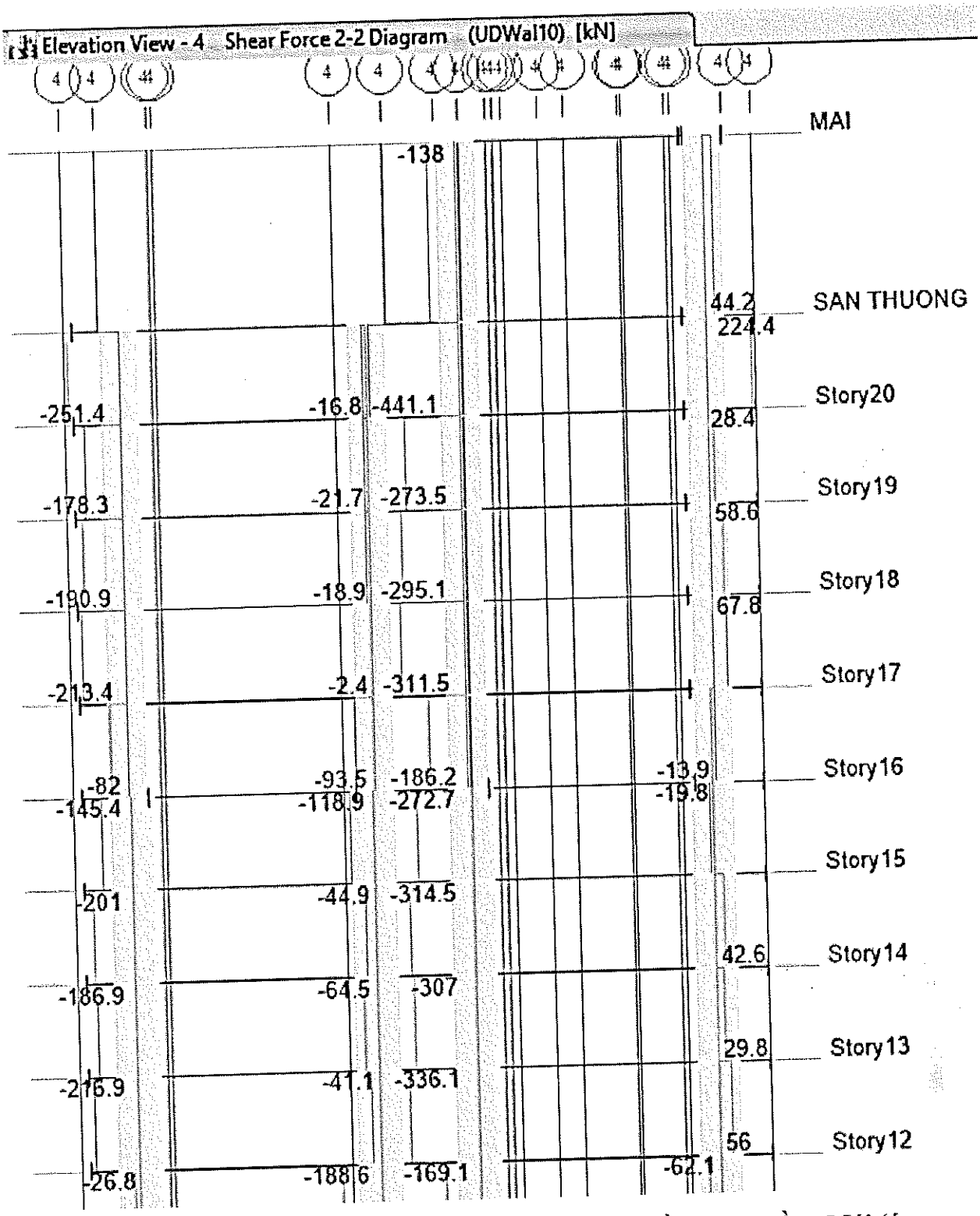
Hình 8.5 Biểu đồ Momen vách (Pier) khung trục 4 từ Tầng 1 – Tầng 12 (ứng với mô hình ETABS – GIO)



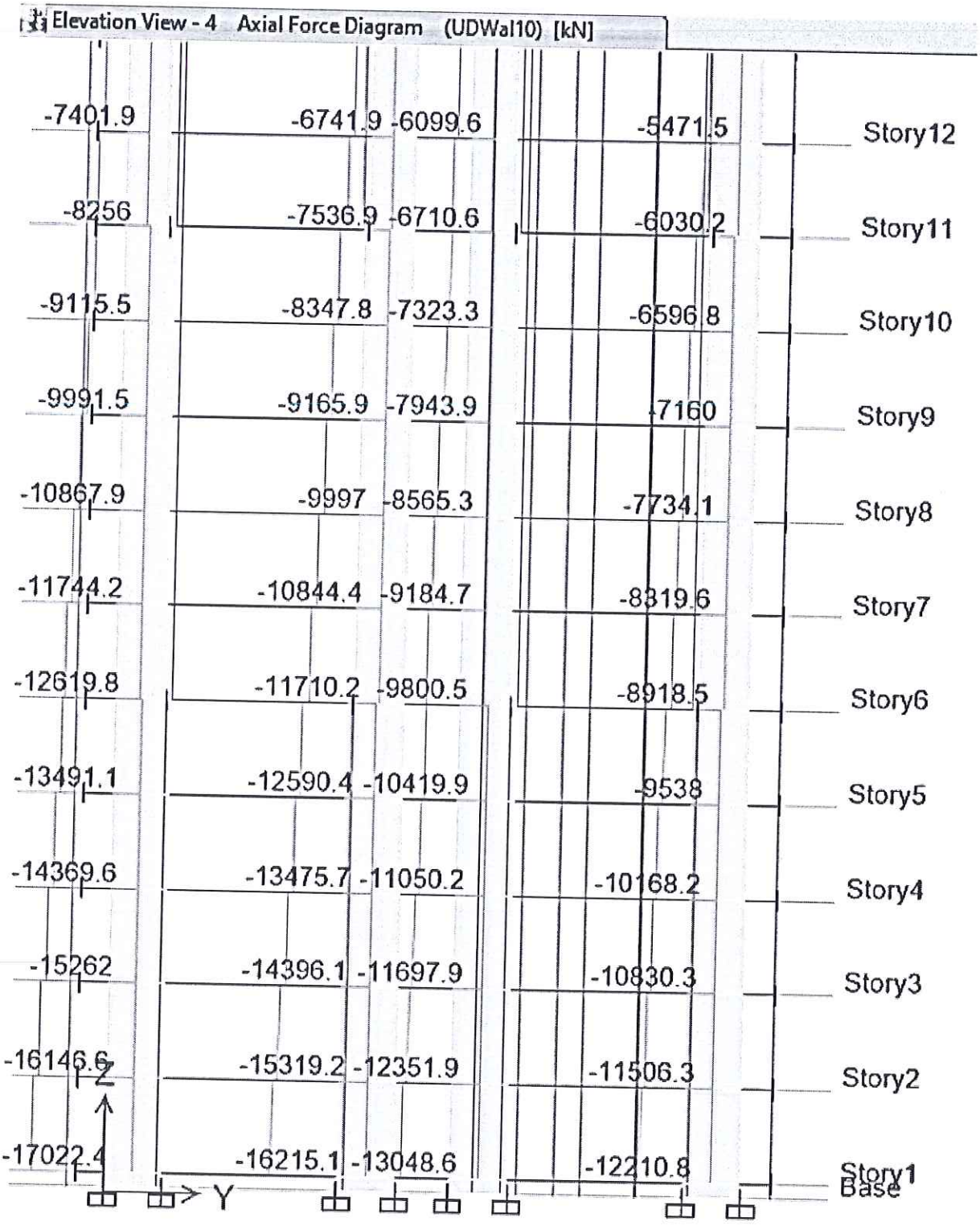
Hình 8.6 Biểu đồ Momen vách (Pier) khung trục 4 từ Tầng 12 – Tầng Mái (ứng với mô hình ETABS – GIO)



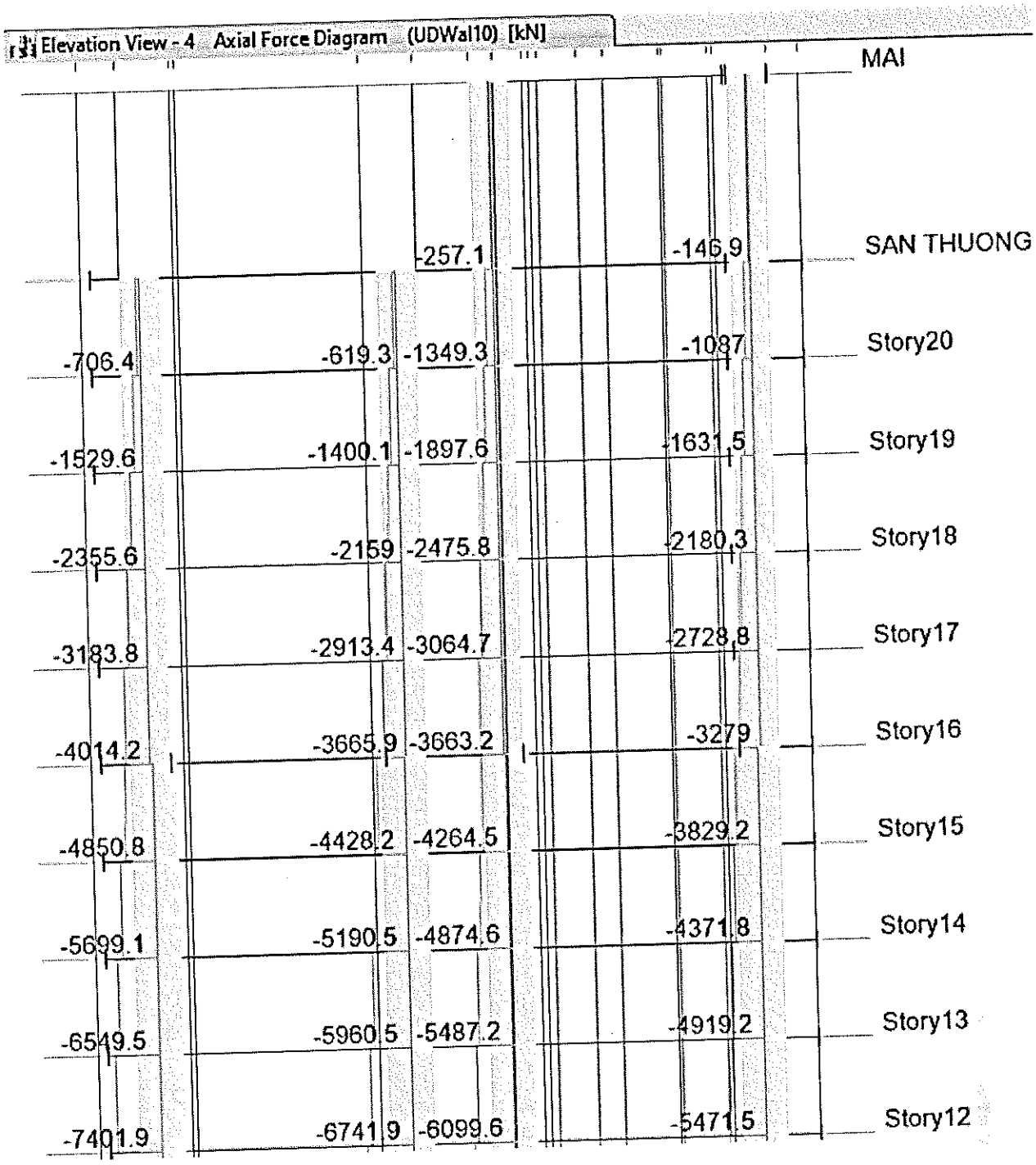
Hình 8.7 Biểu đồ Lực cắt vách (Pier) khung trục 4 từ Tầng 1 – Tầng 12 (ứng với mô hình ETABS – GIO)



Hình 8.8 Biểu đồ Lực cắt vách (Pier) khung trục 4 từ Tầng 12 – Tầng Mái (ứng với mô hình ETABS – GIO)

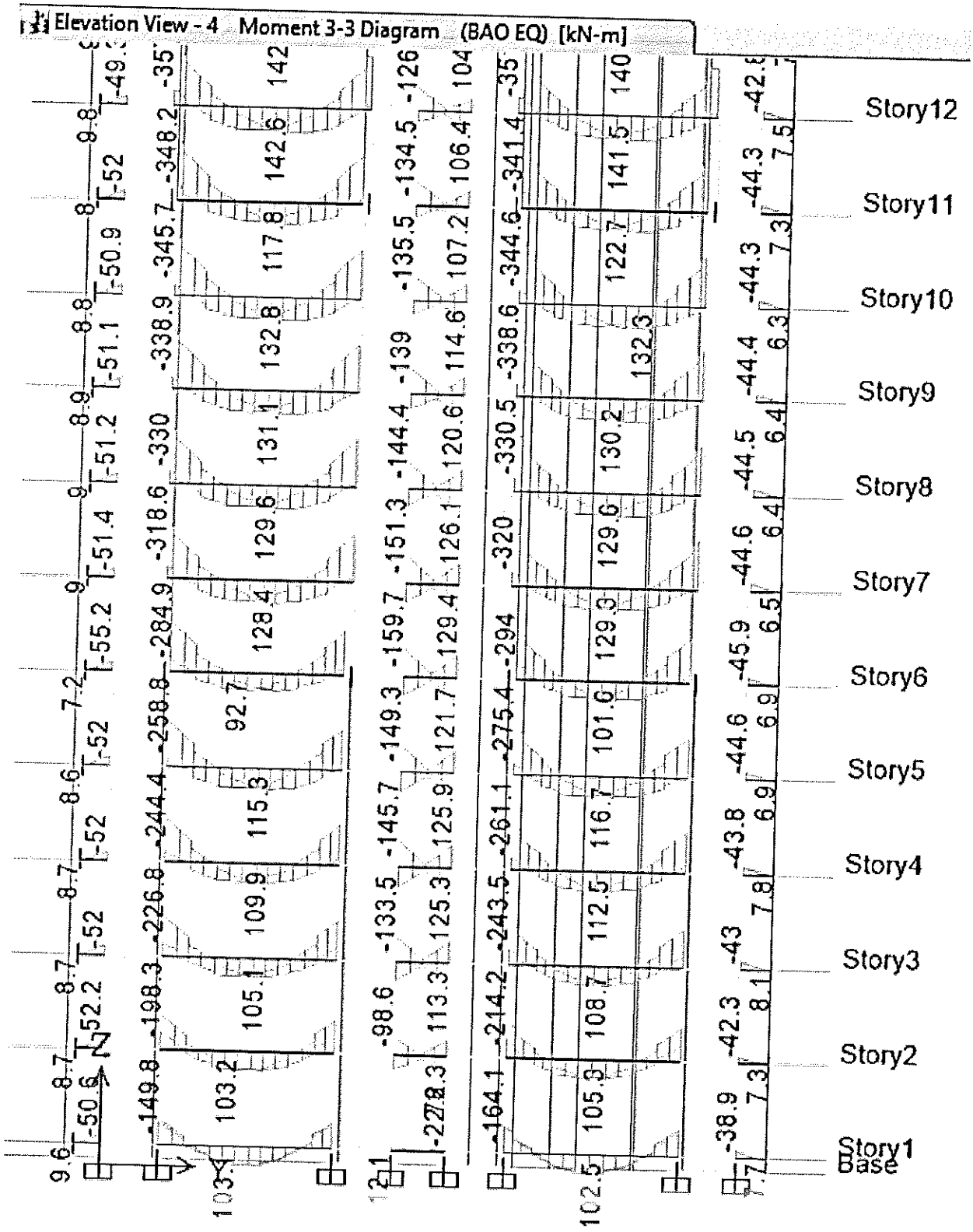


Hình 8.9 Biểu đồ Lực dọc vách (Pier) khung trục 4 từ Tầng 1 – 12 (ứng với mô hình ETABS – GIO)

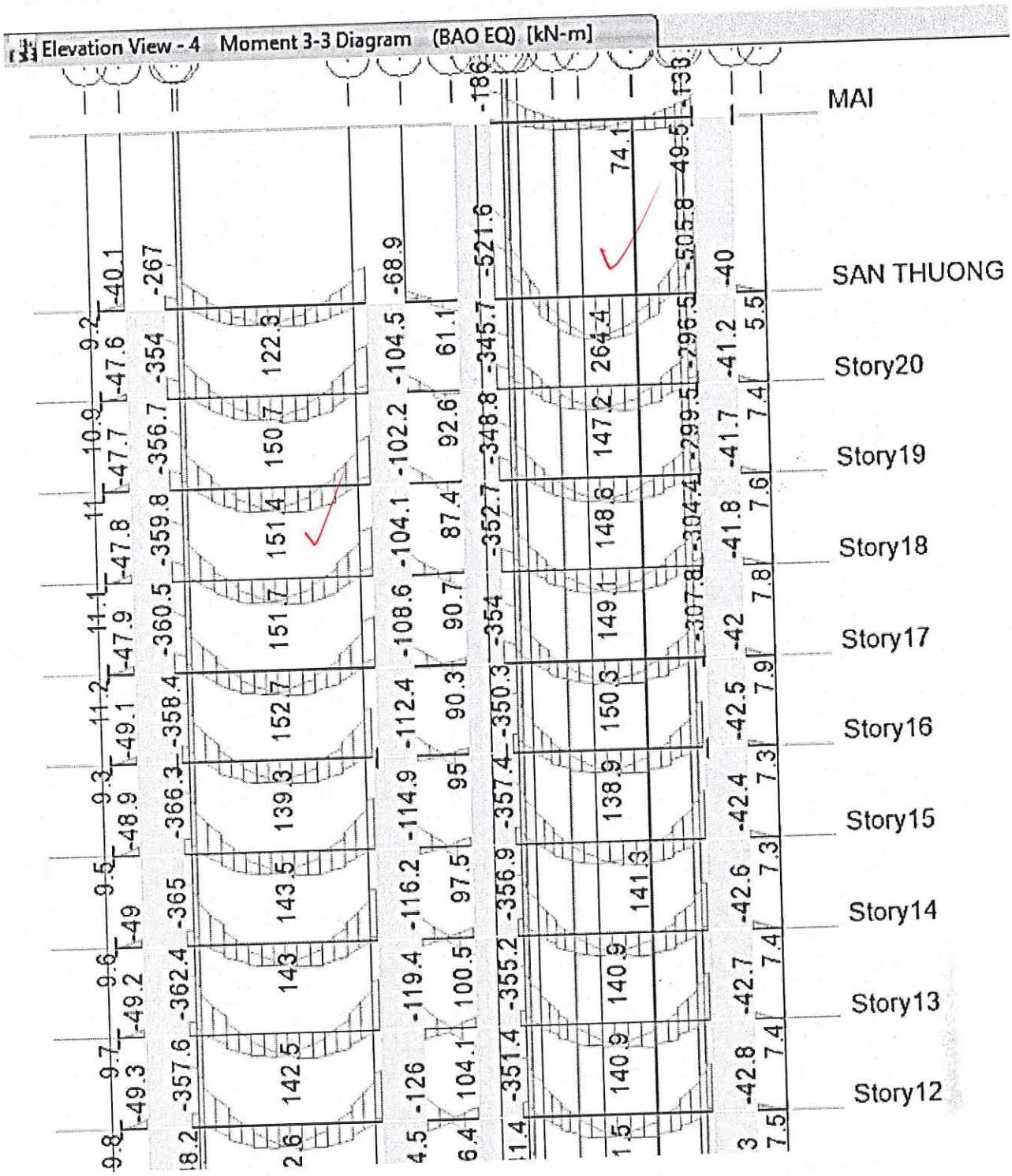


Hình 8.10 Biểu đồ Lực dọc vách (Pier) khung trục 4 từ Tầng 12 – Tầng Mái (ứng với mô hình ETABS – GIO)

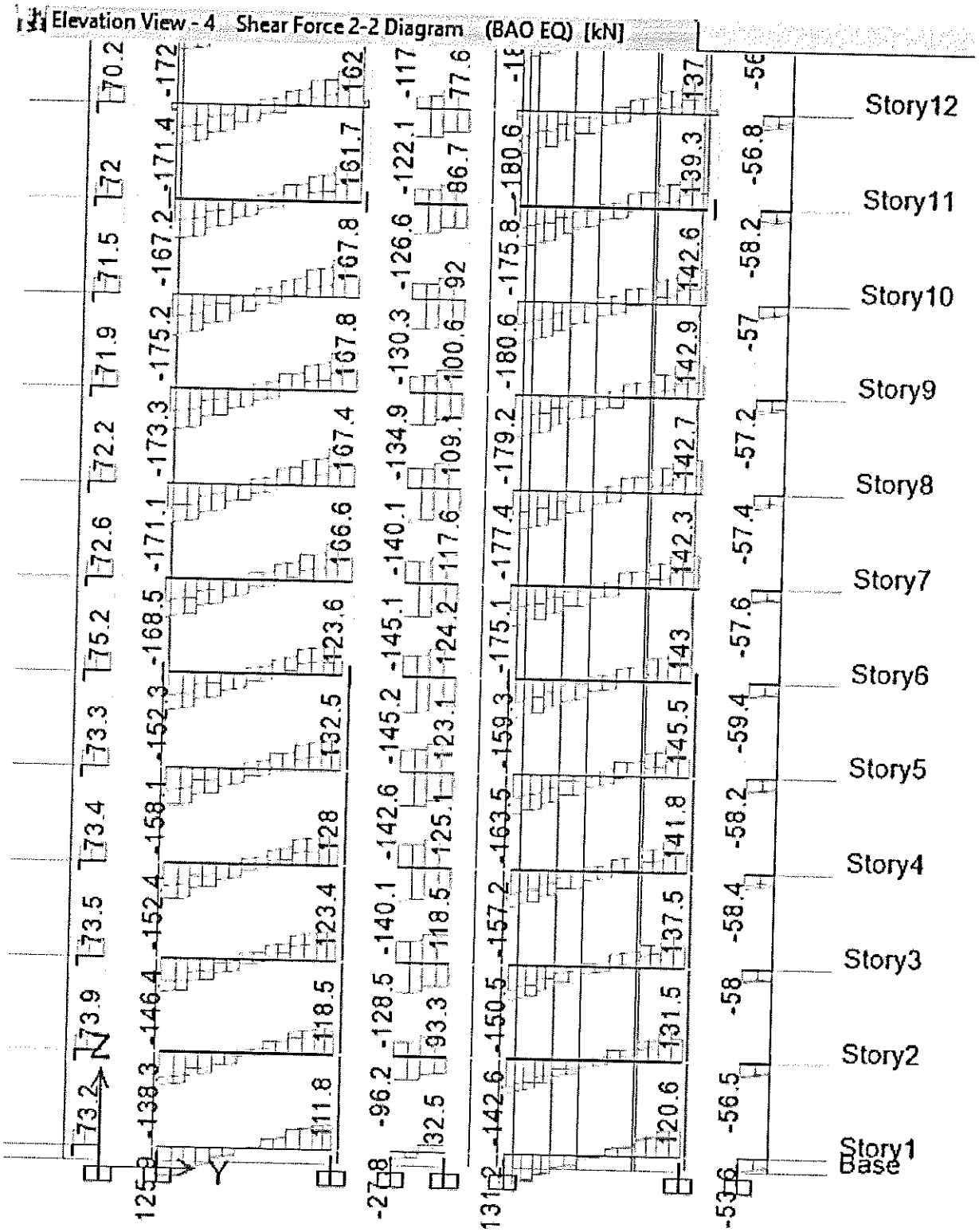
8.1.2. Mô hình ETABS – EQ – P DELTA



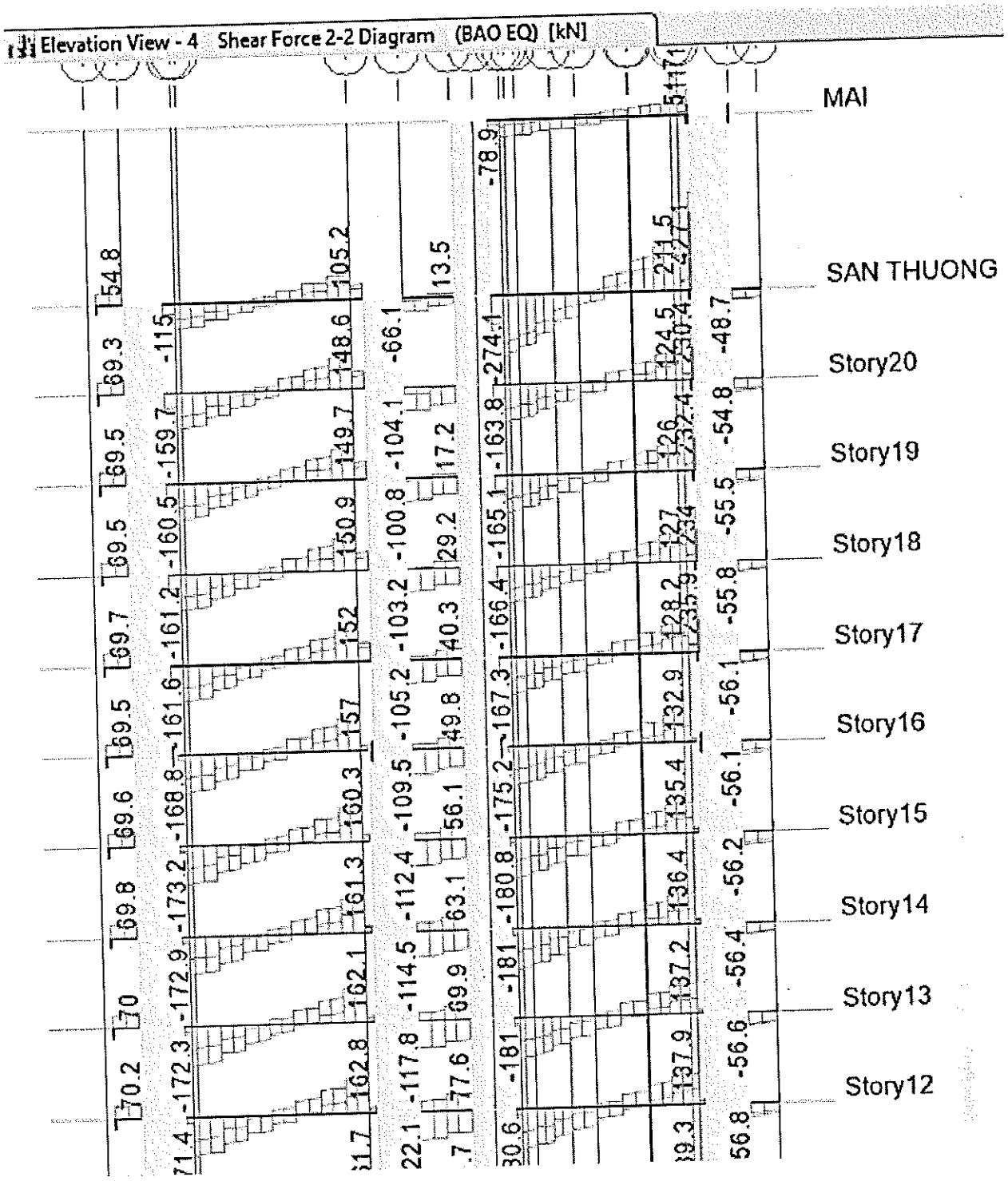
Hình 8.11 Biểu đồ bao Momen dầm khung trục 4 từ Tầng 1 – Tầng 12 (ứng với mô hình ETABS – EQ – P DELTA)



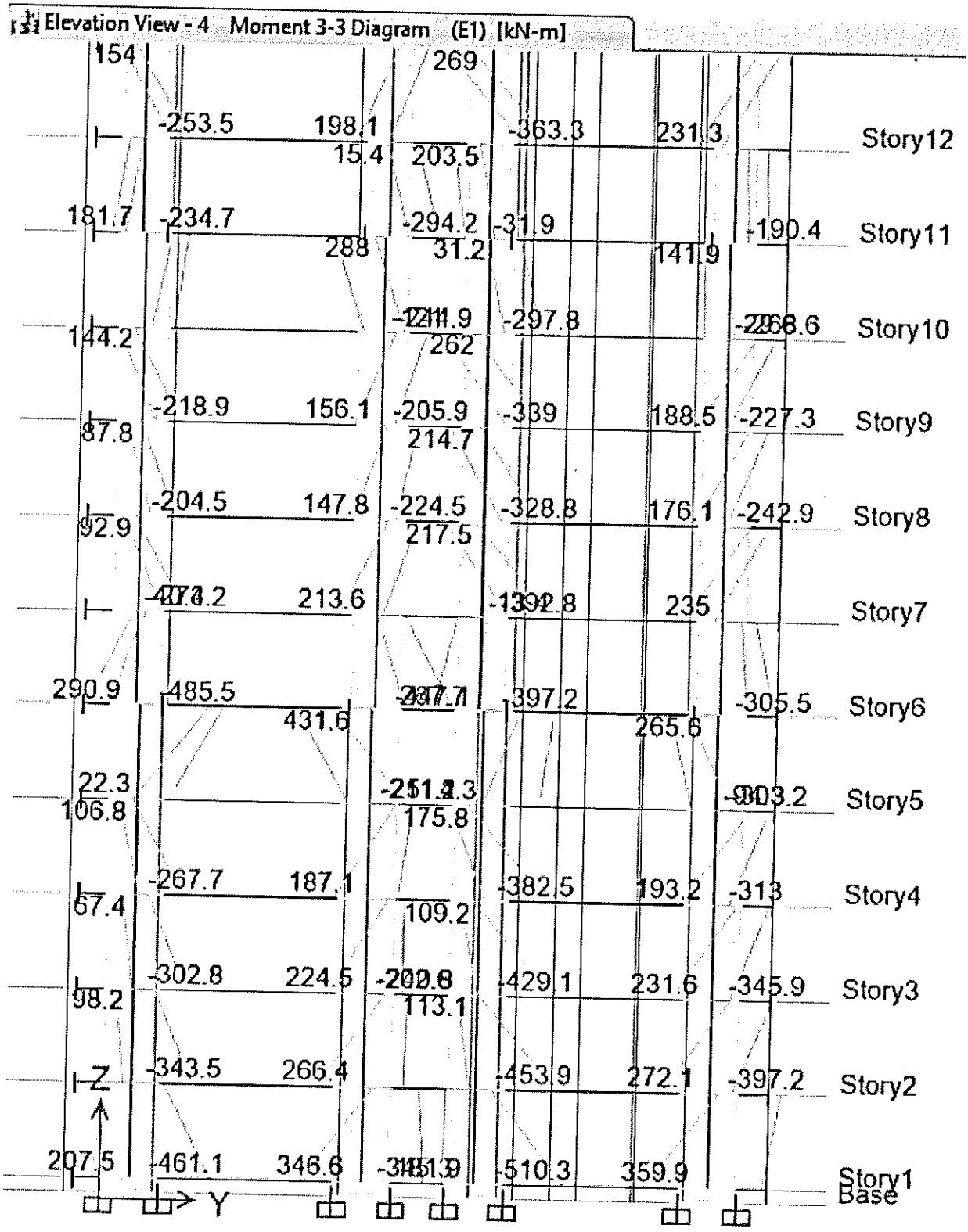
Hình 8.12 Biểu đồ bao Momen dầm khung trục 4 từ Tầng 12 – Tầng Mái (ứng với mô hình ETABS – EQ – P DELTA)



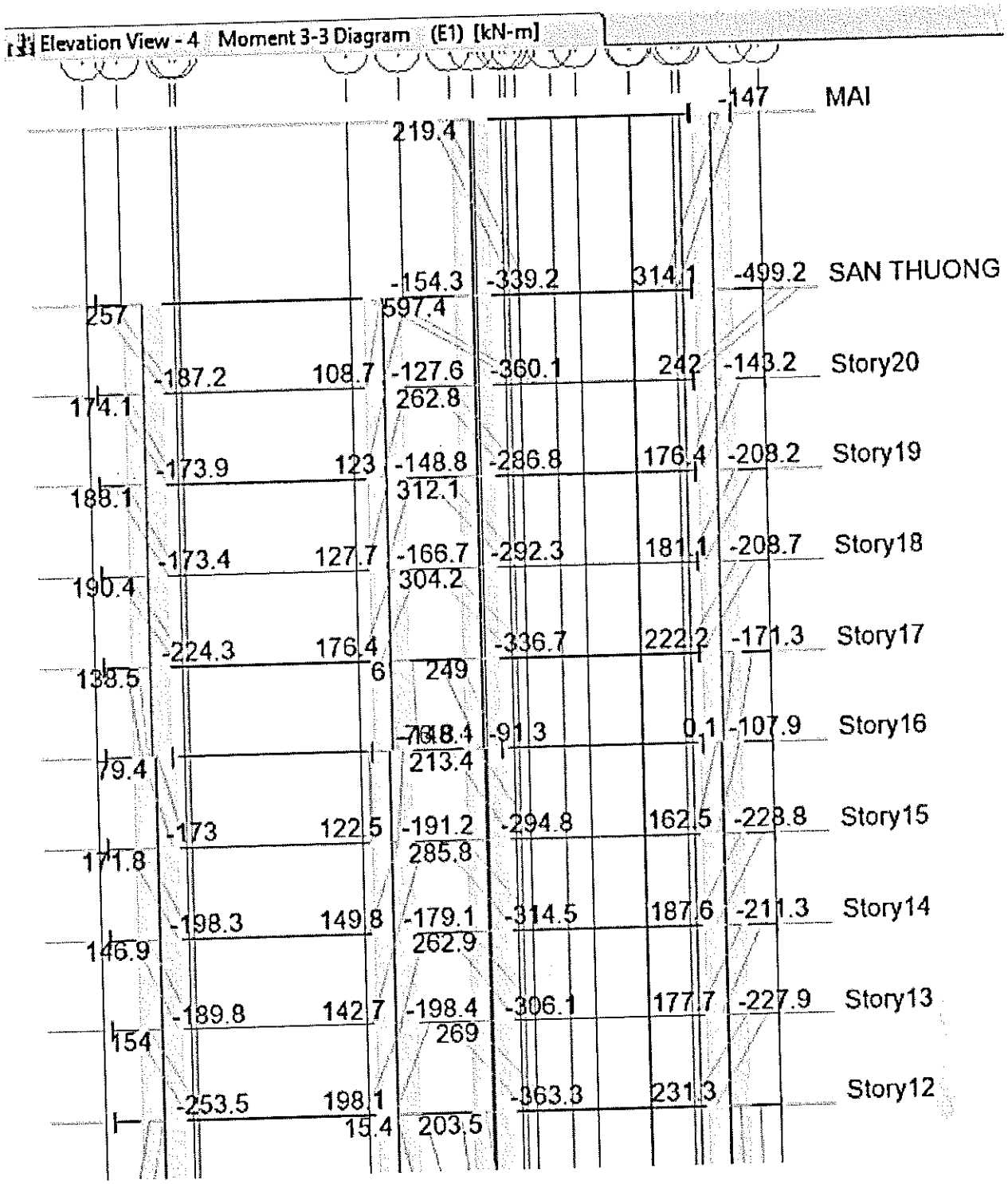
Hình 8.13 Biểu đồ bao Lực cắt dầm khung trục 4 từ Tầng 1 – Tầng 12 (ứng với mô hình ETABS – EQ – P DELTA)



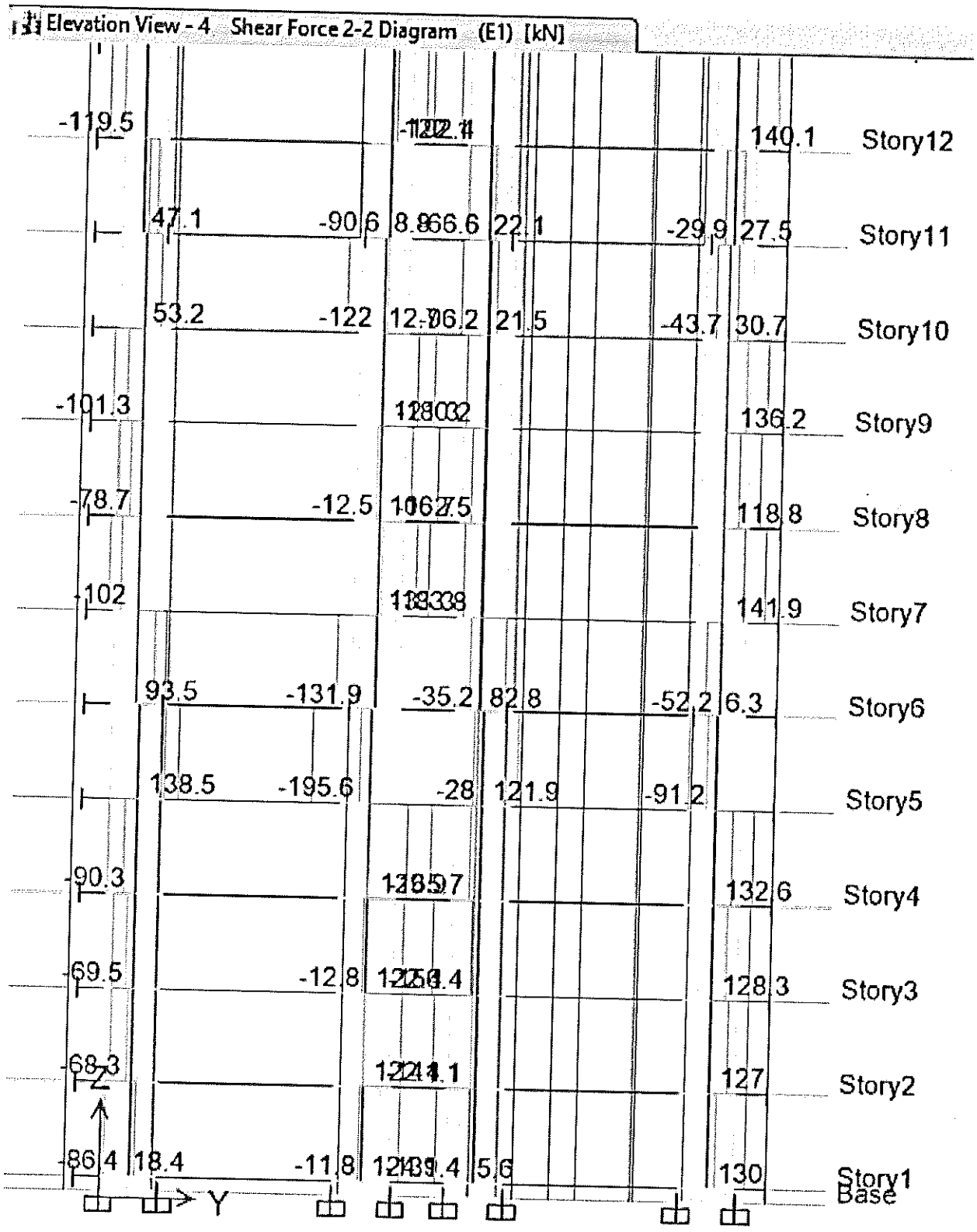
Hình 8.14 Biểu đồ bao Lực cắt dầm khung trục 4 từ Tầng 12 – Tầng Mái (ứng với mô hình ETABS – EQ – P DELTA)



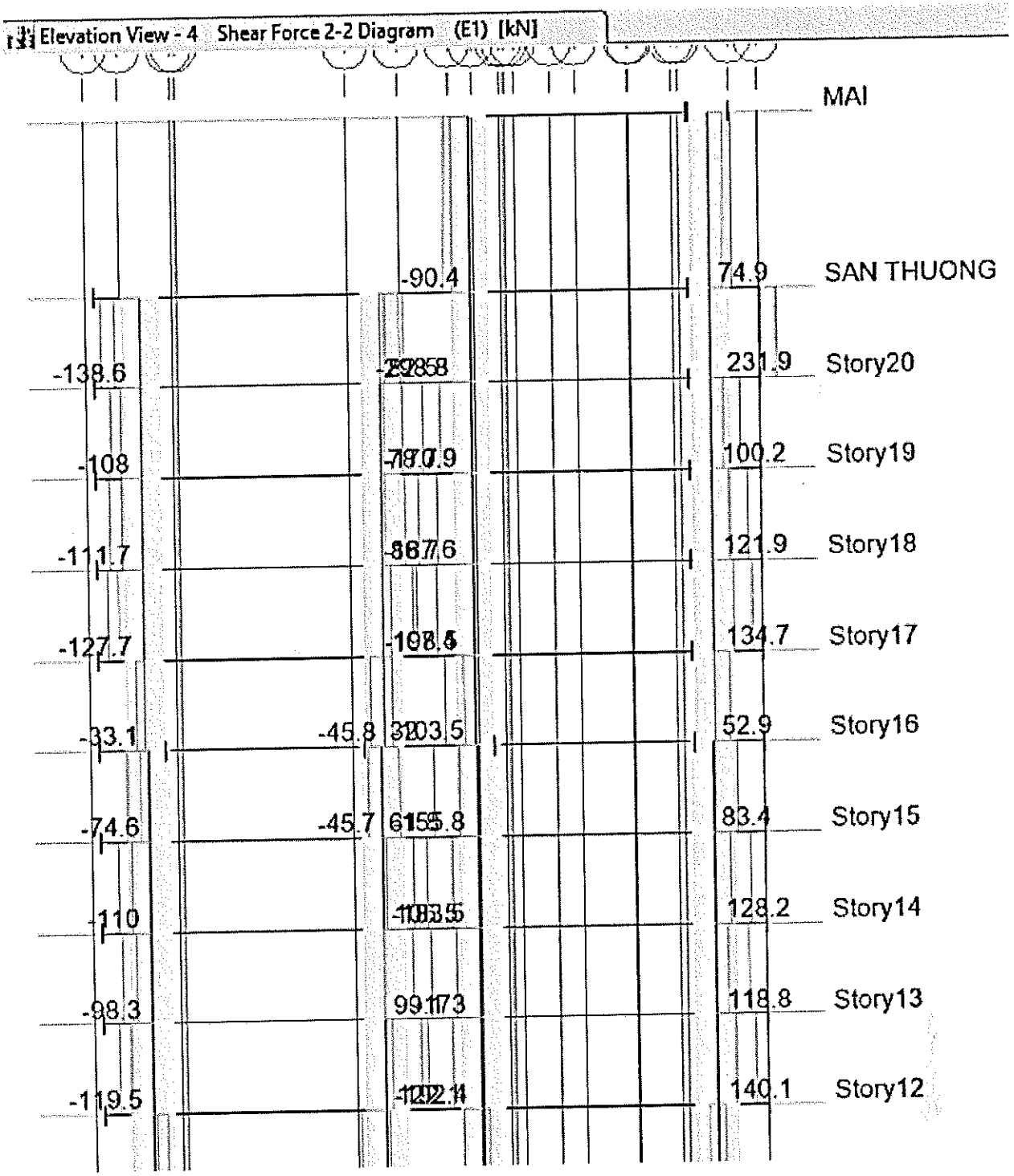
Hình 8.15 Biểu đồ Momen vách (Pier) khung trục 4 từ Tầng 1 – Tầng 12 (ứng với mô hình ETABS – EQ – P DELTA)



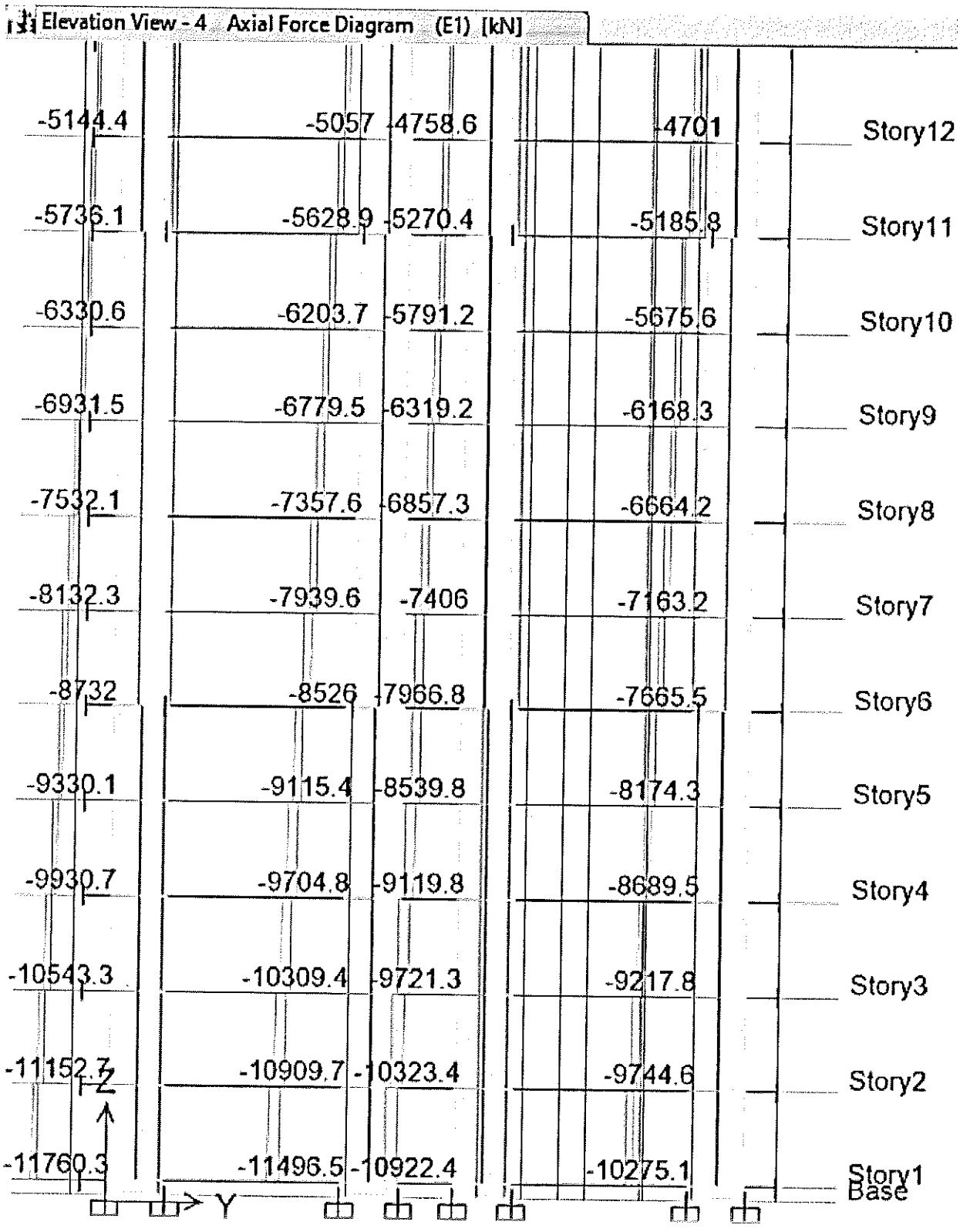
Hình 8.16 Biểu đồ Momen vách (Pier) khung trục 4 từ Tầng 12 – Tầng Mái (ứng với mô hình ETABS – EQ – P DELTA)



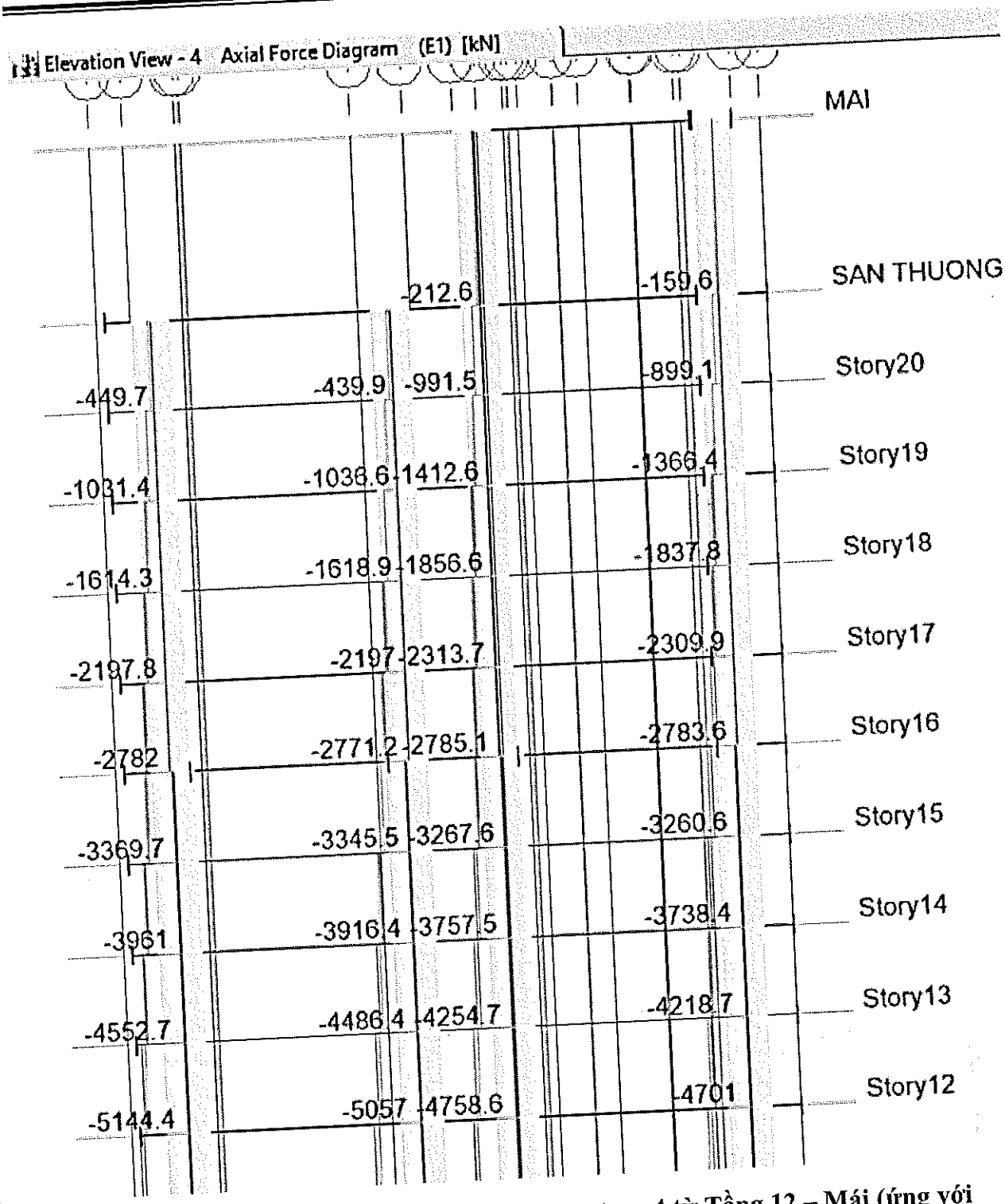
Hình 8.17 Biểu đồ Lực cắt vách (Pier) khung trục 4 từ Tầng 1 – Tầng 12 (ứng với mô hình ETABS – EQ – P DELTA)



Hình 8.18 Biểu đồ Lực cắt vách (Pier) khung trục 4 từ Tầng 12 – Tầng Mái (ứng với mô hình ETABS – EQ – P DELTA)



Hình 8.19 Biểu đồ Lực dọc vách (Pier) khung trục 4 từ Tầng 1 – 12 (ứng với mô hình ETABS – EQ – P DELTA)

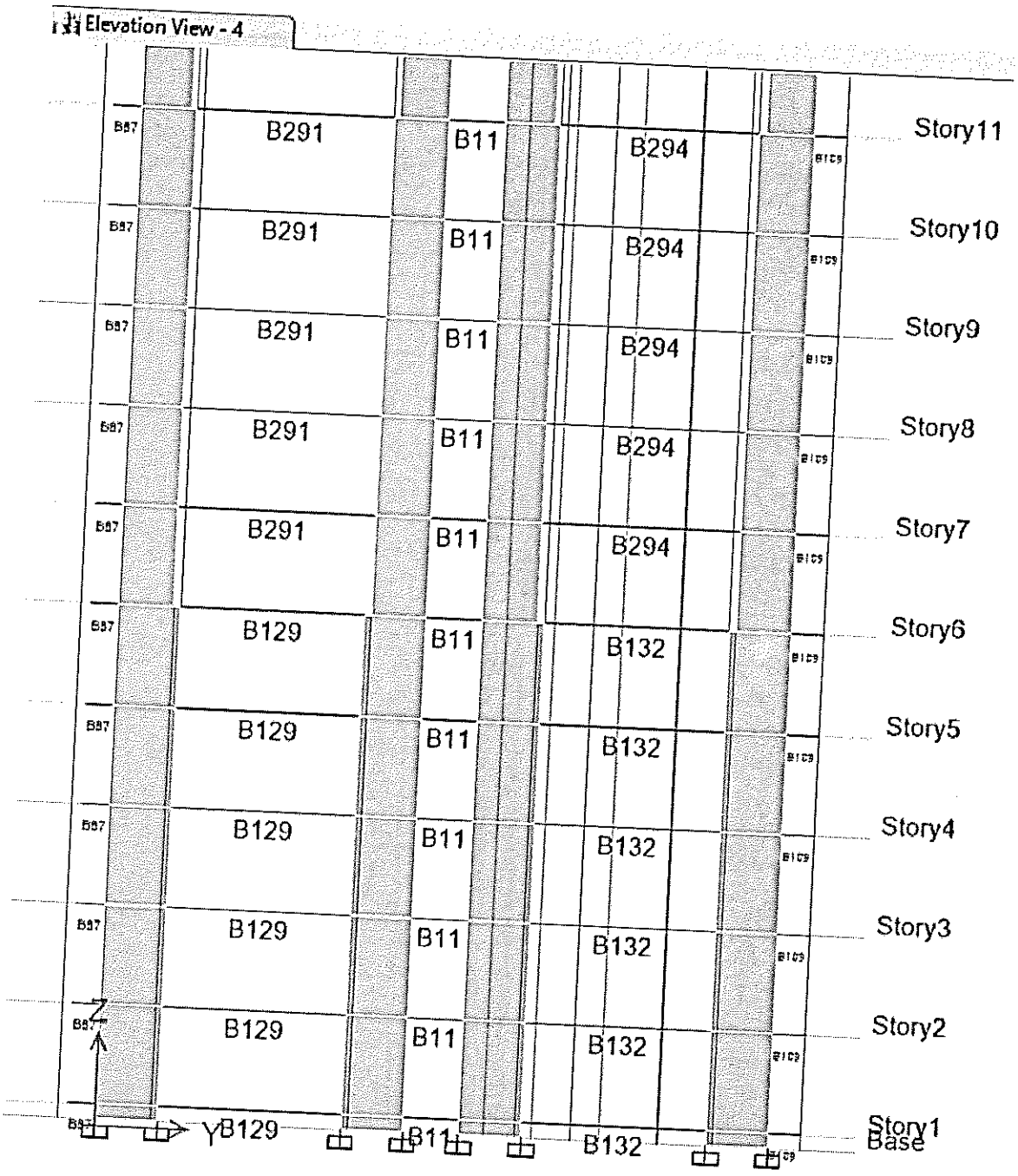


Hình 8.20 Biểu đồ Lực dọc vách (Pier) khung trục 4 từ Tầng 12 – Mái (ứng với mô hình ETABS – EQ – P DELTA)

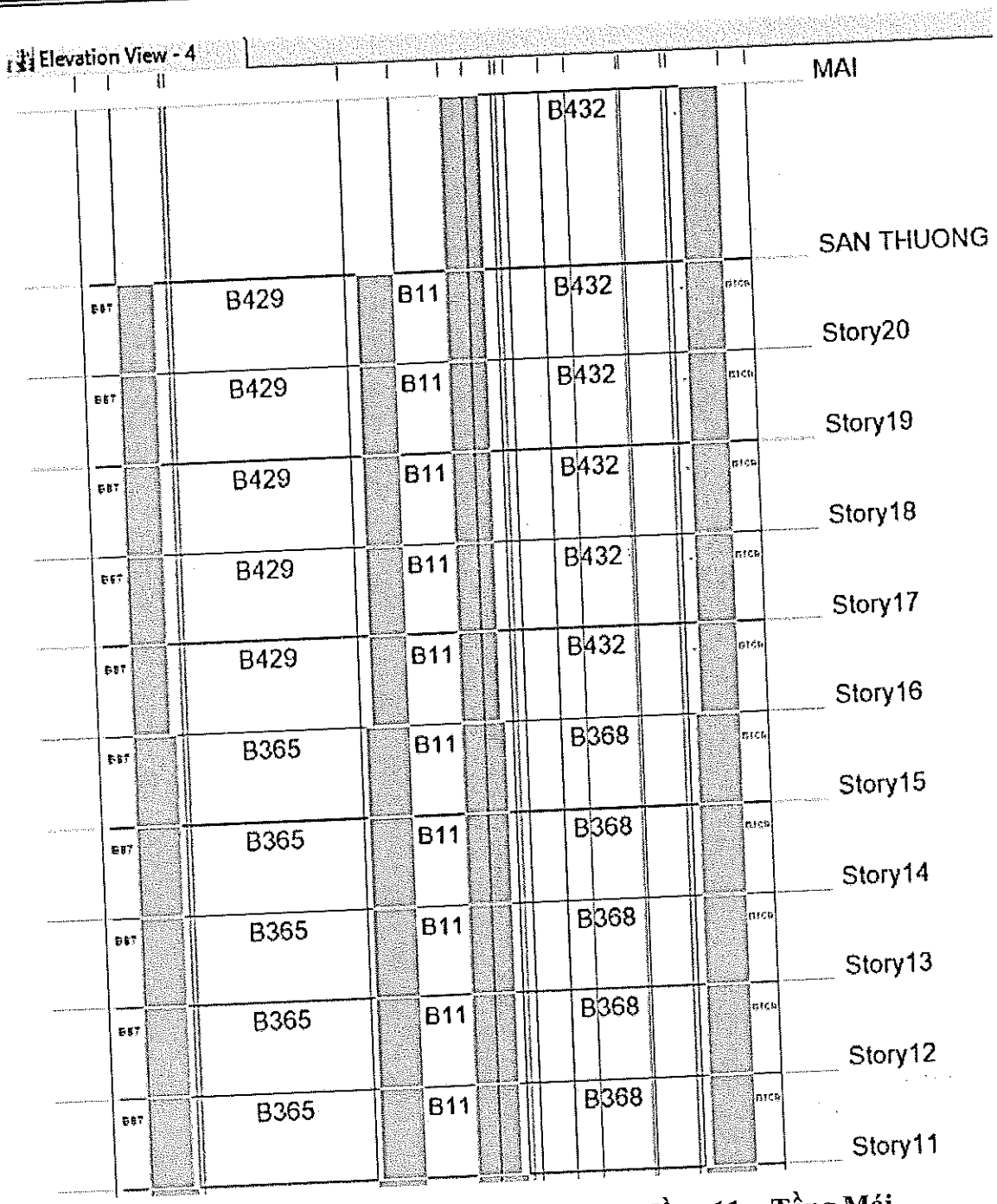
➔ Qua so sánh tổng quan nội lực giữa 2 mô hình, ta thấy nội lực của mô hình ETABS – GIO đa phần lớn hơn so với nội lực của mô hình ETABS – EQ – P DELTA, do đó tiến hành tính toán khung trục 4 theo mô hình ETABS – GIO và kiểm tra những vị trí mà nội lực mô hình ETABS – EQ – P DELTA lớn hơn để tiến hành thiết kế khung.

8.2. THIẾT KẾ DẦM

8.2.1. Kích thước dầm



Hình 8.21 Tên dầm khung trục 4 từ Tầng 1 – Tầng 11



Hình 8.22 Tên dầm khung trục 4 từ Tầng 11 – Tầng Mái

Bảng 8-1 Kích thước các dầm cần tính toán

Khung trục	Tên dầm	Kích thước		
		b (m)	h (m)	L (m)
4	B129	0.3	0.7	9.9
	B291	0.3	0.7	9.9
	B365	0.3	0.7	9.9

Khung trục	Tên dầm	Kích thước		
		b (m)	h (m)	L (m)
4	B429	0.3	0.7	9.9
	B11	0.3	0.7	1.8
	B132	0.3	0.7	9.9
	B294	0.3	0.7	9.9
	B368	0.3	0.7	9.9
	B432	0.3	0.7	9.9

8.2.2. Tính toán cốt thép dọc cho dầm

Nội lực dùng để tính cốt dọc cho dầm là mô men tại các vị trí tiết diện cần tính ứng với tổ hợp Bao (tổ hợp EU)

Cốt thép dọc cho dầm tính toán theo cấu kiện chịu uốn với trình tự tính toán cốt thép như sau:

- **Bước 1:** Chọn khoảng cách từ trọng tâm cốt thép chịu kéo tới bề mặt lớp bê tông bảo vệ của cấu kiện $h_o = h - a$
- **Bước 2:** Tính toán các thông số

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

- **Bước 3:** Xác định hàm lượng cốt thép $\mu = \frac{A_s}{b h_o} \times 100\%$
- **Bước 4:** Chọn và bố trí cốt thép

8.2.3. Tính toán cốt thép ngang cho dầm

Nội lực dùng để tính cốt ngang cho dầm là lực cắt tại các vị trí tiết diện tính lấy ứng với tổ hợp Bao (tổ hợp EU)

Tính toán cốt đai dầm theo mục 8.1.3 TCVN 5574:2018 và mục 3.3.2 TCXD 198:1997

8.2.3.1. Tính toán cấu kiện bê tông cốt thép chịu uốn theo dải bê tông giữa các tiết diện nghiêng được tiến hành theo điều kiện:

$$Q \le \varphi_{b1} R_b b h_o$$

Trong đó: Q là lực cắt trong tiết diện thẳng góc của cấu kiện;

φ_{b1} là hệ số, kể đến ảnh hưởng của đặc điểm trạng thái ứng suất của bê tông trong dải nghiêng, lấy bằng 0.3

8.2.3.2. Tính toán cấu kiện bê tông cốt thép theo tiết diện nghiêng chịu lực cắt

Theo mục 8.1.3.3.1 TCVN 5574:2018, cho phép tính toán các tiết diện nghiêng theo điều kiện (93) mà không cần xem xét các tiết diện nghiêng khi xác định lực cắt do ngoại lực:

$$Q_1 \le Q_{b,1} + Q_{sw,1}$$

Trong đó: Q_1 là lực cắt trong tiết diện thẳng góc do ngoại lực

$$Q_{b,1} = 0.5R_{bt}bh_o$$

$$Q_{sw,1} = q_{sw}h_o$$

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

Khi tiết diện thẳng góc, mà trong đó kể đến lực cắt Q_1, nằm gần gối tựa ở khoảng cách a nhỏ hơn $2.5h_o$, thì tính toán theo điều kiện (93) với việc nhân giá trị $Q_{b,1}$ đã được xác định theo công thức (94) với hệ số bằng $2,5/(a/h_o)$, nhưng lấy giá trị $Q_{b,1}$ không lớn hơn $2,5R_{bt}bh_o$

Khi tiết diện thẳng góc, mà trong đó kể đến lực cắt Q_1, nằm ở khoảng cách a nhỏ hơn h_o, thì tính toán theo điều kiện (93) với việc nhân giá trị $Q_{sw,1}$ đã được xác định theo công thức (95) với hệ số bằng a/h_o.

Cốt thép ngang được kể đến trong tính toán khi thỏa mãn điều kiện:

$$q_{sw} \ge 0.25R_{bt}b$$

Bước cốt thép ngang kể đến trong tính toán (tính trên h_o) $\frac{s_w}{h_o}$ không được lớn hơn giá trị $\frac{s_{w,max}}{h_o}$ với $\frac{s_{w,max}}{h_o}$ được xác định theo công thức: $\frac{s_{w,max}}{h_o} = \frac{R_{bt}bh_o}{Q}$

Bước cốt thép đai cấu tạo phải thỏa mãn các yêu cầu cấu tạo trong mục 10.3.4.3 TCVN 5574-2018: $s_{ct} = \text{Min}(0.5h_o; 300)\text{mm}$

8.2.3.3. Khoảng cách thép đai trong dầm (TCXD 198:1997)

Đai đầu dầm: $s_1 \le \begin{cases} 0.25h_d \\ 8d_{min} \\ 150\text{mm} \end{cases}$; Đai giữa dầm: $s_2 \le \begin{cases} 0.5h_d \\ 12d_{min} \\ 300\text{mm} \end{cases}$

8.2.4. Kết quả tính toán cốt thép dọc dầm khung trục 4

Kết quả tính toán cốt thép dọc dầm được trình bày ở bảng dưới đây

- Chú thích: Tên dầm = Tên tầng-Tên khung-Tên nhịp

Dầm	Vị Trí Mặt Cắt	M_{max} (kNm)	b (mm)	h (mm)	c = c' (mm)	h_0 (mm)	α_m	ξ	$A_{s.TT}$ (cm^2)	μ_{TT} %	Chọn Thép				$A_{s.Chọn}$ (cm^2)	$\mu_{Chọn}$ %	Hệ số an toàn
T2-4-AB	Gối	223.8	300	700	25	645	0.106	0.112	10.5	0.54	3	Φ 18	+ 2	Φ 14	10.7	0.55	0.98
	Nhịp	142.4	300	700	25	658	0.064	0.067	6.4	0.32	3	Φ 18			7.6	0.39	0.84
	Gối	217.5	300	700	25	645	0.103	0.108	10.2	0.53	3	Φ 18	+ 2	Φ 14	10.7	0.55	0.95
T2-4-BC	Gối	98.6	300	700	25	658	0.045	0.046	4.4	0.22	2	Φ 18			5.1	0.26	0.86
	Nhịp	78.3	300	700	25	658	0.035	0.036	3.5	0.18	2	Φ 18			5.1	0.26	0.68
	Gối	92.1	300	700	25	658	0.042	0.043	4.1	0.21	2	Φ 18			5.1	0.26	0.80
T2-4-CD	Gối	242.5	300	700	25	639	0.117	0.124	11.6	0.60	3	Φ 18	+ 2	Φ 18	12.7	0.66	0.91
	Nhịp	147.2	300	700	25	658	0.067	0.069	6.6	0.34	3	Φ 18			7.6	0.39	0.87
	Gối	212.8	300	700	25	645	0.100	0.106	10.0	0.51	3	Φ 18	+ 2	Φ 14	10.7	0.55	0.93
T3-4-AB	Gối	249.6	300	700	25	639	0.120	0.128	11.9	0.62	3	Φ 18	+ 2	Φ 18	12.7	0.66	0.94
	Nhịp	143.2	300	700	25	658	0.065	0.067	6.4	0.33	3	Φ 18			7.6	0.39	0.84
	Gối	231	300	700	25	639	0.111	0.118	11.0	0.57	3	Φ 18	+ 2	Φ 18	12.7	0.66	0.86
T3-4-BC	Gối	133.5	300	700	25	658	0.060	0.062	6.0	0.30	3	Φ 18			7.6	0.39	0.78
	Nhịp	113.3	300	700	25	658	0.051	0.053	5.1	0.26	2	Φ 18			5.1	0.26	0.99
	Gối	118.8	300	700	25	658	0.054	0.055	5.3	0.27	3	Φ 18			7.6	0.39	0.69
T3-4-CD	Gối	268.5	300	700	25	647	0.126	0.135	12.7	0.65	4	Φ 18	+ 2	Φ 14	13.3	0.68	0.96
	Nhịp	149.8	300	700	25	658	0.068	0.070	6.7	0.34	3	Φ 18			7.6	0.39	0.88
	Gối	224.2	300	700	25	647	0.105	0.111	10.5	0.54	4	Φ 18	+ 2	Φ 14	13.3	0.68	0.79

Dầm	Vị Trí Mặt Cắt	M_{max} (kNm)	b (mm)	h (mm)	c = c' (mm)	h_0 (mm)	α_m	ξ	$A_{s.TT}$ (cm^2)	μ_{TT} %	Chọn Thép				$A_{s.Chọn}$ (cm^2)	$\mu_{Chọn}$ %	Hệ số an toàn
T4-4-AB	Gối	262.8	300	700	25	639	0.126	0.135	12.6	0.66	3	Φ 18	+ 2	Φ 18	12.7	0.66	0.99
	Nhịp	147.7	300	700	25	658	0.067	0.069	6.6	0.34	3	Φ 18			7.6	0.39	0.87
	Gối	233.2	300	700	25	639	0.112	0.119	11.1	0.58	3	Φ 18	+ 2	Φ 18	12.7	0.66	0.87
T4-4-BC	Gối	145.7	300	700	25	658	0.066	0.068	6.6	0.33	3	Φ 18			7.6	0.39	0.86
	Nhịp	125.3	300	700	25	658	0.057	0.058	5.6	0.28	3	Φ 18			7.6	0.39	0.73
	Gối	125.4	300	700	25	658	0.057	0.059	5.6	0.28	3	Φ 18			7.6	0.39	0.73
T4-4-CD	Gối	281.3	300	700	25	642	0.134	0.144	13.5	0.70	4	Φ 18	+ 2	Φ 18	15.3	0.79	0.88
	Nhịp	154.2	300	700	25	658	0.070	0.072	6.9	0.35	3	Φ 18			7.6	0.39	0.91
	Gối	225.8	300	700	25	647	0.106	0.112	10.6	0.54	4	Φ 18	+ 2	Φ 14	13.3	0.68	0.80
T5-4-AB	Gối	271.5	300	700	25	647	0.127	0.136	12.9	0.66	4	Φ 18	+ 2	Φ 14	13.3	0.68	0.97
	Nhịp	154	300	700	25	658	0.070	0.072	6.9	0.35	3	Φ 18			7.6	0.39	0.91
	Gối	233.3	300	700	25	647	0.109	0.116	10.9	0.56	4	Φ 18	+ 2	Φ 14	13.3	0.68	0.82
T5-4-BC	Gối	149.3	300	700	25	658	0.068	0.070	6.7	0.34	3	Φ 18			7.6	0.39	0.88
	Nhịp	125.9	300	700	25	658	0.057	0.059	5.6	0.29	3	Φ 18			7.6	0.39	0.74
	Gối	123.9	300	700	25	658	0.056	0.058	5.5	0.28	3	Φ 18			7.6	0.39	0.73
T5-4-CD	Gối	289.7	300	700	25	642	0.138	0.149	13.9	0.72	4	Φ 18	+ 2	Φ 18	15.3	0.79	0.91
	Nhịp	159.8	300	700	25	658	0.072	0.075	7.2	0.37	3	Φ 18			7.6	0.39	0.94
	Gối	233.3	300	700	25	642	0.111	0.118	11.0	0.57	4	Φ 18	+ 2	Φ 18	15.3	0.79	0.72
T6-4-AB	Gối	323.2	300	700	25	641	0.154	0.169	15.7	0.82	4	Φ 18	+ 4	Φ 14	16.3	0.85	0.96
	Nhịp	110	300	700	25	658	0.050	0.051	4.9	0.25	2	Φ 18			5.1	0.26	0.96
	Gối	270.7	300	700	25	647	0.127	0.136	12.8	0.66	4	Φ 18	+ 2	Φ 14	13.3	0.68	0.97
T6-4-BC	Gối	159.7	300	700	25	658	0.072	0.075	7.2	0.37	3	Φ 18			7.6	0.39	0.94
	Nhịp	121.7	300	700	25	658	0.055	0.057	5.4	0.28	3	Φ 18			7.6	0.39	0.71
	Gối	131.5	300	700	25	658	0.060	0.061	5.9	0.30	3	Φ 18			7.6	0.39	0.77
T6-4-CD	Gối	330.2	300	700	25	641	0.158	0.173	16.1	0.84	4	Φ 18	+ 4	Φ 14	16.3	0.85	0.99
	Nhịp	127.1	300	700	25	658	0.058	0.059	5.7	0.29	3	Φ 18			7.6	0.39	0.75
	Gối	260.3	300	700	25	647	0.122	0.130	12.3	0.63	4	Φ 18	+ 2	Φ 14	13.3	0.68	0.93

Trang. 160

Dầm	Vị Trí Mặt Cắt	M_{max} (kNm)	b (mm)	h (mm)	c = c' (mm)	h_0 (mm)	α_m	ξ	$A_{s.TT}$ (cm^2)	μ_{TT} %	Chọn Thép				$A_{s.Chọn}$ (cm^2)	$\mu_{Chọn}$ %	Hệ số an toàn
T7-4-AB	Gối	334.4	300	700	25	634	0.163	0.179	16.6	0.87	4	Φ 18	+ 4	Φ 18	20.4	1.07	0.81
	Nhịp	171.7	300	700	25	641	0.082	0.086	8.0	0.42	2	Φ 18	+ 2	Φ 14	8.2	0.42	0.98
	Gối	265.9	300	700	25	647	0.124	0.133	12.6	0.65	4	Φ 18	+ 2	Φ 14	13.3	0.68	0.95
T7-4-BC	Gối	151.3	300	700	25	658	0.069	0.071	6.8	0.35	3	Φ 18			7.6	0.39	0.89
	Nhịp	129.4	300	700	25	658	0.059	0.060	5.8	0.29	3	Φ 18			7.6	0.39	0.76
	Gối	117.6	300	700	25	658	0.053	0.055	5.3	0.27	3	Φ 18			7.6	0.39	0.69
T7-4-CD	Gối	339.8	300	700	25	634	0.166	0.182	16.8	0.89	4	Φ 18	+ 4	Φ 18	20.4	1.07	0.83
	Nhịp	176.6	300	700	25	658	0.080	0.083	8.0	0.41	4	Φ 18			10.2	0.52	0.79
	Gối	273.6	300	700	25	647	0.128	0.137	13.0	0.67	4	Φ 18	+ 2	Φ 14	13.3	0.68	0.98
T8-4-AB	Gối	345.6	300	700	25	634	0.169	0.186	17.2	0.90	4	Φ 18	+ 4	Φ 18	20.4	1.07	0.84
	Nhịp	171.4	300	700	25	641	0.082	0.086	8.0	0.42	2	Φ 18	+ 2	Φ 14	8.2	0.42	0.98
	Gối	270.5	300	700	25	647	0.127	0.136	12.8	0.66	4	Φ 18	+ 2	Φ 14	13.3	0.68	0.97
T8-4-BC	Gối	144.4	300	700	25	658	0.065	0.068	6.5	0.33	3	Φ 18			7.6	0.39	0.85
	Nhịp	126.1	300	700	25	658	0.057	0.059	5.6	0.29	3	Φ 18			7.6	0.39	0.74
	Gối	106.9	300	700	25	658	0.048	0.050	4.8	0.24	3	Φ 18			7.6	0.39	0.62
T8-4-CD	Gối	350.2	300	700	25	634	0.171	0.189	17.4	0.92	4	Φ 18	+ 4	Φ 18	20.4	1.07	0.86
	Nhịp	175.8	300	700	25	658	0.080	0.083	8.0	0.40	4	Φ 18			10.2	0.52	0.78
	Gối	276.9	300	700	25	647	0.130	0.139	13.1	0.68	4	Φ 18	+ 2	Φ 14	13.3	0.68	0.99
T9-4-AB	Gối	353.3	300	700	25	634	0.172	0.190	17.6	0.93	4	Φ 18	+ 4	Φ 18	20.4	1.07	0.86
	Nhịp	172.4	300	700	25	641	0.082	0.086	8.0	0.42	2	Φ 18	+ 2	Φ 14	8.2	0.42	0.98
	Gối	273.1	300	700	25	647	0.128	0.137	12.9	0.67	4	Φ 18	+ 2	Φ 14	13.3	0.68	0.98
T9-4-BC	Gối	139	300	700	25	658	0.063	0.065	6.2	0.32	3	Φ 18			7.6	0.39	0.82
	Nhịp	120.6	300	700	25	658	0.055	0.056	5.4	0.27	3	Φ 18			7.6	0.39	0.71
	Gối	98	300	700	25	658	0.044	0.045	4.4	0.22	3	Φ 18			7.6	0.39	0.57
T9-4-CD	Gối	357.4	300	700	25	634	0.174	0.193	17.8	0.94	4	Φ 18	+ 4	Φ 18	20.4	1.07	0.88
	Nhịp	176	300	700	25	658	0.080	0.083	8.0	0.40	4	Φ 18			10.2	0.52	0.78
	Gối	278.2	300	700	25	647	0.130	0.140	13.2	0.68	4	Φ 18	+ 2	Φ 14	13.3	0.68	1.00

Dầm	Vị Trí Mặt Cắt	M_{max} (kNm)	b (mm)	h (mm)	c = c' (mm)	h_0 (mm)	α_m	ξ	$A_{s,TT}$ (cm^2)	μ_{TT} %	Chọn Thép				$A_{s,Chọn}$ (cm^2)	$\mu_{Chọn}$ %	Hệ số an toàn
T10-4-AB	Gối	358.4	300	700	25	634	0.175	0.194	17.9	0.94	4	Φ 18	+ 4	Φ 18	20.4	1.07	0.88
	Nhịp	174.1	300	700	25	641	0.083	0.087	8.1	0.42	2	Φ 18	+ 2	Φ 14	8.2	0.42	0.99
	Gối	274	300	700	25	647	0.128	0.138	13.0	0.67	4	Φ 18	+ 2	Φ 14	13.3	0.68	0.98
T10-4-BC	Gối	135.5	300	700	25	658	0.061	0.063	6.1	0.31	3	Φ 18			7.6	0.39	0.80
	Nhịp	114.6	300	700	25	658	0.052	0.053	5.1	0.26	3	Φ 18			7.6	0.39	0.67
	Gối	90.2	300	700	25	658	0.041	0.042	4.0	0.20	3	Φ 18			7.6	0.39	0.52
T10-4-CD	Gối	362.3	300	700	25	634	0.177	0.196	18.1	0.95	4	Φ 18	+ 4	Φ 18	20.4	1.07	0.89
	Nhịp	176.8	300	700	25	658	0.080	0.084	8.0	0.41	4	Φ 18			10.2	0.52	0.79
	Gối	277.5	300	700	25	647	0.130	0.140	13.2	0.68	4	Φ 18	+ 2	Φ 14	13.3	0.68	0.99
T11-4-AB	Gối	374.3	300	700	25	634	0.183	0.203	18.8	0.99	4	Φ 18	+ 4	Φ 18	20.4	1.07	0.92
	Nhịp	149.7	300	700	25	658	0.068	0.070	6.7	0.34	3	Φ 18			7.6	0.39	0.88
	Gối	272.3	300	700	25	647	0.127	0.137	12.9	0.66	4	Φ 18	+ 2	Φ 14	13.3	0.68	0.97
T11-4-BC	Gối	134.5	300	700	25	658	0.061	0.063	6.0	0.31	3	Φ 18			7.6	0.39	0.79
	Nhịp	107.2	300	700	25	658	0.049	0.050	4.8	0.24	2	Φ 18			5.1	0.26	0.94
	Gối	87.1	300	700	25	658	0.039	0.040	3.9	0.20	3	Φ 18			7.6	0.39	0.51
T11-4-CD	Gối	368.2	300	700	25	634	0.180	0.200	18.4	0.97	4	Φ 18	+ 4	Φ 18	20.4	1.07	0.91
	Nhịp	159.1	300	700	25	658	0.072	0.075	7.2	0.36	3	Φ 18			7.6	0.39	0.94
	Gối	281.9	300	700	25	642	0.134	0.145	13.5	0.70	4	Φ 18	+ 2	Φ 18	15.3	0.79	0.89
T12-4-AB	Gối	377	300	700	25	634	0.184	0.205	18.9	1.00	4	Φ 18	+ 4	Φ 18	20.4	1.07	0.93
	Nhịp	188.1	300	700	25	658	0.085	0.089	8.5	0.43	4	Φ 18			10.2	0.52	0.84
	Gối	299.8	300	700	25	642	0.143	0.155	14.5	0.75	4	Φ 18	+ 2	Φ 18	15.3	0.79	0.95
T12-4-BC	Gối	126	300	700	25	658	0.057	0.059	5.6	0.29	3	Φ 18			7.6	0.39	0.74
	Nhịp	106.4	300	700	25	658	0.048	0.049	4.7	0.24	2	Φ 18			5.1	0.26	0.93
	Gối	75	300	700	25	658	0.034	0.035	3.3	0.17	3	Φ 18			7.6	0.39	0.43
T12-4-CD	Gối	373.5	300	700	25	634	0.182	0.203	18.7	0.98	4	Φ 18	+ 4	Φ 18	20.4	1.07	0.92
	Nhịp	191	300	700	25	658	0.086	0.091	8.7	0.44	4	Φ 18			10.2	0.52	0.85
	Gối	280.8	300	700	25	642	0.134	0.144	13.5	0.70	4	Φ 18	+ 2	Φ 18	15.3	0.79	0.88

Dầm	Vị Trí Mặt Cắt	M_{max} (kNm)	b (mm)	h (mm)	c = c' (mm)	h_0 (mm)	α_m	ξ	$A_{s.TT}$ (cm^2)	μ_{TT} %	Chọn Thép				$A_{s.Chọn}$ (cm^2)	$\mu_{Chọn}$ %	Hệ số an toàn
T13-4-AB	Gối	381.3	300	700	25	634	0.186	0.208	19.2	1.01	4	Φ 18	+ 4	Φ 18	20.4	1.07	0.94
	Nhịp	186.7	300	700	25	658	0.085	0.088	8.5	0.43	4	Φ 18			10.2	0.52	0.83
	Gối	299.5	300	700	25	642	0.142	0.154	14.4	0.75	4	Φ 18	+ 2	Φ 18	15.3	0.79	0.95
T13-4-BC	Gối	119.4	300	700	25	658	0.054	0.056	5.3	0.27	3	Φ 18			7.6	0.39	0.70
	Nhịp	104.1	300	700	25	658	0.047	0.048	4.6	0.23	2	Φ 18			5.1	0.26	0.91
	Gối	64.7	300	700	25	658	0.029	0.030	2.9	0.14	3	Φ 18			7.6	0.39	0.37
T13-4-CD	Gối	377.2	300	700	25	634	0.184	0.205	18.9	1.00	4	Φ 18	+ 4	Φ 18	20.4	1.07	0.93
	Nhịp	189.3	300	700	25	658	0.086	0.090	8.6	0.44	4	Φ 18			10.2	0.52	0.85
	Gối	279.5	300	700	25	642	0.133	0.143	13.4	0.70	4	Φ 18	+ 2	Φ 18	15.3	0.79	0.88
T14-4-AB	Gối	382	300	700	25	634	0.186	0.208	19.2	1.01	4	Φ 18	+ 4	Φ 18	20.4	1.07	0.94
	Nhịp	186.8	300	700	25	658	0.085	0.089	8.5	0.43	4	Φ 18			10.2	0.52	0.83
	Gối	297.9	300	700	25	642	0.142	0.154	14.4	0.75	4	Φ 18	+ 2	Φ 18	15.3	0.79	0.94
T14-4-BC	Gối	116.2	300	700	25	658	0.053	0.054	5.2	0.26	3	Φ 18			7.6	0.39	0.68
	Nhịp	100.5	300	700	25	658	0.046	0.047	4.5	0.23	2	Φ 18			5.1	0.26	0.88
	Gối	57.9	300	700	25	658	0.026	0.027	2.5	0.13	3	Φ 18			7.6	0.39	0.33
T14-4-CD	Gối	377.5	300	700	25	634	0.184	0.205	19.0	1.00	4	Φ 18	+ 4	Φ 18	20.4	1.07	0.93
	Nhịp	188.9	300	700	25	658	0.086	0.090	8.6	0.43	4	Φ 18			10.2	0.52	0.84
	Gối	277.1	300	700	25	647	0.130	0.139	13.1	0.68	4	Φ 18	+ 2	Φ 14	13.3	0.68	0.99
T15-4-AB	Gối	381.5	300	700	25	634	0.186	0.208	19.2	1.01	4	Φ 18	+ 4	Φ 18	20.4	1.07	0.94
	Nhịp	187.3	300	700	25	658	0.085	0.089	8.5	0.43	4	Φ 18			10.2	0.52	0.84
	Gối	295.4	300	700	25	642	0.141	0.152	14.2	0.74	4	Φ 18	+ 2	Φ 18	15.3	0.79	0.93
T15-4-BC	Gối	114.9	300	700	25	658	0.052	0.053	5.1	0.26	3	Φ 18			7.6	0.39	0.67
	Nhịp	97.5	300	700	25	658	0.044	0.045	4.3	0.22	2	Φ 18			5.1	0.26	0.85
	Gối	51.3	300	700	25	658	0.023	0.024	2.3	0.11	3	Φ 18			7.6	0.39	0.30
T15-4-CD	Gối	376.7	300	700	25	634	0.184	0.205	18.9	0.99	4	Φ 18	+ 4	Φ 18	20.4	1.07	0.93
	Nhịp	188.9	300	700	25	658	0.086	0.090	8.6	0.43	4	Φ 18			10.2	0.52	0.84
	Gối	273.8	300	700	25	647	0.128	0.138	13.0	0.67	4	Φ 18	+ 2	Φ 14	13.3	0.68	0.98

Dầm	Vị Trí Mặt Cắt	M_{max} (kNm)	b (mm)	h (mm)	c = c' (mm)	h_0 (mm)	α_m	ξ	$A_{s.TT}$ (cm^2)	μ_{TT} %	Chọn Thép				$A_{s.Chọn}$ (cm^2)	$\mu_{Chọn}$ %	Hệ số an toàn
T16-4-AB	Gối	376.9	300	700	25	634	0.184	0.205	18.9	0.99	4	Φ 18	+ 4	Φ 18	20.4	1.07	0.93
	Nhịp	180.3	300	700	25	658	0.082	0.085	8.2	0.41	4	Φ 18			10.2	0.52	0.80
	Gối	289.1	300	700	25	642	0.138	0.149	13.9	0.72	4	Φ 18	+ 2	Φ 18	15.3	0.79	0.91
T16-4-BC	Gối	112.4	300	700	25	658	0.051	0.052	5.0	0.25	2	Φ 18			5.1	0.26	0.98
	Nhịp	95	300	700	25	658	0.043	0.044	4.2	0.21	2	Φ 18			5.1	0.26	0.83
	Gối	44.6	300	700	25	658	0.020	0.020	2.0	0.10	2	Φ 18			5.1	0.26	0.38
T16-4-CD	Gối	371.8	300	700	25	634	0.181	0.202	18.6	0.98	4	Φ 18	+ 4	Φ 18	20.4	1.07	0.92
	Nhịp	184	300	700	25	658	0.083	0.087	8.4	0.42	4	Φ 18			10.2	0.52	0.82
	Gối	267.7	300	700	25	647	0.125	0.134	12.7	0.65	4	Φ 18	+ 2	Φ 14	13.3	0.68	0.96
T17-4-AB	Gối	391.7	300	700	25	634	0.191	0.214	19.8	1.04	4	Φ 18	+ 4	Φ 18	20.4	1.07	0.97
	Nhịp	201	300	700	25	658	0.091	0.096	9.2	0.46	4	Φ 18			10.2	0.52	0.90
	Gối	292.3	300	700	25	642	0.139	0.150	14.1	0.73	4	Φ 18	+ 2	Φ 18	15.3	0.79	0.92
T17-4-BC	Gối	108.6	300	700	25	658	0.049	0.050	4.8	0.25	2	Φ 18			5.1	0.26	0.95
	Nhịp	90.3	300	700	25	658	0.041	0.042	4.0	0.20	2	Φ 18			5.1	0.26	0.79
	Gối	39.1	300	700	25	658	0.018	0.018	1.7	0.09	2	Φ 18			5.1	0.26	0.34
T17-4-CD	Gối	392	300	700	25	634	0.191	0.214	19.8	1.04	4	Φ 18	+ 4	Φ 18	20.4	1.07	0.97
	Nhịp	202.1	300	700	25	658	0.092	0.096	9.2	0.47	4	Φ 18			10.2	0.52	0.91
	Gối	307.8	300	700	25	642	0.146	0.159	14.9	0.77	4	Φ 18	+ 2	Φ 18	15.3	0.79	0.97
T18-4-AB	Gối	392	300	700	25	634	0.191	0.214	19.8	1.04	4	Φ 18	+ 4	Φ 18	20.4	1.07	0.97
	Nhịp	199.1	300	700	25	658	0.090	0.095	9.1	0.46	4	Φ 18			10.2	0.52	0.89
	Gối	289.2	300	700	25	642	0.138	0.149	13.9	0.72	4	Φ 18	+ 2	Φ 18	15.3	0.79	0.91
T18-4-BC	Gối	104.1	300	700	25	658	0.047	0.048	4.6	0.23	2	Φ 18			5.1	0.26	0.91
	Nhịp	90.7	300	700	25	658	0.041	0.042	4.0	0.20	2	Φ 18			5.1	0.26	0.79
	Gối	35.9	300	700	25	658	0.016	0.016	1.6	0.08	2	Φ 18			5.1	0.26	0.31
T18-4-CD	Gối	391.7	300	700	25	634	0.191	0.214	19.8	1.04	4	Φ 18	+ 4	Φ 18	20.4	1.07	0.97
	Nhịp	200.1	300	700	25	658	0.091	0.095	9.1	0.46	4	Φ 18			10.2	0.52	0.90
	Gối	304.4	300	700	25	642	0.145	0.157	14.7	0.76	4	Φ 18	+ 2	Φ 18	15.3	0.79	0.96

Trang. 164

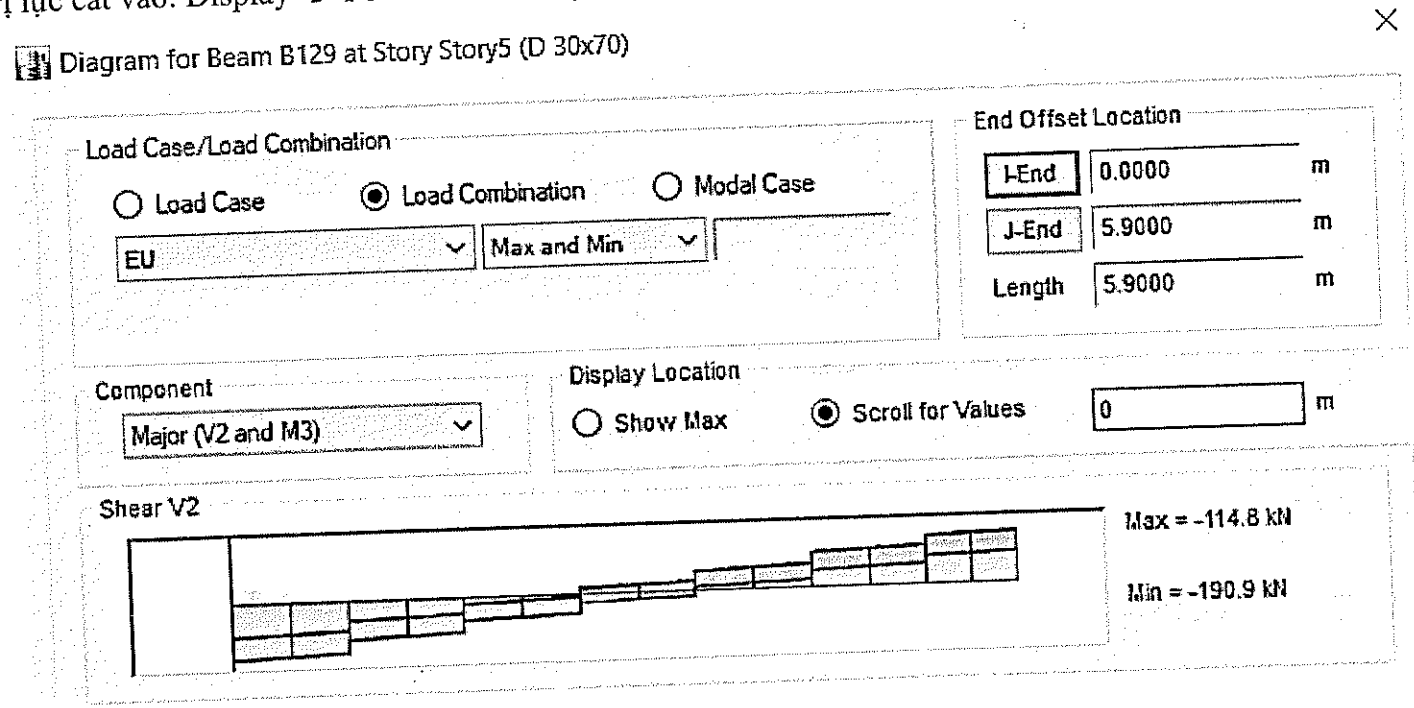
Dầm	Vị Trí Mặt Cắt	M_{max} (kNm)	b (mm)	h (mm)	c = c' (mm)	h_0 (mm)	α_m	ξ	$A_{s.TT}$ (cm^2)	μ_{TT} %	Chọn Thép				$A_{s.Chọn}$ (cm^2)	$\mu_{Chọn}$ %	Hệ số an toàn
T19-4-AB	Gối	388.6	300	700	25	634	0.190	0.212	19.6	1.03	4	Φ 18	+ 4	Φ 18	20.4	1.07	0.96
	Nhịp	199.2	300	700	25	658	0.090	0.095	9.1	0.46	4	Φ 18			10.2	0.52	0.89
	Gối	284.9	300	700	25	642	0.136	0.146	13.7	0.71	4	Φ 18	+ 2	Φ 18	15.3	0.79	0.90
T19-4-BC	Gối	102.2	300	700	25	658	0.046	0.047	4.5	0.23	2	Φ 18			5.1	0.26	0.89
	Nhịp	87.4	300	700	25	658	0.040	0.040	3.9	0.20	2	Φ 18			5.1	0.26	0.76
	Gối	42.9	300	700	25	658	0.019	0.020	1.9	0.10	2	Φ 18			5.1	0.26	0.37
T19-4-CD	Gối	387.6	300	700	25	634	0.189	0.211	19.5	1.03	4	Φ 18	+ 4	Φ 18	20.4	1.07	0.96
	Nhịp	200.2	300	700	25	658	0.091	0.095	9.1	0.46	4	Φ 18			10.2	0.52	0.90
	Gối	299.5	300	700	25	642	0.142	0.154	14.4	0.75	4	Φ 18	+ 2	Φ 18	15.3	0.79	0.95
T20-4-AB	Gối	387.3	300	700	25	634	0.189	0.211	19.5	1.03	4	Φ 18	+ 4	Φ 18	20.4	1.07	0.96
	Nhịp	197.9	300	700	25	658	0.090	0.094	9.0	0.46	4	Φ 18			10.2	0.52	0.89
	Gối	280.9	300	700	25	642	0.134	0.144	13.5	0.70	4	Φ 18	+ 2	Φ 18	15.3	0.79	0.88
T20-4-BC	Gối	104.5	300	700	25	658	0.047	0.049	4.7	0.24	2	Φ 18			5.1	0.26	0.91
	Nhịp	92.6	300	700	25	658	0.042	0.043	4.1	0.21	2	Φ 18			5.1	0.26	0.81
	Gối	44.3	300	700	25	658	0.020	0.020	1.9	0.10	2	Φ 18			5.1	0.26	0.38
T20-4-CD	Gối	386.1	300	700	25	634	0.188	0.210	19.4	1.02	4	Φ 18	+ 4	Φ 18	20.4	1.07	0.96
	Nhịp	197.2	300	700	25	658	0.089	0.094	9.0	0.46	4	Φ 18			10.2	0.52	0.88
	Gối	296.5	300	700	25	642	0.141	0.153	14.3	0.74	4	Φ 18	+ 2	Φ 18	15.3	0.79	0.94
THUONG-4-AB	Gối	302.2	300	700	25	642	0.144	0.156	14.6	0.76	4	Φ 18	+ 2	Φ 18	15.3	0.79	0.96
	Nhịp	192.5	300	700	25	658	0.087	0.091	8.8	0.44	4	Φ 18			10.2	0.52	0.86
	Gối	204.1	300	700	25	658	0.092	0.097	9.3	0.47	4	Φ 18			10.2	0.52	0.92
THUONG-4-BC	Gối	69.7	300	700	25	658	0.032	0.032	3.1	0.16	2	Φ 18			5.1	0.26	0.60
	Nhịp	61.1	300	700	25	658	0.028	0.028	2.7	0.14	2	Φ 18			5.1	0.26	0.53
	Gối	32.3	300	700	25	658	0.015	0.015	1.4	0.07	2	Φ 18			5.1	0.26	0.28
THUONG-4-CD	Gối	600.1	300	700	25	631	0.295	0.360	33.1	1.75	4	Φ 25	+ 4	Φ 22	34.8	1.84	0.95
	Nhịp	361.9	300	700	25	655	0.166	0.182	17.4	0.89	4	Φ 25			19.6	1.00	0.89
	Gối	505.8	300	700	25	640	0.242	0.282	26.3	1.37	4	Φ 25	+ 2	Φ 22	27.2	1.42	0.97

Dầm	Vị Trí Mặt Cắt	M_{max} (kNm)	b (mm)	h (mm)	c = c' (mm)	h_0 (mm)	α_m	ξ	$A_{s,TT}$ (cm^2)	μ_{TT} %	Chọn Thép				$A_{s,Chọn}$ (cm^2)	$\mu_{Chọn}$ %	Hệ số an toàn
MAI-4-CD	Gối	186.1	300	700	25	658	0.084	0.088	8.5	0.43	4	Φ 18			10.2	0.52	0.83
	Nhịp	78.8	300	700	25	658	0.036	0.036	3.5	0.18	2	Φ 18			5.1	0.26	0.68
	Gối	133.3	300	700	25	658	0.060	0.062	6.0	0.30	3	Φ 18			7.6	0.39	0.78

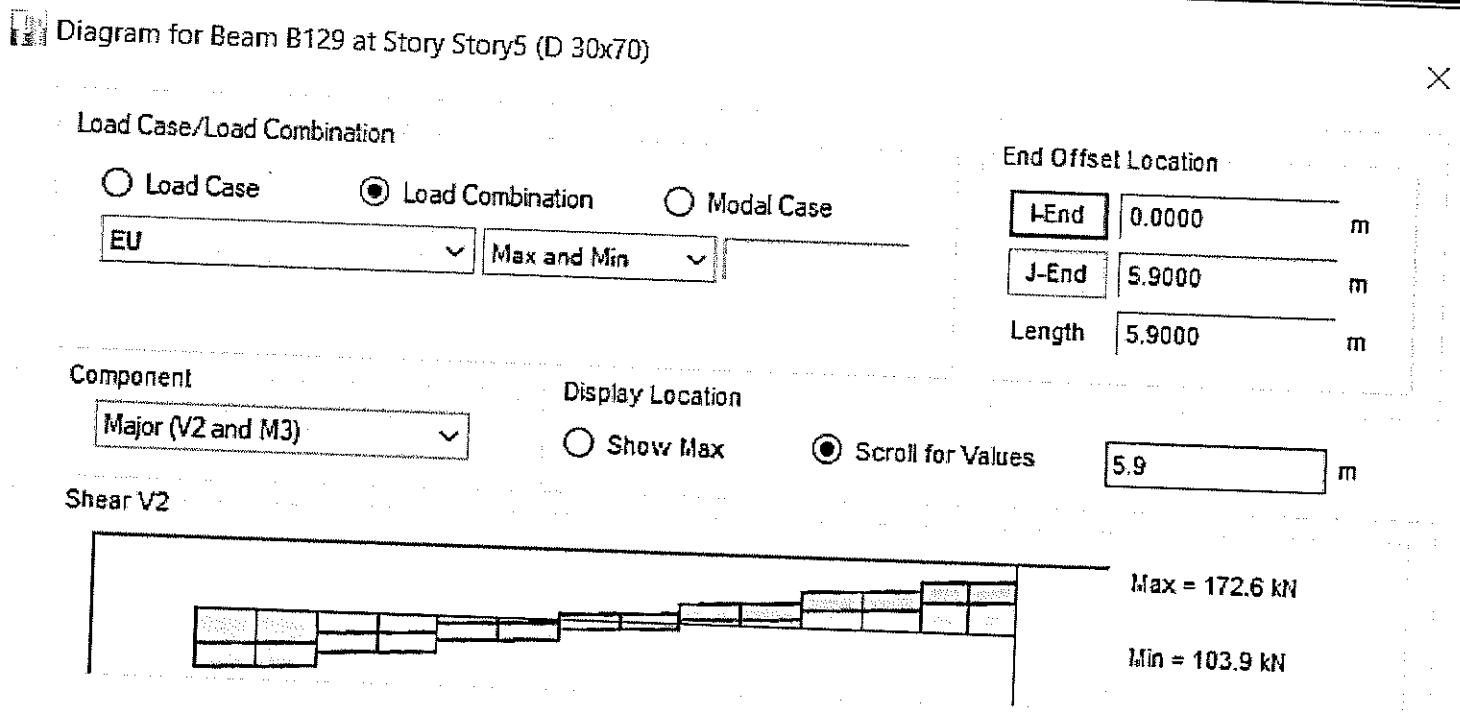
8.2.5. Kết quả tính toán cốt thép đai cho dầm khung trục 4

Tiến hành tính toán kiểm tra cốt đai cho 3 dầm điển hình: B129, B11 và B132

Để show giá trị lực cắt vào: Display ➔ Force/Stress Diagrams ➔ Frame/Pier/Spandrel/Link Forces



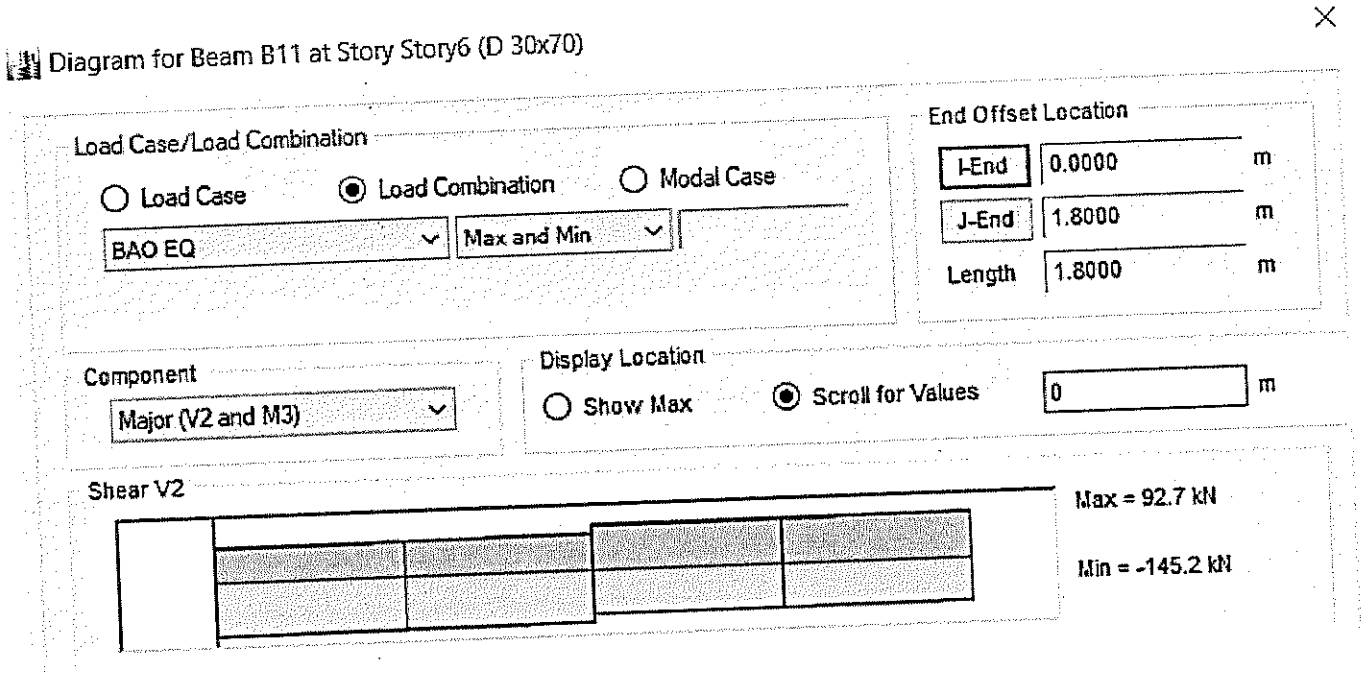
Hình 8.23 Giá trị lực V2 lớn nhất nhịp AB Trái (kN)



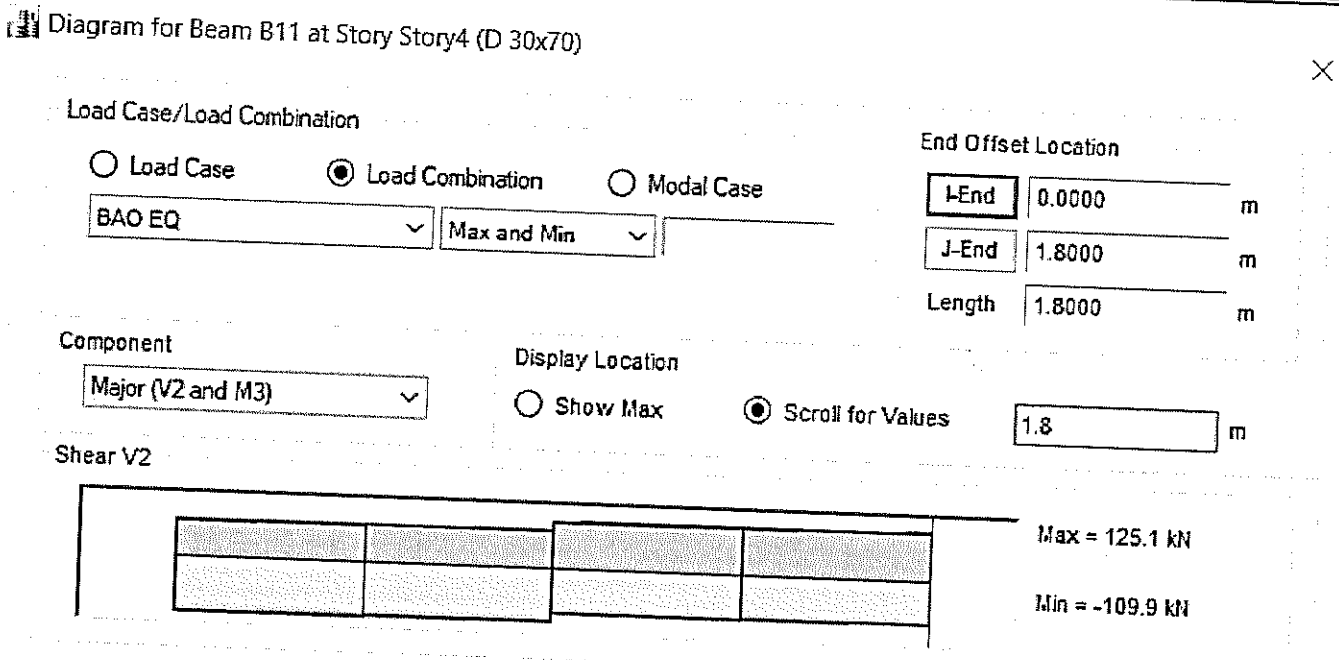
Hình 8.24 Giá trị lực V2 lớn nhất nhịp AB Phải (kN)

Tên dầm	Vị trí a (m) (Gối)	Q_{max} (kN)	b (mm)	h (mm)	a' (mm)	h_0 (mm)	Kiểm tra $Q<Q_{bc}$		Kiểm tra khả năng chịu cắt bê tông						Tính cốt đai				Bố trí đai					Kiểm tra		
							$Q_{bc}=0.3R_b bh_0$ (kN)	Check	a/h_0	Q_{b1} (kN)	$Q_{b1\,max}$ (kN)	$Q_{b1\,chọn}$ (kN)	$Q-Q_{b1}$ (kN)	Kiểm tra $Q<Q_{b1}$	Q_{sw1} (kN)	$q_{sw.min}$ (kN/m)	q_{sw} (kN/m)	A_{sw}/s (cm^2/cm)	n	ϕ	A_{sw} (cm^2)	s (mm)	A_{sw}/s (cm^2/cm)	S_{max} (mm)	S_{ct} (mm)	Check
B129	1.5	190.9	300	700	42	658	1006.74	OK	2.28	124.5	567.5	124.5	66.4	Tính cốt đai	66.4	86.3	100.9	0.0361	2	8	1.01	100	0.101	782	300	OK
B129	4.4	172.6	300	700	42	658	1006.74	OK	6.69	113.5	567.5	113.5	59.1	Tính cốt đai	59.1	86.3	89.81	0.0321	2	8	1.01	100	0.101	865	300	OK

Bảng 8-2 Bảng kiểm tra tính toán cốt đai cho dầm B129



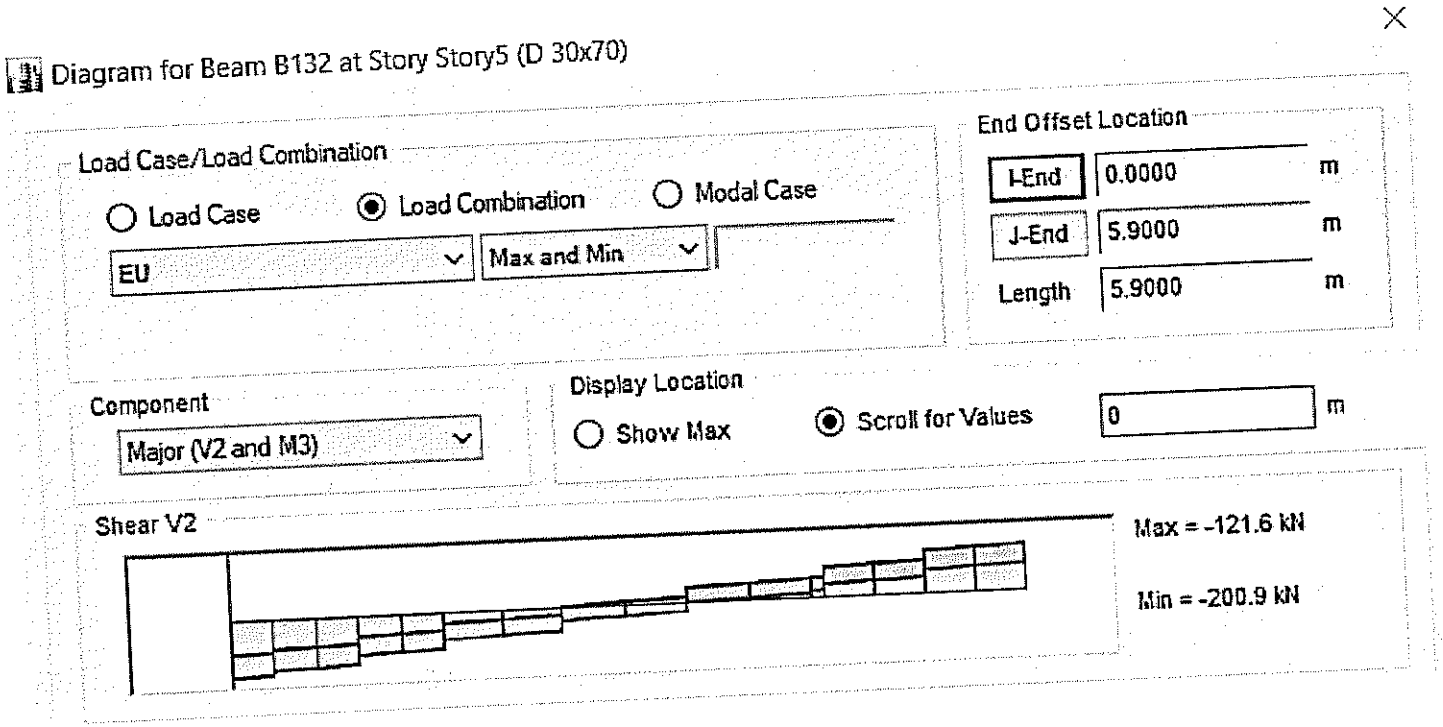
Hình 8.25 Giá trị lực V2 lớn nhất nhịp BC Trái (kN)



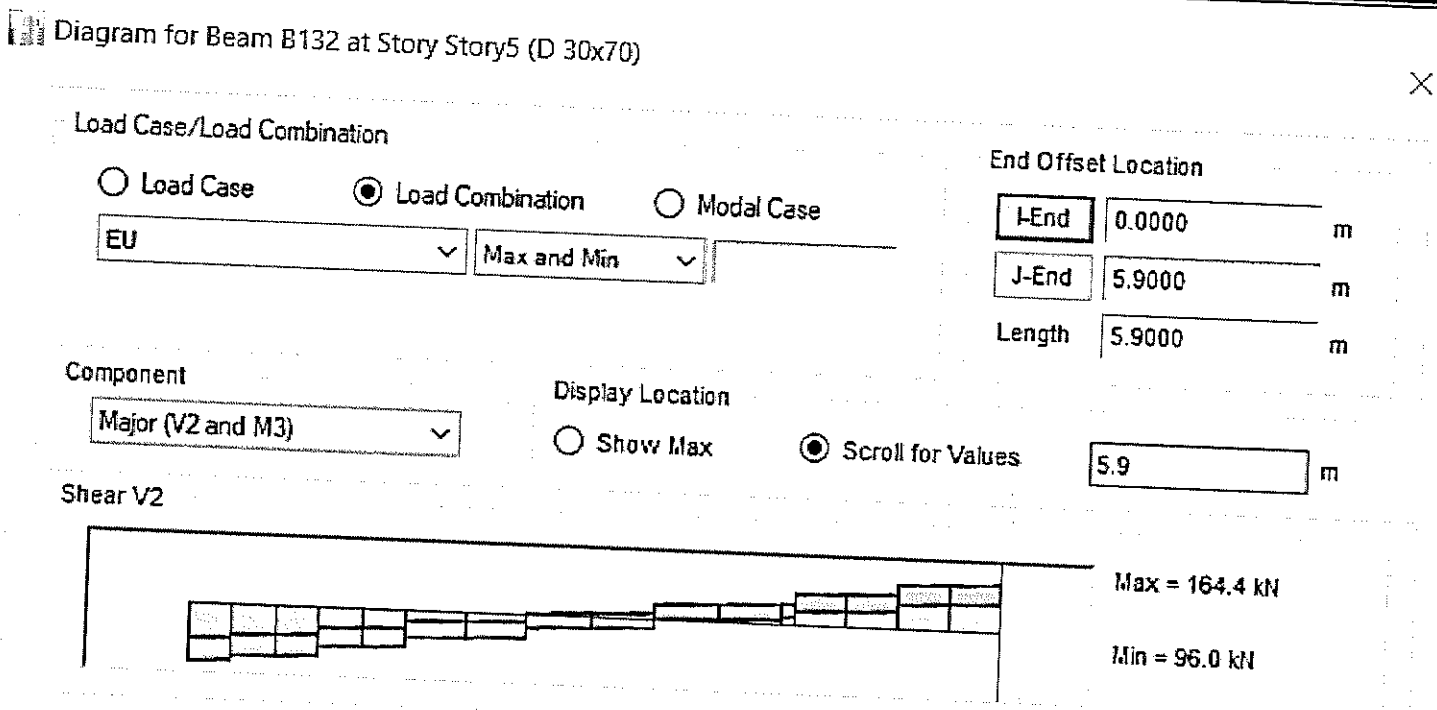
Hình 8.26 Giá trị lực V2 lớn nhất nhịp BC Phải (kN)

Tên dầm	Vị trí a (m) (Gối)	Q_{max} (kN)	b (mm)	h (mm)	a' (mm)	h_0 (mm)	Kiểm tra $Q<Q_{bc}$		Kiểm tra khả năng chịu cắt bê tông						Tính cốt đai				Bố trí đai						Kiểm tra		
							$Q_{bc}=0.3R_b bh_0$ (kN)	Check	a/h_0	Q_{b1} (kN)	$Q_{b1\,max}$ (kN)	$Q_{b1\,chọn}$ (kN)	$Q-Q_{b1}$ (kN)	Kiểm tra $Q<Q_{b1}$	Q_{sw1} (kN)	$q_{sw,min}$ (kN/m)	q_{sw} (kN/m)	A_{sw}/s (cm^2/cm)	n	ϕ	A_{sw} (cm^2)	s (mm)	A_{sw}/s (cm^2/cm)	S_{max} (mm)	S_{ct} (mm)	Check
B11	0.5	145.2	300	700	40	660	1009.8	OK	0.76	375.7	569.3	375.7	-231	Cấu tạo	0	86.3	0	0.0308	2	8	1.01	150	0.067	1035	495	OK
B11	1.3	125.1	300	700	40	660	1009.8	OK	1.97	144.5	569.3	144.5	-19.4	Cấu tạo	0	86.3	0	0.0308	2	8	1.01	150	0.067	1201	495	OK

Bảng 8-3 Bảng kiểm tra tính toán cốt đai cho dầm B11



Hình 8.27 Giá trị lực V2 lớn nhất nhịp CD Trái (kN)



Hình 8.28 Giá trị lực V2 lớn nhất nhịp CD Phải (kN)

Tên dầm	Vị trí a (m) (Gối)	Q_{max} (kN)	b (mm)	h (mm)	a' (mm)	h_0 (mm)	Kiểm tra $Q<Q_{bc}$		Kiểm tra khả năng chịu cắt bê tông						Tính cốt đai				Bố trí đai						Kiểm tra		
							$Q_{bc}=0.3R_b bh_0$ (kN)	Check	a/h_0	Q_{b1} (kN)	$Q_{b1\ max}$ (kN)	$Q_{b1\ chọn}$ (kN)	$Q-Q_{b1}$ (kN)	Kiểm tra $Q<Q_{b1}$	Q_{sw1} (kN)	$q_{sw,min}$ (kN/m)	q_{sw} (kN/m)	A_{sw}/s (cm^2/cm)	n	ϕ	A_{sw} (cm^2)	s (mm)	A_{sw}/s (cm^2/cm)	S_{max} (mm)	S_{ct} (mm)	Check
B132	1.5	200.9	300	700	42	658	1006.74	OK	2.28	124.5	567.5	124.5	76.4	Tính cốt đai	76.4	86.3	116.1	0.0415	2	8	1.01	100	0.101	744	300	OK
B132	4.4	164.4	300	700	42	658	1006.74	OK	6.69	113.5	567.5	113.5	50.9	Tính cốt đai	50.9	86.3	77.35	0.0308	2	8	1.01	100	0.101	909	300	OK

Bảng 8-4 Bảng kiểm tra tính toán cốt đai cho dầm B132

Kết quả tính toán cốt thép đai cho các dầm còn lại được trình bày ở bảng dưới đây:

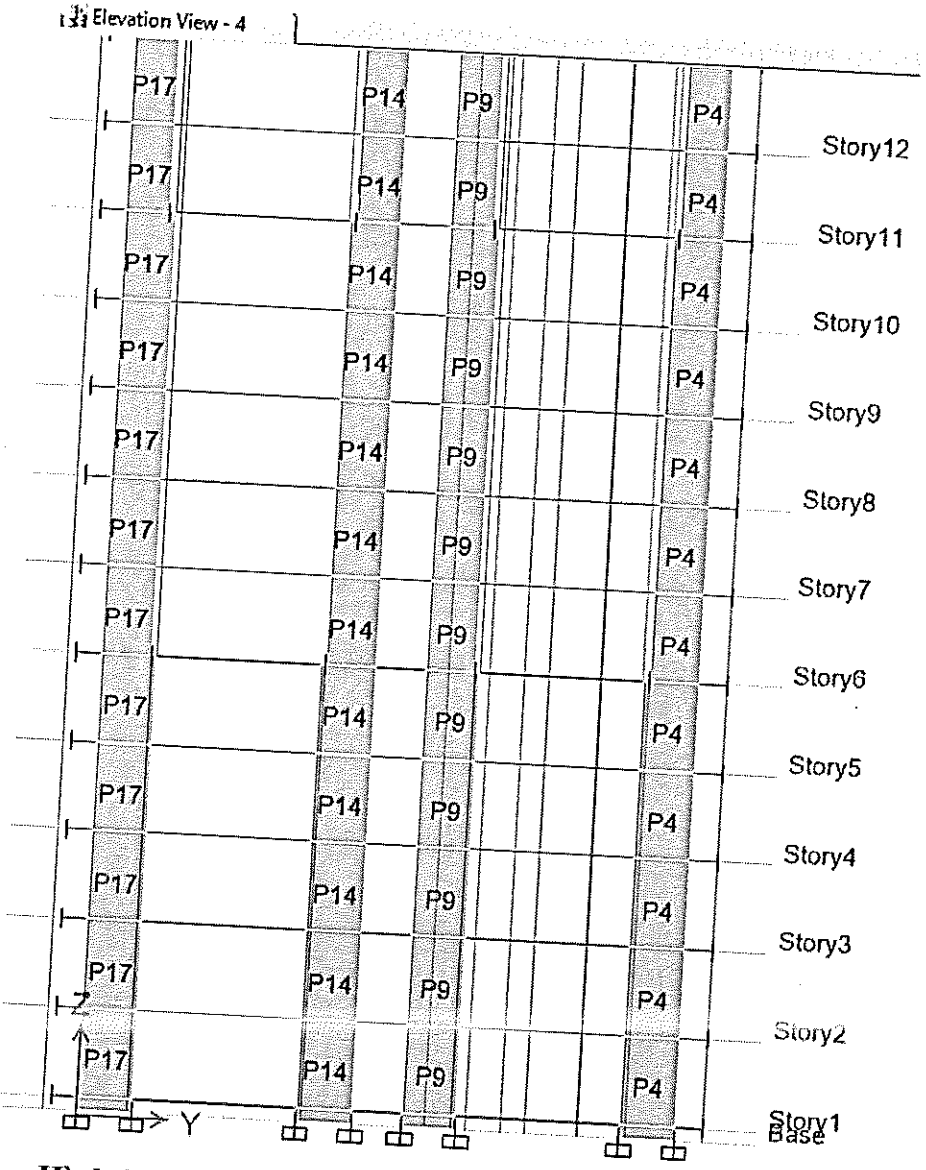
Tên dầm	Vị trí a (m) (Gối)	Q_{max} (kN)	b (mm)	h (mm)	a' (mm)	h_0 (mm)	Kiểm tra Q<Q_{bc}		Kiểm tra khả năng chịu cắt bê tông						Tính cốt đai				Bố trí đai					Kiểm tra		
							$Q_{bc}=0.3R_b bh_0$ (kN)	Check	a/h_0	$Q_{b,1}$ (kN)	$Q_{b,1\ max}$ (kN)	$Q_{b,1\ chọn}$ (kN)	$Q-Q_{b,1}$ (kN)	Kiểm tra Q<Q_{bt}	$Q_{sw,1}$ (kN)	$q_{sw,min}$ (kN/m)	q_{sw} (kN/m)	A_{sw}/s (cm^2/cm)	u	ϕ	A_{sw} (cm^2)	s (mm)	A_{sw}/s (cm^2/cm)	S_{max} (mm)	S_{ct} (mm)	Check
B291	1.6	214.4	300	700	42	658	1006.74	OK	2.43	116.7	567.5	116.7	97.7	Tính cốt đai	97.7	86.3	148.5	0.053	2	8	1.01	100	0.101	697	300	OK
B291	4.7	190.8	300	700	42	658	1006.74	OK	7.14	113.5	567.5	113.5	77.3	Tính cốt đai	77.3	86.3	117.5	0.042	2	8	1.01	100	0.101	783	300	OK
B365	1.7	201.7	300	700	42	658	1006.74	OK	2.58	113.5	567.5	113.5	88.2	Tính cốt đai	88.2	86.3	134	0.0479	2	8	1.01	100	0.101	741	300	OK
B365	5	174.3	300	700	42	658	1006.74	OK	7.60	113.5	567.5	113.5	60.8	Tính cốt đai	60.8	86.3	92.39	0.033	2	8	1.01	100	0.101	857	300	OK
B429	1.8	182.2	300	700	42	658	1006.74	OK	2.74	113.5	567.5	113.5	68.7	Tính cốt đai	68.7	86.3	104.4	0.0373	2	8	1.01	100	0.101	820	300	OK
B429	5.3	157.2	300	700	42	658	1006.74	OK	8.05	113.5	567.5	113.5	43.7	Tính cốt đai	43.7	86.3	66.41	0.0308	2	8	1.01	100	0.101	950	300	OK
B294	1.6	222	300	700	42	658	1006.74	OK	2.43	116.7	567.5	116.7	105	Tính cốt đai	105	86.3	160	0.0572	2	8	1.01	100	0.101	673	300	OK
B294	4.7	159.7	300	700	42	658	1006.74	OK	7.14	113.5	567.5	113.5	46.2	Tính cốt đai	46.2	86.3	70.21	0.0308	2	8	1.01	100	0.101	935	300	OK
B368	1.7	212.3	300	700	42	658	1006.74	OK	2.58	113.5	567.5	113.5	98.8	Tính cốt đai	98.8	86.3	150.1	0.0536	2	8	1.01	100	0.101	704	300	OK
B368	5	140.9	300	700	42	658	1006.74	OK	7.60	113.5	567.5	113.5	27.4	Tính cốt đai	27.4	86.3	41.63	0.0308	2	8	1.01	100	0.101	1060	300	OK
B432	1.8	187.3	300	700	42	658	1006.74	OK	2.74	113.5	567.5	113.5	73.8	Tính cốt đai	73.8	86.3	112.2	0.0401	2	8	1.01	100	0.101	798	300	OK
B432	5.3	258.2	300	700	42	658	1006.74	OK	8.05	113.5	567.5	113.5	145	Tính cốt đai	145	86.3	219.9	0.0785	2	8	1.01	100	0.101	579	300	OK
B432 (Tầng thượng)	1.8	315.9	300	700	46	654	1000.62	OK	2.75	112.8	564.1	112.8	203	Tính cốt đai	203	86.3	310.5	0.1109	2	12	2.26	100	0.226	467	300	OK
B432 (Tầng thượng)	5.3	515	300	700	46	654	1000.62	OK	8.10	112.8	564.1	112.8	402	Tính cốt đai	402	86.3	615	0.2196	2	12	2.26	100	0.226	287	300	OK

Kết luận:

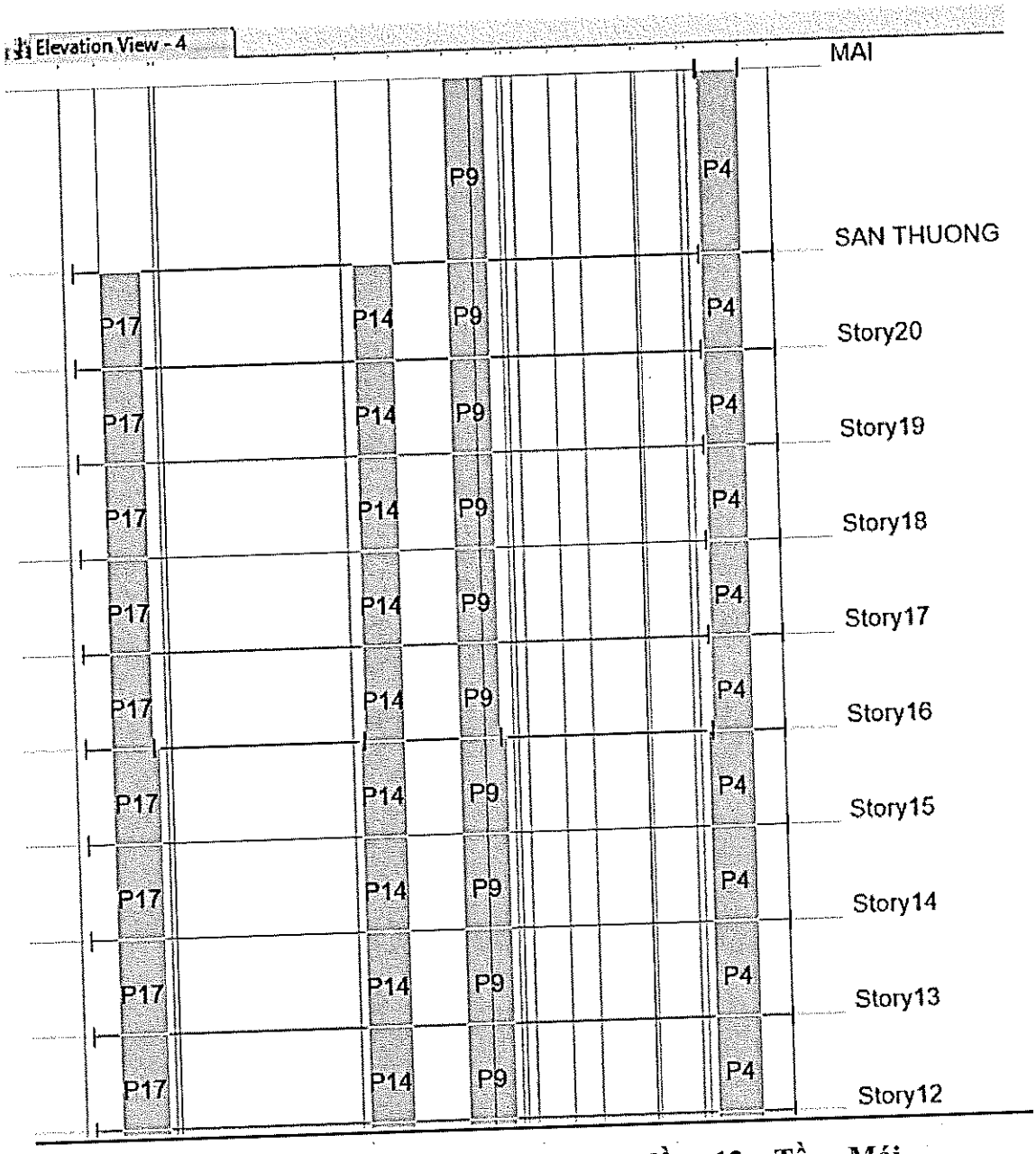
- Đối với các dầm: B129, B291, B365, B429, B132, B294, B368 bố trí đai Ø8a100 trong phạm vi gần gối tựa (1/4 nhịp), Ø8a150 trong phạm vi giữa nhịp (1/2 nhịp) (Đai 2 nhánh).
- Đối với dầm B11 bố trí đai Ø8a150 cho cả nhịp (Đai 2 nhánh).
- Đối với dầm B432 bố trí Ø8a100 trong phạm vi gần gối tựa (1/4 nhịp), Ø8a150 trong phạm vi giữa nhịp (1/2 nhịp) (Đai 2 nhánh).
- Đối với dầm B432 Tầng thượng (vị trí đặt bể nước mái) bố trí Ø12a100 trong phạm vi gần gối tựa (1/4 nhịp), Ø12a150 trong phạm vi giữa nhịp (1/2 nhịp) (Đai 2 nhánh).

8.3. THIẾT KẾ VÁCH

8.3.1. Kích thước vách



Hình 8.29 Tên vách khung trục 4 từ Tầng 1 – Tầng 12



Hình 8.30 Tên vách khung trục 4 từ Tầng 12 – Tầng Mái

Bảng 8-5 Kích thước vách P17

Tên vách	Tầng	Bề dày (mm)	Chiều dài (mm)
P17	T1 → T3	400	2000
	T4 → T5	300	2000
	T6 → T10	300	1800
	T11 → T15	300	1600
	T16 → T20	300	1400

Bảng 8-6 Kích thước vách P14

Tên vách	Tầng	Bề dày (mm)	Chiều dài (mm)
P14	T1 → T3	400	2000
	T4 → T5	300	2000
	T6 → T10	300	1800
	T11 → T15	300	1600
	T16 → T20	300	1400

Bảng 8-7 Kích thước vách P9

Tên vách	Tầng	Bề dày (mm)	Chiều dài (mm)
P9	T1 → T3	400	2000
	T4 → T5	300	2000
	T6 → T10	300	1800
	T11 → T15	300	1600
	T16 → Tầng thượng	300	1400

Bảng 8-8 Kích thước vách P4

Tên vách	Tầng	Bề dày (mm)	Chiều dài (mm)
P4	T1 → T3	400	2000
	T4 → T5	300	2000
	T6 → T10	300	1800
	T11 → T15	300	1600
	T16 → Tầng thượng	300	1400

8.3.2. Tính toán thiết kế vách

Tiêu chuẩn áp dụng: **Eurocode 2 – 2004**

Sinh viên tiến hành tính toán vách bằng tay cho 1 tầng, còn các tầng còn lại thì thiết kế tự động bằng phần mềm Etabs 2017.

8.3.2.1. Tính thép đứng chịu lực trong vách theo EC2

- Công trình sử dụng bê tông B30, để tính toán theo Tiêu chuẩn Eurocode2 – 2004 ta phải quy đổi sang loại bê tông theo Tiêu chuẩn EC2

➔ Tra bảng A.1 (phụ lục A – TCVN 5574:2012 vì trong TCVN 5574:2018 không đề cập phần này): $f_m \geq 38.53(\text{MPa})$ (cường độ nén TB của mẫu thử chuẩn hình lập phương) (*)

Theo tiêu chuẩn EC2, cường độ nén TB của mẫu thử chuẩn hình lập phương:

$$f_{m-EC} = f_{ck,cube} + 4\text{MPa} \ \text{(EN 206)} \ (**)$$

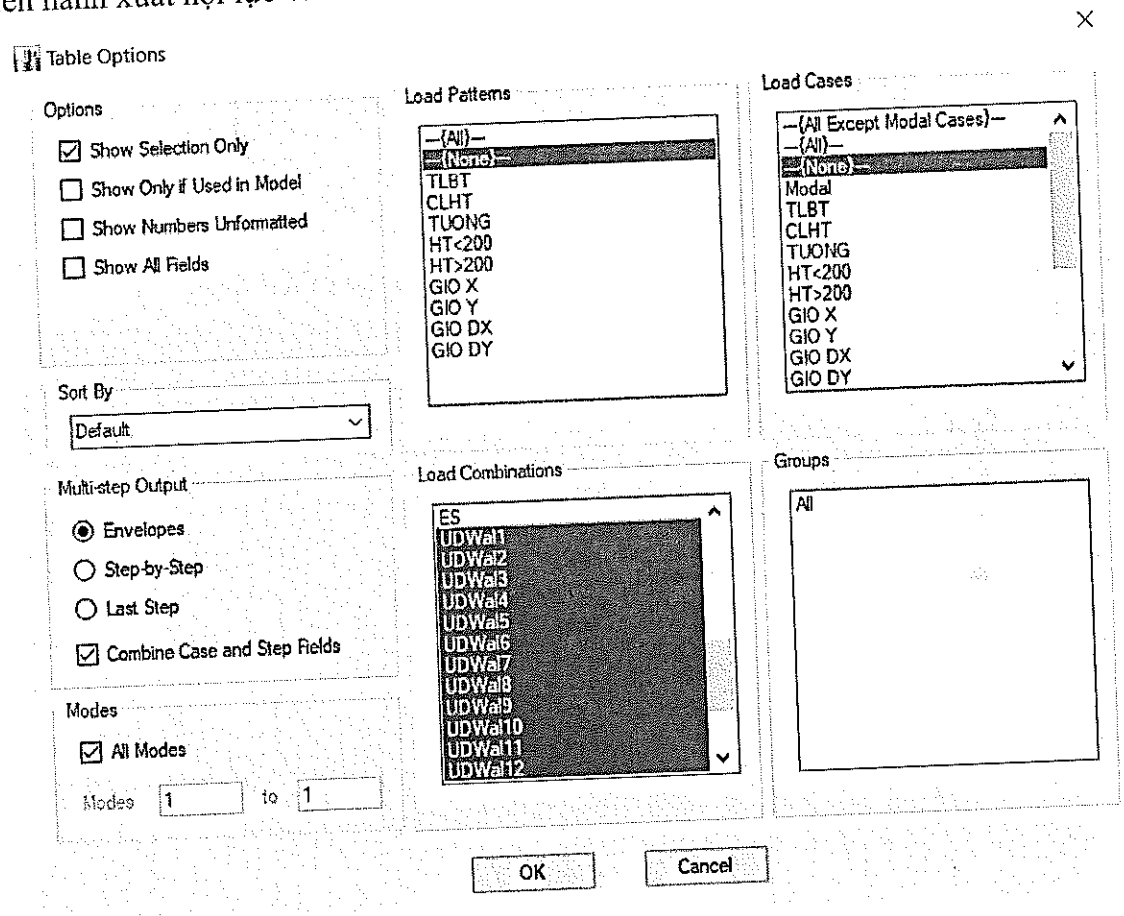
Từ (*) và (**): để quy đổi tương đương từ bê tông theo TCVN sang EC2 thì yêu cầu:

$$f_{ck,cube} + 4\text{MPa} \geq 38.53(\text{MPa}) \Rightarrow f_{ck,cube} \geq 38.53 - 4 = 34.53(\text{MPa})$$

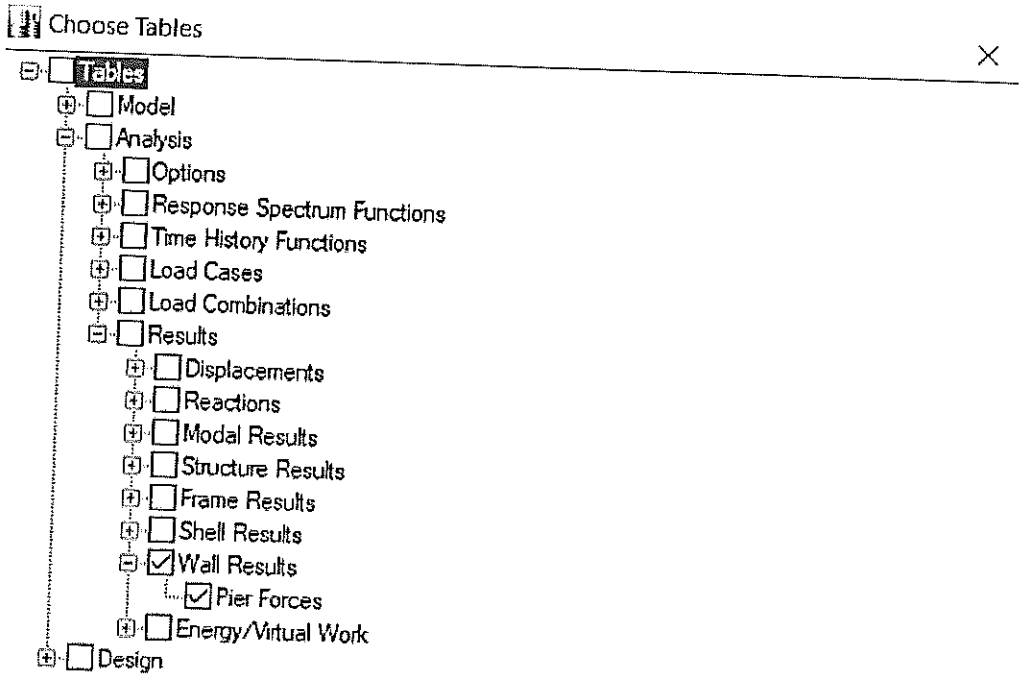
➔ Tra bảng 3.1 (trang 29) của tiêu chuẩn EC2, chọn $f_{ck,cube} = 37(\text{MPa})$

➔ Cấp độ bền bê tông của EC2 tương đương với bê tông B30 của TCVN là: C30/37

Tiến hành xuất nội lực vách từ Etabs để tính toán: Display ➔ Show table



Hình 8.31 Chọn 18 tổ hợp thiết kế vách theo EC2 trong Table Option



Hình 8.32 Chọn Pier Forces để xuất nội lực vách

Tiến hành lấy nội lực và tính toán vách cho Tầng 5 với bảng nội lực dưới đây:

Story	Pier	Load Case/Combo	Location	P (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kN.m)	M3 (kN.m)
Story5	P4	UDWal5	Top	-11859	179.2	43.1	-74.1	-350.3
Story5	P4	UDWal5	Bottom	-11922	179.2	43.1	63.8	223
Story5	P9	UDWal5	Top	-12550	-50.2	20.9	-36.5	92.8
Story5	P9	UDWal5	Bottom	-12613	-50.2	20.9	30.3	-67.8
Story5	P14	UDWal6	Top	-13611	-25.2	3.1	-5.6	-187.3
Story5	P14	UDWal6	Bottom	-13675	-25.2	3.1	4.4	-267.8
Story5	P17	UDWal6	Top	-14507	-150.9	-0.3	0.8	89.2
Story5	P17	UDWal6	Bottom	-14571	-150.9	-0.3	-0.3	-393.9

Bảng 8-9 Nội lực vách Tầng 5 được xuất từ Etabs

a. Tính vách P4

- Chọn bề rộng vùng biên B_1 thỏa mãn:

$$t_w = 300(\text{mm}) \le B_1 \le \frac{l_w}{2} = \frac{2000}{2} = 1000(\text{mm})$$ ➔ chọn $B_1 = l_w/2 = 2000/2 = 1000$ (mm)

- Tính toán lực dọc tác dụng lên vùng biên (quy ước: nén +, kéo -):

$$N_{Ed\_left} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{l_w - B_1} = \frac{11922}{2} + \frac{223}{2-1} = 6148(\text{kN})$$ ➔ Chịu nén

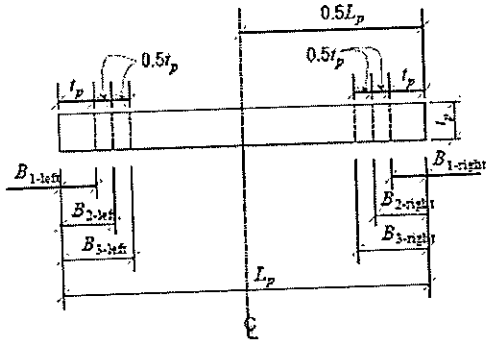
$$N_{Ed\_right} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{l_w - B_1} = \frac{11922}{2} - \frac{223}{2-1} = 5738(\text{kN})$$ ➔ Chịu nén

Do cả 2 vùng biên đều chịu nén nên ta chỉ cần tính với vùng biên chịu lực nén lớn hơn. Sau đó bố trí vùng biên còn lại giống vùng biên được tính toán.

- Công thức tính toán:

$$N_{Ed\_max} = P_{max\_factor} \times \left[\eta f_{cd}(A_c - A_{sc}) + f_{yd}A_{sc}\right]$$

$$\Rightarrow A_{sc} = \frac{\frac{N_{Ed\_max}}{P_{max\_factor}} - \eta f_{cd}A_c}{f_{yd} - \eta f_{cd}}$$



Với: $N_{Ed\_max} = 6148(\text{kN})$

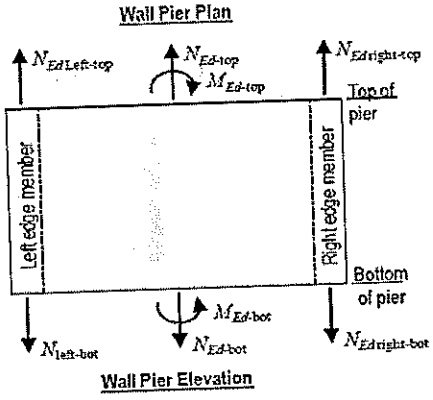
$P_{max\_factor} = 0.8$

$\eta = 1$ (do $f_{ck} = 30$ MPa < 50 MPa)

Cường độ thiết kế của bê tông:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc}f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \times 30}{1.5} = 20(\text{MPa});\ \alpha_{cc} = 1; \gamma_c = 1.5$$

$$A_c = B_1 \times t_w = 1000 \times 300 = 300000(\text{mm}^2)$$



Cường độ thiết kế của thép:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8(\text{MPa})$$

$$\Rightarrow A_{sc} = \frac{\frac{6148 \times 10^3}{0.8} - 1 \times 20 \times 300000}{347.8 - 1 \times 20} = 5140.3(\text{mm}^2)$$

Tính hàm lượng thép vách tại vùng biên:

$$\mu_{min} = 0.5\% \le \mu_b = \frac{A_{sc}}{A_c} \times 100\% = \frac{5140.3}{300000} \times 100\% = 1.71\% \le \mu_{max} = 4\% \rightarrow \text{Thỏa}$$

➔ Chọn thép (chọn theo số lượng cây thép & bố trí đều theo chu vi vùng biên): 32Ø16

Chọn cốt thép vùng giữa theo điều kiện cấu tạo:

$$\Rightarrow \mu_{ct} = \frac{Asc\_g}{A_{cg}} \times 100\% \ge \mu_{min} = 0.25\%$$

b. Tính vách P9

- Chọn bề rộng vùng biên B_1 thỏa mãn:

$$t_w = 300(mm) \le B_1 \le \frac{l_w}{2} = \frac{2000}{2} = 1000(mm)$$ ➔ chọn $B_1 = l_w/2 = 2000/2 = 1000$ (mm)

- Tính toán lực dọc tác dụng lên vùng biên (quy ước: nén +, kéo -):

$$N_{Ed\_left} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{l_w - B_1} = \frac{12613}{2} + \frac{67.8}{2-1} = 6374.3(kN)$$ ➔ Chịu nén

$$N_{Ed\_right} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{l_w - B_1} = \frac{12613}{2} - \frac{67.8}{2-1} = 6238.7(kN)$$ ➔ Chịu nén

Do cả 2 vùng biên đều chịu nén nên ta chỉ cần tính với vùng biên chịu lực nén lớn hơn. Sau đó bố trí vùng biên còn lại giống vùng biên được tính toán.

- Công thức tính toán:

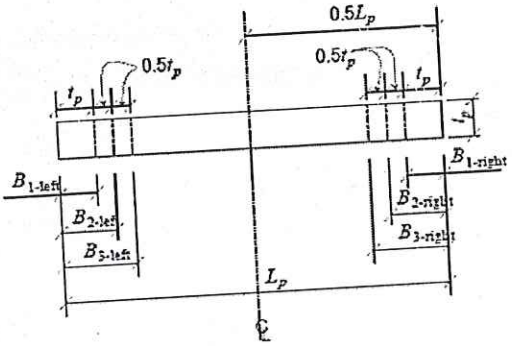
$$N_{Ed\_max} = P_{max\_factor} \times \left[\eta f_{cd}(A_c - A_{sc}) + f_{yd}A_{sc}\right]$$

$$\Rightarrow A_{sc} = \frac{\frac{N_{Ed\_max}}{P_{max\_factor}} - \eta f_{cd}A_c}{f_{yd} - \eta f_{cd}}$$

Với: $N_{Ed\_max} = 6374.3(kN)$

$P_{max\_factor} = 0.8$

$\eta = 1$ (do $f_{ck} = 30$ MPa < 50 MPa)



Cường độ thiết kế của bê tông:

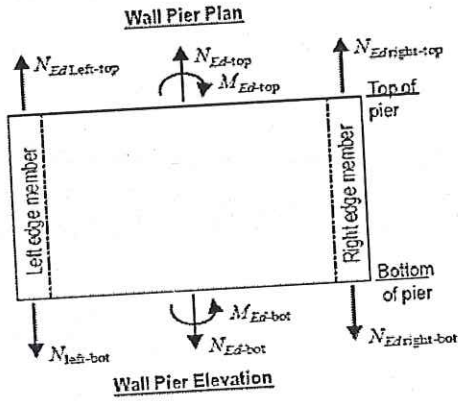
$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \times 30}{1.5} = 20(\text{MPa});\ \alpha_{cc} = 1; \gamma_c = 1.5$$

$$A_c = B_1 \times t_w = 1000 \times 300 = 300000(\text{mm}^2)$$

Cường độ thiết kế của thép:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8(\text{MPa})$$

$$\Rightarrow A_{sc} = \frac{\frac{6374.3 \times 10^3}{0.8} - 1 \times 20 \times 300000}{347.8 - 1 \times 20} = 6003.3(\text{mm}^2)$$



Tính hàm lượng thép vách tại vùng biên:

$$\mu_{min} = 0.5\% \le \mu_b = \frac{A_{sc}}{A_c} \times 100\% = \frac{6003.3}{300000} \times 100\% = 2\% \le \mu_{max} = 4\% \rightarrow \text{Thỏa}$$

➔ Chọn thép (chọn theo số lượng cây thép & bố trí đều theo chu vi vùng biên): 32Ø16

Chọn cốt thép vùng giữa theo điều kiện cấu tạo:

$$\Rightarrow \mu_{ct} = \frac{Asc\_g}{A_{cg}} \times 100\% \ge \mu_{min} = 0.25\%$$

c. Tính vách P14

- Chọn bề rộng vùng biên B_1 thỏa mãn:

$$t_w = 300(\text{mm}) \le B_1 \le \frac{l_w}{2} = \frac{2000}{2} = 1000(\text{mm})$$ ➔ chọn $B_1 = l_w/2 = 2000/2 = 1000$ (mm)

- Tính toán lực dọc tác dụng lên vùng biên (quy ước: nén +, kéo -):

$$N_{Ed\_left} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{l_w - B_1} = \frac{13675}{2} + \frac{267.8}{2-1} = 7105.3(\text{kN})$$ ➔ Chịu nén

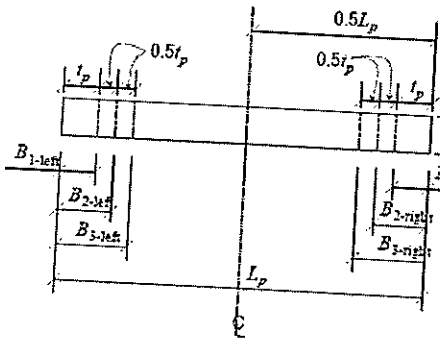
$$N_{Ed\_right} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{l_w - B_1} = \frac{13675}{2} - \frac{267.8}{2-1} = 6569.7(\text{kN})$$ ➔ Chịu nén

Do cả 2 vùng biên đều chịu nén nên ta chỉ cần tính với vùng biên chịu lực nén lớn hơn. Sau đó bố trí vùng biên còn lại giống vùng biên được tính toán.

- Công thức tính toán:

$$N_{Ed\_max} = P_{max\_factor} \times \left[\eta f_{cd} \left(A_c - A_{sc} \right) + f_{yd} A_{sc} \right]$$

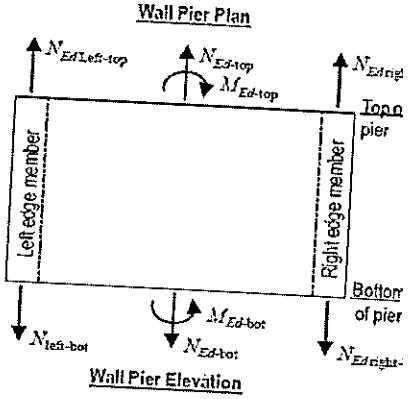
$$\Rightarrow A_{sc} = \frac{\dfrac{N_{Ed\_max}}{P_{max\_factor}} - \eta f_{cd} A_c}{f_{yd} - \eta f_{cd}}$$



Với: $N_{Ed\_max} = 7105.3(kN)$

$P_{max\_factor} = 0.8$

$\eta = 1$ (do $f_{ck} = 30$ MPa < 50 MPa)



Cường độ thiết kế của bê tông:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \times 30}{1.5} = 20(\text{MPa}); \ \alpha_{cc} = 1; \gamma_c = 1.5$$

$$A_c = B_1 \times t_w = 1000 \times 300 = 300000(\text{mm}^2)$$

Cường độ thiết kế của thép:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8(\text{MPa})$$

$$\Rightarrow A_{sc} = \frac{\dfrac{7105.3 \times 10^3}{0.8} - 1 \times 20 \times 300000}{347.8 - 1 \times 20} = 8790.8(\text{mm}^2)$$

Tính hàm lượng thép vách tại vùng biên:

$$\mu_{min} = 0.5\% \le \mu_b = \frac{A_{sc}}{A_c} \times 100\% = \frac{8790.8}{300000} \times 100\% = 2.93\% \le \mu_{max} = 4\% \rightarrow \text{Thỏa}$$

➔ Chọn thép (chọn theo số lượng cây thép & bố trí đều theo chu vi vùng biên): $32\varnothing 20$

Chọn cốt thép vùng giữa theo điều kiện cấu tạo:

$$\Rightarrow \mu_{ct} = \frac{A_{sc\_g}}{A_{cg}} \times 100\% \ge \mu_{min} = 0.25\%$$

d. Tính vách P17

- Chọn bề rộng vùng biên B_1 thỏa mãn:

$$t_w = 300(\text{mm}) \le B_1 \le \frac{l_w}{2} = \frac{2000}{2} = 1000(\text{mm})$$ ➔ chọn $B_1 = l_w/2 = 2000/2 = 1000$ (mm)

- Tính toán lực dọc tác dụng lên vùng biên (quy ước: nén +, kéo -):

$$N_{Ed\_left} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{l_w - B_1} = \frac{14571}{2} + \frac{393.9}{2-1} = 7679.4(\text{kN})$$ ➔ Chịu nén

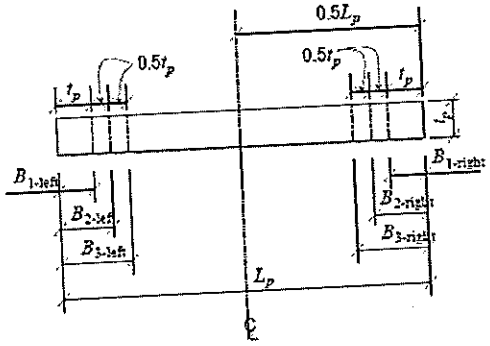
$$N_{Ed\_right} = \frac{N_{Ed}}{2} + \frac{M_{Ed}}{l_w - B_1} = \frac{14571}{2} - \frac{393.9}{2-1} = 6891.6(\text{kN})$$ ➔ Chịu nén

Do cả 2 vùng biên đều chịu nén nên ta chỉ cần tính với vùng biên chịu lực nén lớn hơn. Sau đó bố trí vùng biên còn lại giống vùng biên được tính toán.

- Công thức tính toán:

$$N_{Ed\_max} = P_{max\_factor} \times \left[\eta f_{cd}(A_c - A_{sc}) + f_{yd}A_{sc}\right]$$

$$\Rightarrow A_{sc} = \frac{\frac{N_{Ed\_max}}{P_{max\_factor}} - \eta f_{cd}A_c}{f_{yd} - \eta f_{cd}}$$



Với: $N_{Ed\_max} = 7679.4(\text{kN})$

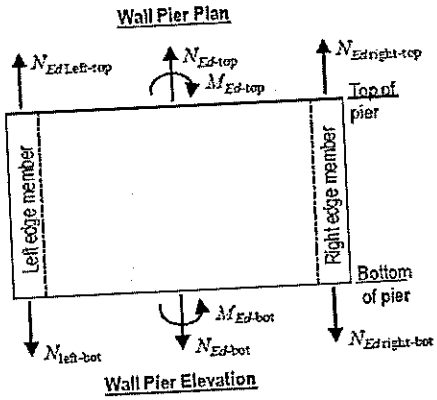
$P_{max\_factor} = 0.8$

$\eta = 1$ (do $f_{ck} = 30$ MPa < 50 MPa)

Cường độ thiết kế của bê tông:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{1 \times 30}{1.5} = 20(\text{MPa});\ \alpha_{cc} = 1; \gamma_c = 1.5$$

$$A_c = B_1 \times t_w = 1000 \times 300 = 300000(\text{mm}^2)$$



Cường độ thiết kế của thép:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.8(\text{MPa})$$

$$\Rightarrow A_{sc} = \frac{\frac{7679.4 \times 10^3}{0.8} - 1 \times 20 \times 300000}{347.8 - 1 \times 20} = 10980(\text{mm}^2)$$

Tính hàm lượng thép vách tại vùng biên:

$$\mu_{min} = 0.5\% \le \mu_b = \frac{A_{sc}}{A_c} \times 100\% = \frac{10980}{300000} \times 100\% = 3.66\% \le \mu_{max} = 4\%$$ ➔ Thỏa

➔ Chọn thép (chọn theo số lượng cây thép & bố trí đều theo chu vi vùng biên): 32∅25

Chọn cốt thép vùng giữa theo điều kiện cấu tạo:

$$\Rightarrow \mu_{ct} = \frac{Asc\_g}{A_{cg}} \times 100\% \ge \mu_{min} = 0.25\%$$

8.3.2.2. Thiết kế vách tự động theo tiêu chuẩn Eurocode 2 bằng Etabs 2017

a. Khai báo và gán phần tử Pier cho vách

Tiến hành khai báo và gán phần tử Pier cho các vách cần thiết kế trong khung trục 4:

Chọn các vách cần thiết kế ➔ Assign ➔ Shell ➔ Pier Label

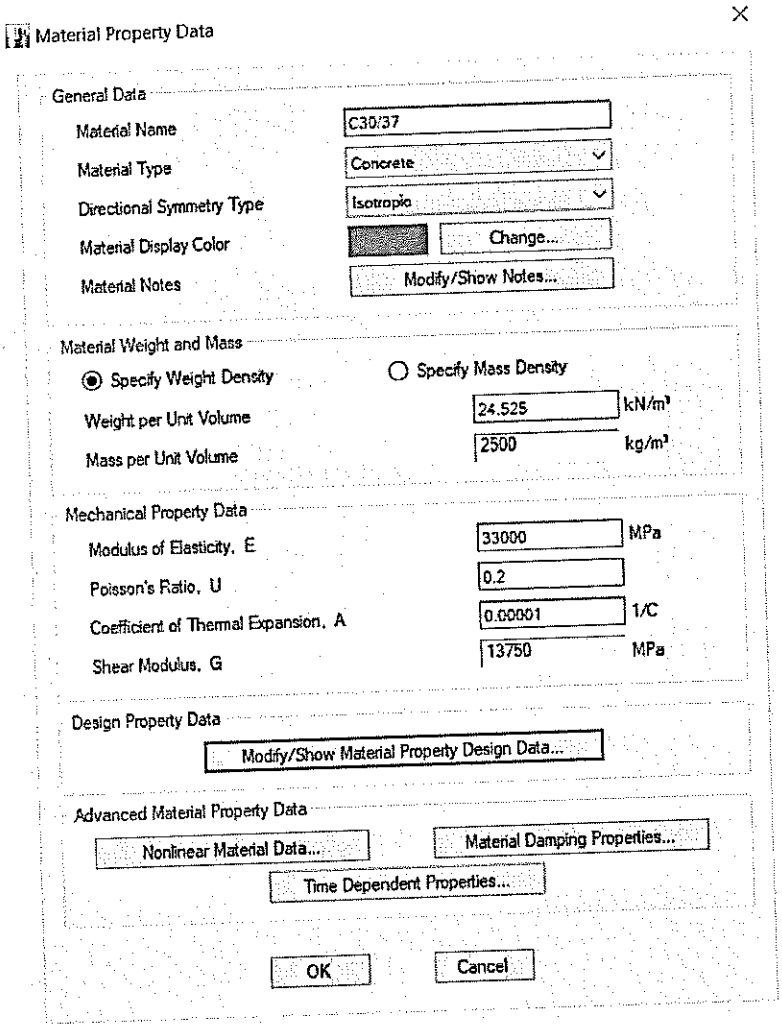
Lưu ý:

- Trên cùng 1 tầng nếu muốn tính toán cốt thép cho từng vách đơn riêng lẻ, thì cần khai báo mỗi vách bằng 1 tên Pier khác nhau
- Trên các tầng khác nhau, nếu 1 vách chạy thẳng từ dưới lên trên thì đặt cùng 1 tên Pier.

b. Khai báo vật liệu để thiết kế

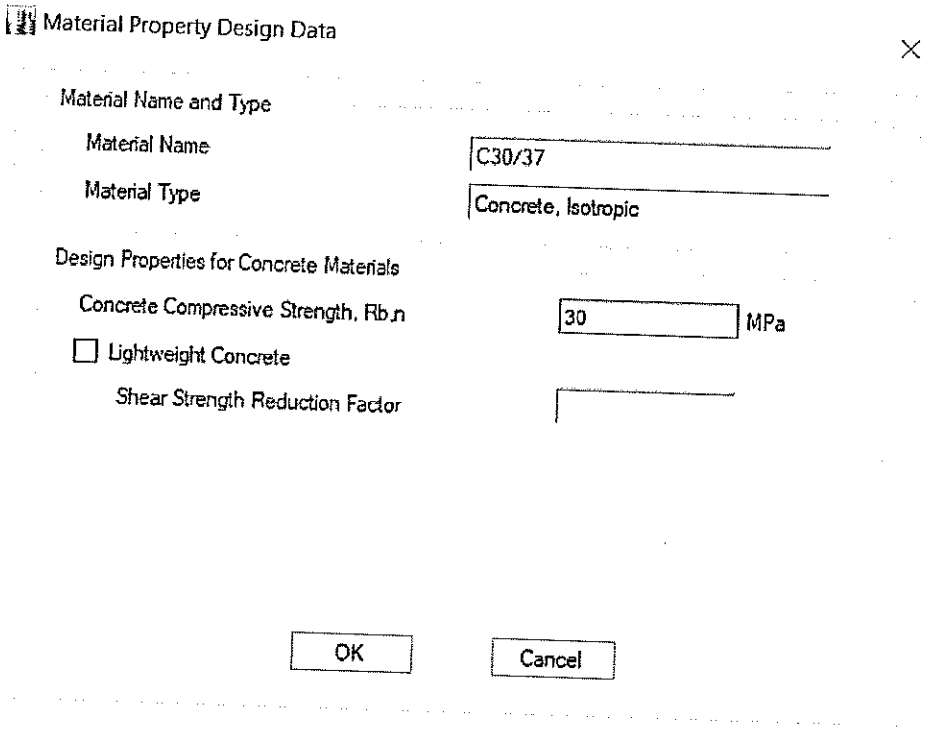
- **Bê tông: C30/37**

Define ➔ Material Properties ➔ Add new material



Hình 8.33 Nhập các thông số của Bê tông C30/37

Tiếp theo vào **Design property Data ➔ Modify/Show Material Property Design Data**



Hình 8.34 Nhập f_{ck} của bê tông C30/37

➔ OK ➔ OK ➔ Kết thúc khai báo vật liệu Bê tông

- **Cốt thép: CB400-V**

Define ➔ Material Properties ➔ Add new material

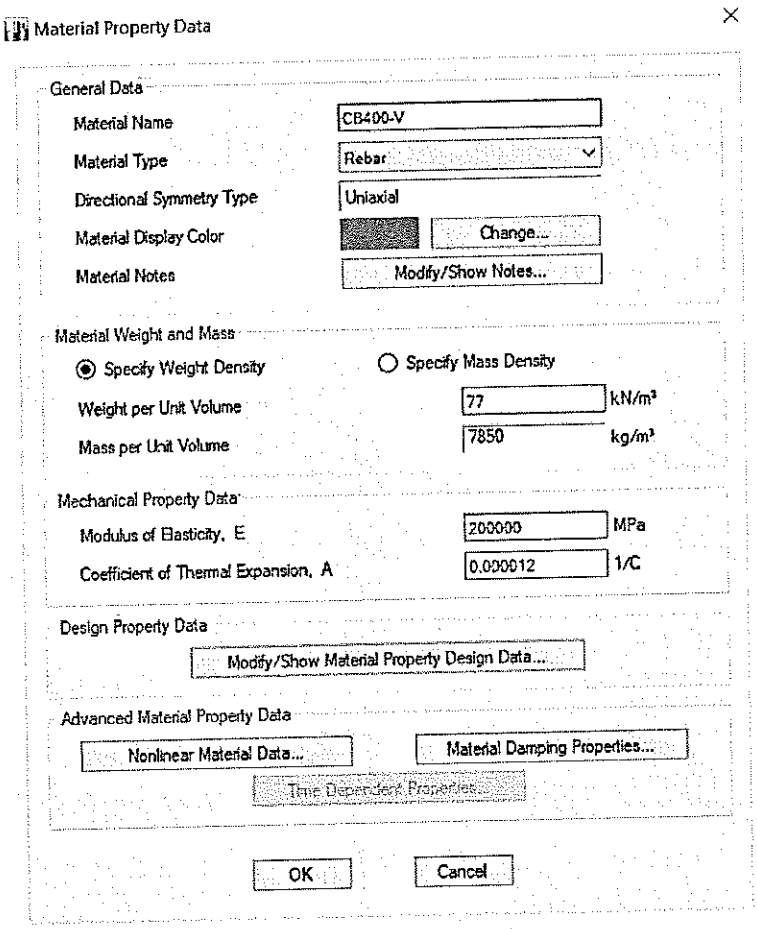
Chú thích:

F_y là giới hạn chảy của thép

$F_u = \frac{F_y}{0.9}$ là giới hạn bền của thép

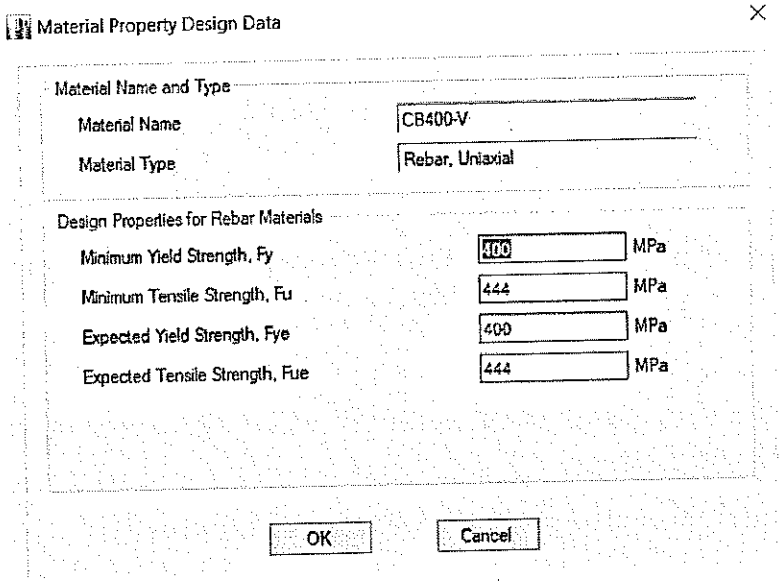
F_{ye} là giới hạn chảy hữu hiệu của thép

F_{ue} là giới hạn bền hữu hiệu của thép.



Hình 8.35 Nhập các thông số của Cốt thép CB400-V

Tiếp theo vào **Design property Data ➔ Modify/Show Material Property Design Data**

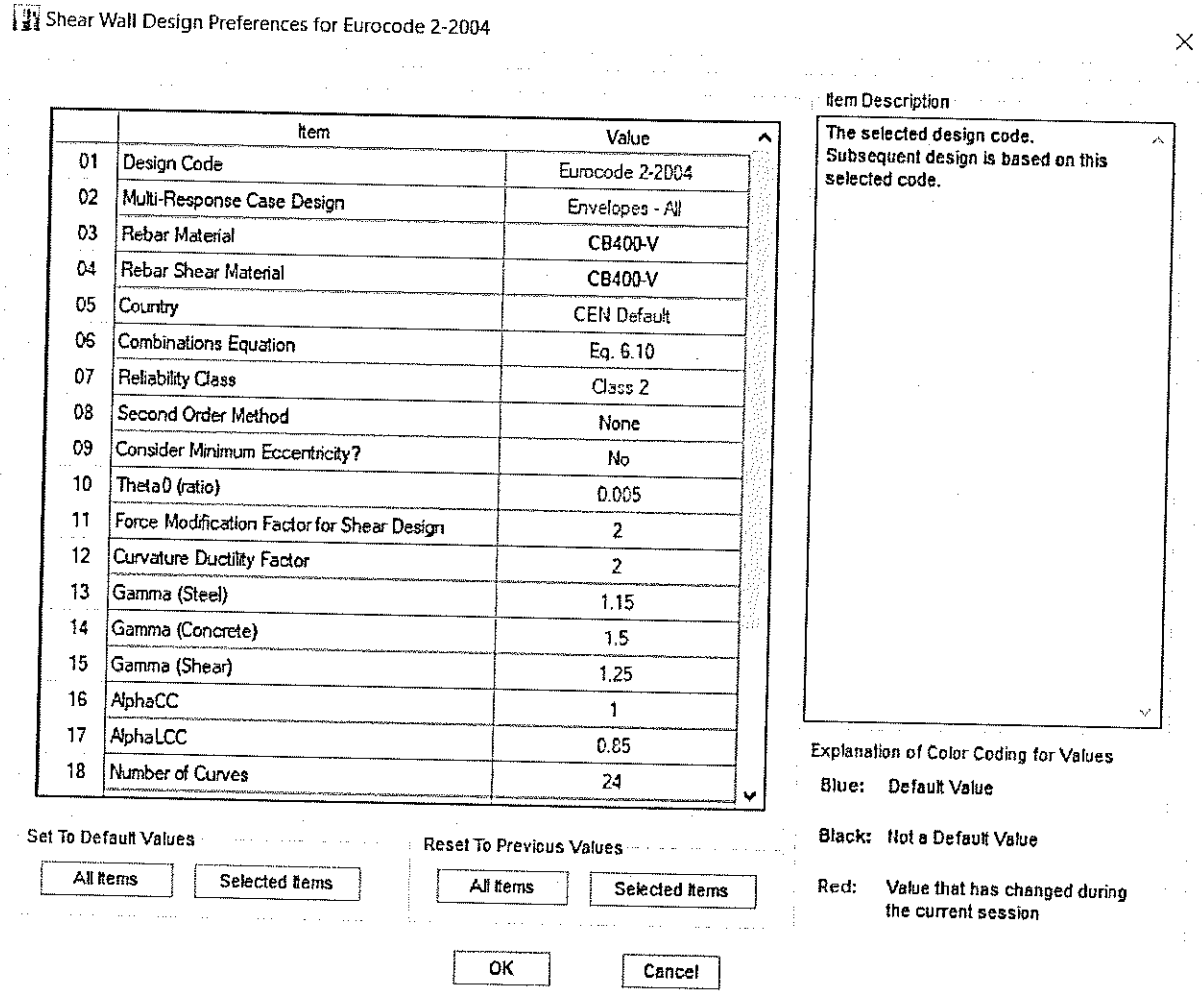


Hình 8.36 Nhập các thông số thiết kế của Cốt thép CB400-V

➔ OK ➔ OK ➔ Kết thúc khai báo vật liệu Cốt thép.

c. Các tùy chỉnh trước khi thiết kế

Design ➔ Shear Wall Design ➔ View/Revise Preferences

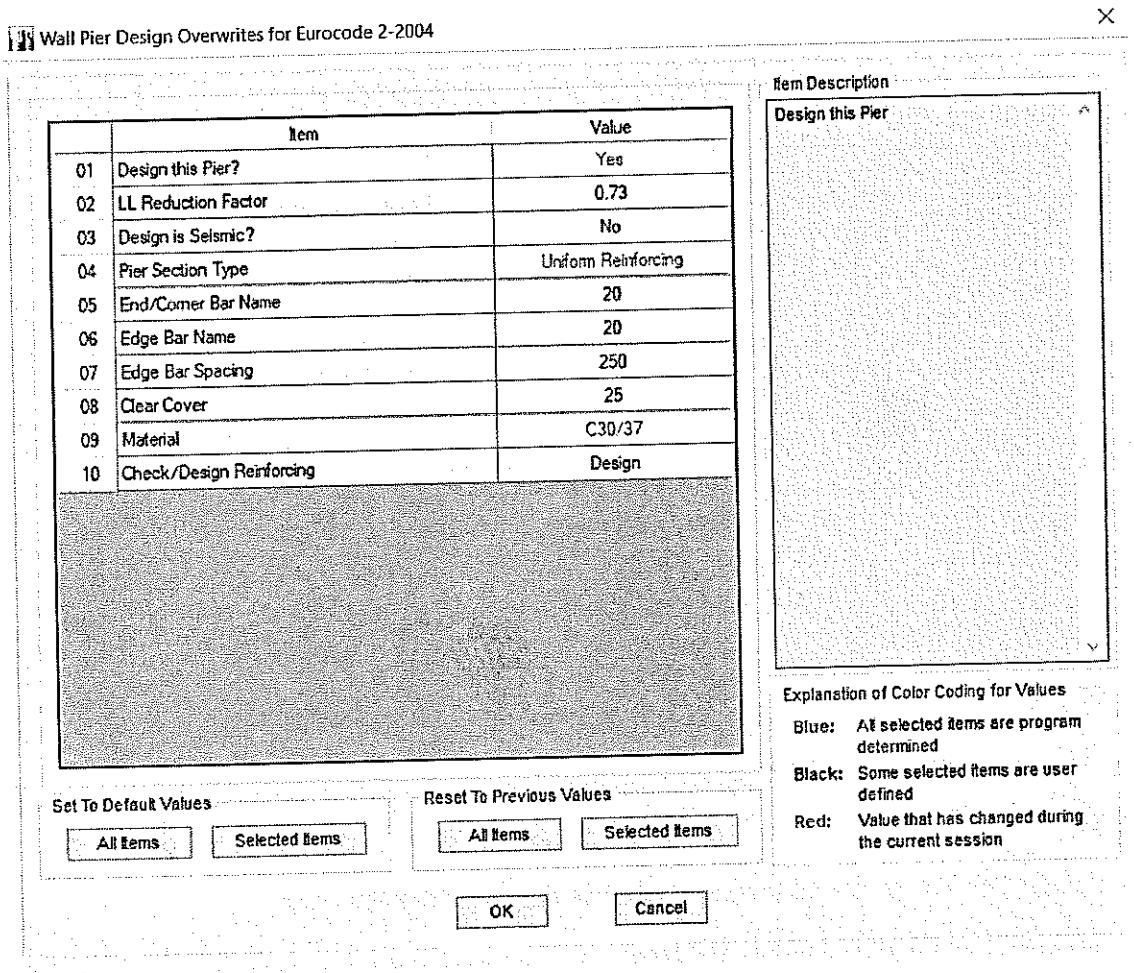


	Item	Value
01	Design Code	Eurocode 2-2004
02	Multi-Response Case Design	Envelopes - All
03	Rebar Material	CB400-V
04	Rebar Shear Material	CB400-V
05	Country	CEN Default
06	Combinations Equation	Eq. 6.10
07	Reliability Class	Class 2
08	Second Order Method	None
09	Consider Minimum Eccentricity?	No
10	Theta0 (ratio)	0.005
11	Force Modification Factor for Shear Design	2
12	Curvature Ductility Factor	2
13	Gamma (Steel)	1.15
14	Gamma (Concrete)	1.5
15	Gamma (Shear)	1.25
16	AlphaCC	1
17	AlphaLCC	0.85
18	Number of Curves	24

Hình 8.37 Tùy chỉnh các thông số như: Tiêu chuẩn thiết kế, hàm lượng cốt thép,…

Tiếp theo chọn vách cứng cần thiết kế: Select ➔ Select ➔ Labels ➔ Pier Labels ➔ chọn Piers ➔ Select ➔ Close.

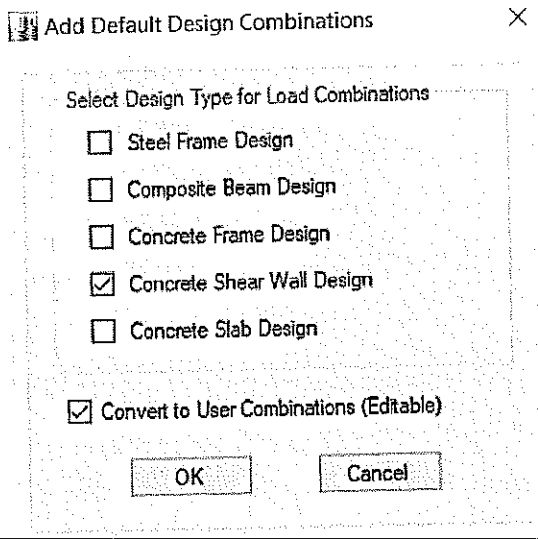
Vào: Design ➔ Shear Wall Design ➔ View/Revise Pier Overwrite…



Hình 8.38 Tùy chỉnh các thông số như: Hệ số giảm hoạt tải trên sàn, Lớp bê tông bảo vệ,…

d. Khai báo tổ hợp thiết kế vách cứng

Vào: Define ➔ Load Combinations ➔ Add Default Design Combos



Hình 8.39 Các tùy chọn để tạo tổ hợp

LOAD COMBINATION (EUROCODE)

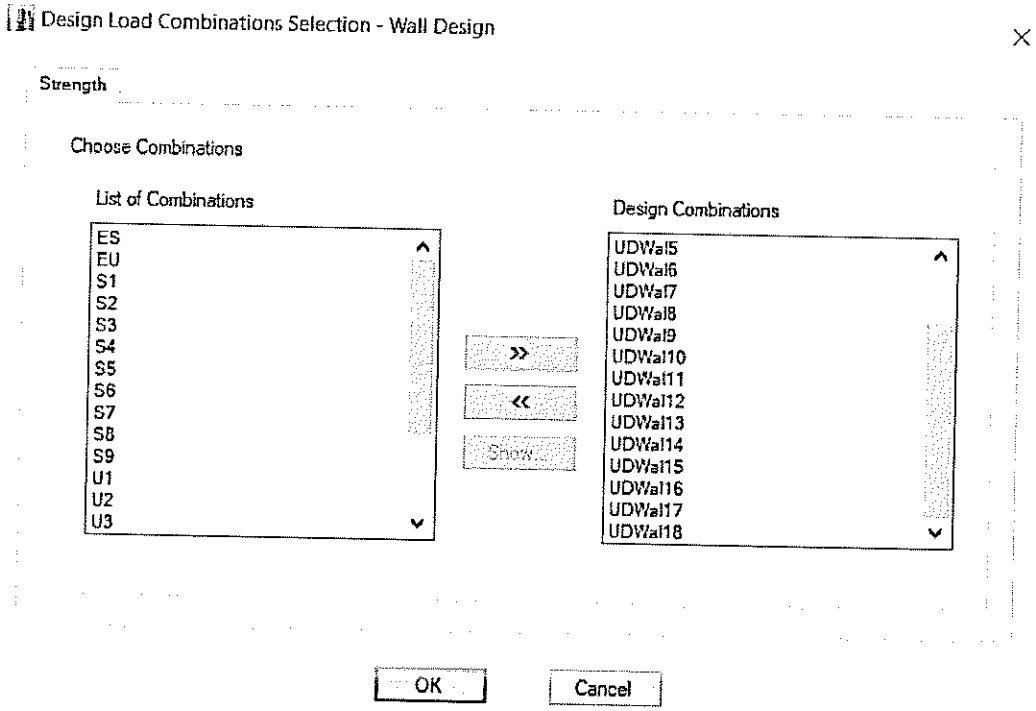
ULTIMATE LOAD STATE

TT	Comb	Type	DL	SDL	LL	WINDX	WINDY	EQX	EQY
1	UDWALL1	ADD	1.35	1.35					
2	UDWALL2	ADD	1.35	1.35	1.5				
3	UDWALL3	ADD	1.35	1.35	1.5	0.9			
4	UDWALL4	ADD	1.35	1.35	1.5	-0.9			
5	UDWALL5	ADD	1.35	1.35	1.5		0.9		
6	UDWALL6	ADD	1.35	1.35	1.5		-0.9		
7	UDWALL7	ADD	1.35	1.35	1.05	1.5			
8	UDWALL8	ADD	1.35	1.35	1.05	-1.5			
9	UDWALL9	ADD	1.35	1.35	1.05		1.5		
10	UDWALL10	ADD	1.35	1.35	1.05		-1.5		
11	UDWALL11	ADD	1.35	1.35		1.5			
12	UDWALL12	ADD	1.35	1.35		-1.5			
13	UDWALL13	ADD	1.35	1.35			1.5		
14	UDWALL14	ADD	1.35	1.35			-1.5		
15	UDWALL15	ADD	1	1		1.5			
16	UDWALL16	ADD	1	1		-1.5			
17	UDWALL17	ADD	1	1			1.5		
18	UDWALL18	ADD	1	1			1.5		

Bảng 8-10 Tổ hợp tải trọng tính vách theo Eurocode 2

e. Tiến hành thiết kế

Vào: Design ➔ Shear Wall Design ➔ Select Design Combination



Hình 8.40 Lựa chọn tổ hợp để thiết kế

Tiếp theo vào: Design ➔ Shear Wall Design ➔ Start Design/Check để bắt đầu quá trình thiết kế.

Để xem các thông tin sau khi đã thiết kế vào: Design ➔ Shear Wall Design ➔ Display Design Infor.

- Pier Longitudinal Reinforcing: Diện tích thép dọc
- Pier Reinforcing Ratios: hàm lượng thép dọc
- Pier Shear Reinforcing: Diện tích thép đai

f. Kết quả tính toán và chọn thép

- **Thép dọc trong vách**

TẦNG	VÁCH	TỔ HỢP	VỊ TRÍ	t_w (mm)	l_w (mm)	A_s (mm^2)	n	Φ	$A_{s\ chọn}$ (mm^2)	Check A_s	μ (%)	Check μ
Story 2	P17	UDWal6	Top	400	2000	7152	28	22	10644	1.49	1.33	OK
Story 2	P17	UDWal10	Bottom	400	2000	9364	28	22	10644	1.14	1.33	OK
Story 2	P14	UDWal6	Top	400	2000	4851	28	18	7125	1.47	0.89	OK
Story 2	P14	UDWal10	Bottom	400	2000	6204	28	18	7125	1.15	0.89	OK
Story 2	P9	UDWal18	Top	400	2000	4000	28	14	4310	1.08	0.54	OK
Story 2	P9	UDWal18	Bottom	400	2000	4000	28	14	4310	1.08	0.54	OK
Story 2	P4	UDWal18	Top	400	2000	4000	28	14	4310	1.08	0.54	OK
Story 2	P4	UDWal18	Bottom	400	2000	4000	28	14	4310	1.08	0.54	OK
Story 3	P17	UDWal18	Top	400	2000	4000	28	18	7125	1.78	0.89	OK
Story 3	P17	UDWal6	Bottom	400	2000	5550	28	18	7125	1.28	0.89	OK
Story 3	P14	UDWal18	Top	400	2000	4000	28	14	4310	1.08	0.54	OK
Story 3	P14	UDWal18	Bottom	400	2000	4000	28	14	4310	1.08	0.54	OK
Story 3	P9	UDWal18	Top	400	2000	4000	28	14	4310	1.08	0.54	OK
Story 3	P9	UDWal18	Bottom	400	2000	4000	28	14	4310	1.08	0.54	OK
Story 3	P4	UDWal18	Top	400	2000	4000	28	14	4310	1.08	0.54	OK
Story 3	P4	UDWal18	Bottom	400	2000	4000	28	14	4310	1.08	0.54	OK
Story 4	P17	UDWal18	Top	400	2000	4000	28	14	4310	1.08	0.54	OK
Story 4	P17	UDWal18	Bottom	400	2000	4000	28	14	4310	1.08	0.54	OK
Story 4	P14	UDWal18	Top	400	2000	4000	28	14	4310	1.08	0.54	OK
Story 4	P14	UDWal18	Bottom	400	2000	4000	28	14	4310	1.08	0.54	OK
Story 4	P9	UDWal18	Top	400	2000	4000	28	14	4310	1.08	0.54	OK
Story 4	P9	UDWal18	Bottom	400	2000	4000	28	14	4310	1.08	0.54	OK
Story 4	P4	UDWal18	Top	400	2000	4000	28	14	4310	1.08	0.54	OK
Story 4	P4	UDWal18	Bottom	400	2000	4000	28	14	4310	1.08	0.54	OK
Story 5	P17	UDWal6	Top	300	2000	10366	28	25	13744	1.33	2.29	OK
Story 5	P17	UDWal6	Bottom	300	2000	11720	28	25	13744	1.17	2.29	OK
Story 5	P14	UDWal6	Top	300	2000	7847	28	22	10644	1.36	1.77	OK
Story 5	P14	UDWal6	Bottom	300	2000	8348	28	22	10644	1.28	1.77	OK
Story 5	P9	UDWal5	Top	300	2000	4688	28	18	7125	1.52	1.19	OK
Story 5	P9	UDWal5	Bottom	300	2000	4718	28	18	7125	1.51	1.19	OK
Story 5	P4	UDWal5	Top	300	2000	3656	28	14	4310	1.18	0.72	OK
Story 5	P4	UDWal5	Bottom	300	2000	3430	28	14	4310	1.26	0.72	OK

TẦNG	VÁCH	TỔ HỢP	VỊ TRÍ	t_w (mm)	l_w (mm)	A_s (mm^2)	n	Φ	$A_{s\ chọn}$ (mm^2)	Check A_s	μ (%)	Check
Story 6	P17	UDWal6	Top	300	2000	9490	28	22	10644	1.12	1.77	OK
Story 6	P17	UDWal6	Bottom	300	2000	8407	28	22	10644	1.27	1.77	OK
Story 6	P14	UDWal6	Top	300	2000	6655	28	18	7125	1.07	1.19	OK
Story 6	P14	UDWal6	Bottom	300	2000	5782	28	18	7125	1.23	1.19	OK
Story 6	P9	UDWal5	Top	300	2000	3041	28	14	4310	1.42	0.72	OK
Story 6	P9	UDWal18	Bottom	300	2000	3000	28	14	4310	1.44	0.72	OK
Story 6	P4	UDWal18	Top	300	2000	3000	28	14	4310	1.44	0.72	OK
Story 6	P4	UDWal18	Bottom	300	2000	3000	28	14	4310	1.44	0.72	OK
Story 7	P17	UDWal6	Top	300	1800	8126	26	22	9883	1.22	1.83	OK
Story 7	P17	UDWal6	Bottom	300	1800	9185	26	22	9883	1.08	1.83	OK
Story 7	P14	UDWal6	Top	300	1800	5452	26	22	9883	1.81	1.83	OK
Story 7	P14	UDWal6	Bottom	300	1800	8159	26	22	9883	1.21	1.83	OK
Story 7	P9	UDWal5	Top	300	1800	3173	26	14	4002	1.26	0.74	OK
Story 7	P9	UDWal5	Bottom	300	1800	3725	26	14	4002	1.07	0.74	OK
Story 7	P4	UDWal18	Top	300	1800	2700	26	14	4002	1.48	0.74	OK
Story 7	P4	UDWal5	Bottom	300	1800	2882	26	14	4002	1.39	0.74	OK
Story 8	P17	UDWal6	Top	300	1800	5790	26	22	9883	1.71	1.83	OK
Story 8	P17	UDWal6	Bottom	300	1800	7111	26	22	9883	1.39	1.83	OK
Story 8	P14	UDWal6	Top	300	1800	2727	26	14	4002	1.47	0.74	OK
Story 8	P14	UDWal6	Bottom	300	1800	2999	26	14	4002	1.33	0.74	OK
Story 8	P9	UDWal18	Top	300	1800	2700	26	14	4002	1.48	0.74	OK
Story 8	P9	UDWal18	Bottom	300	1800	2700	26	14	4002	1.48	0.74	OK
Story 8	P4	UDWal18	Top	300	1800	2700	26	14	4002	1.48	0.74	OK
Story 8	P4	UDWal18	Bottom	300	1800	2700	26	14	4002	1.48	0.74	OK
Story 9	P17	UDWal6	Top	300	1800	2937	26	14	4002	1.36	0.74	OK
Story 9	P17	UDWal6	Bottom	300	1800	3815	26	14	4002	1.05	0.74	OK
Story 9	P14	UDWal18	Top	300	1800	2700	26	14	4002	1.48	0.74	OK
Story 9	P14	UDWal18	Bottom	300	1800	2700	26	14	4002	1.48	0.74	OK
Story 9	P9	UDWal18	Top	300	1800	2700	26	14	4002	1.48	0.74	OK
Story 9	P9	UDWal18	Bottom	300	1800	2700	26	14	4002	1.48	0.74	OK
Story 9	P4	UDWal18	Top	300	1800	2700	26	14	4002	1.48	0.74	OK
Story 9	P4	UDWal18	Bottom	300	1800	2700	26	14	4002	1.48	0.74	OK
Story 10	P17	UDWal18	Top	300	1800	2700	26	14	4002	1.48	0.74	OK
Story 10	P17	UDWal18	Bottom	300	1800	2700	26	14	4002	1.48	0.74	OK
Story 10	P14	UDWal18	Top	300	1800	2700	26	14	4002	1.48	0.74	OK
Story 10	P14	UDWal18	Bottom	300	1800	2700	26	14	4002	1.48	0.74	OK
Story 10	P9	UDWal18	Top	300	1800	2700	26	14	4002	1.48	0.74	OK
Story 10	P9	UDWal18	Bottom	300	1800	2700	26	14	4002	1.48	0.74	OK
Story 10	P4	UDWal18	Top	300	1800	2700	26	14	4002	1.48	0.74	OK
Story 10	P4	UDWal18	Bottom	300	1800	2700	26	14	4002	1.48	0.74	OK

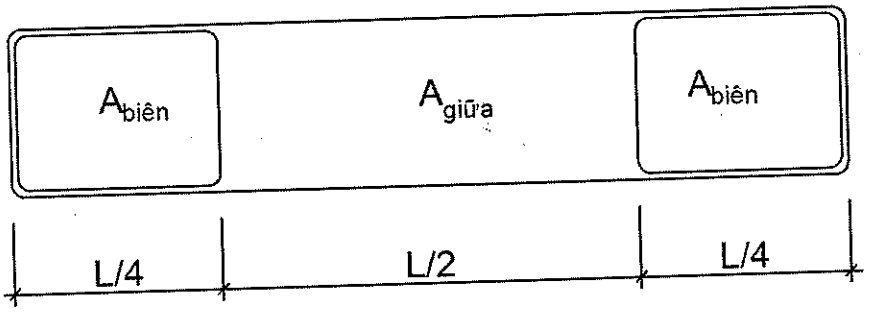
TẦNG	VÁCH	TỔ HỢP	VỊ TRÍ	t_w (mm)	l_w (mm)	A_s (mm^2)	n	Φ	$A_{s\ chọn}$ (mm^2)	Check A_s	μ (%)	Check μ
Story 11	P17	UDWal18	Top	300	1800	2700	26	14	4002	1.48	0.74	OK
Story 11	P17	UDWal18	Bottom	300	1800	2700	26	14	4002	1.48	0.74	OK
Story 11	P14	UDWal18	Top	300	1800	2700	26	14	4002	1.48	0.74	OK
Story 11	P14	UDWal18	Bottom	300	1800	2700	26	14	4002	1.48	0.74	OK
Story 11	P9	UDWal18	Top	300	1800	2700	26	14	4002	1.48	0.74	OK
Story 11	P9	UDWal18	Bottom	300	1800	2700	26	14	4002	1.48	0.74	OK
Story 11	P4	UDWal18	Top	300	1800	2700	26	14	4002	1.48	0.74	OK
Story 11	P4	UDWal18	Bottom	300	1800	2700	26	14	4002	1.48	0.74	OK
Story 12	P17	UDWal18	Top	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 12	P17	UDWal18	Bottom	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 12	P14	UDWal18	Top	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 12	P14	UDWal18	Bottom	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 12	P9	UDWal18	Top	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 12	P9	UDWal18	Bottom	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 12	P4	UDWal18	Top	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 12	P4	UDWal18	Bottom	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 13	P17	UDWal18	Top	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 13	P17	UDWal18	Bottom	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 13	P14	UDWal18	Top	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 13	P14	UDWal18	Bottom	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 13	P9	UDWal18	Top	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 13	P9	UDWal18	Bottom	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 13	P4	UDWal18	Top	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 13	P4	UDWal18	Bottom	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 14	P17	UDWal18	Top	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 14	P17	UDWal18	Bottom	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 14	P14	UDWal18	Top	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 14	P14	UDWal18	Bottom	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 14	P9	UDWal18	Top	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 14	P9	UDWal18	Bottom	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 14	P4	UDWal18	Top	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 14	P4	UDWal18	Bottom	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 15	P17	UDWal18	Top	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 15	P17	UDWal18	Bottom	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 15	P14	UDWal18	Top	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 15	P14	UDWal18	Bottom	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 15	P9	UDWal18	Top	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 15	P9	UDWal18	Bottom	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 15	P4	UDWal18	Top	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 15	P4	UDWal18	Bottom	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK

TẦNG	VÁCH	TỔ HỢP	VỊ TRÍ	t_w (mm)	l_w (mm)	A_s (mm^2)	n	Φ	$A_{s\ chọn}$ (mm^2)	Check A_s	μ (%)	Check
Story 16	P17	UDWal18	Top	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 16	P17	UDWal18	Bottom	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 16	P14	UDWal18	Top	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 16	P14	UDWal18	Bottom	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 16	P9	UDWal18	Top	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 16	P9	UDWal18	Bottom	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 16	P4	UDWal18	Top	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 16	P4	UDWal18	Bottom	300	1600	2400	24	14	3695	1.54	0.77	OK
Story 17	P17	UDWal18	Top	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 17	P17	UDWal18	Bottom	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 17	P14	UDWal18	Top	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 17	P14	UDWal18	Bottom	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 17	P9	UDWal18	Top	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 17	P9	UDWal18	Bottom	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 17	P4	UDWal18	Top	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 17	P4	UDWal18	Bottom	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 18	P17	UDWal18	Top	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 18	P17	UDWal18	Bottom	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 18	P14	UDWal18	Top	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 18	P14	UDWal18	Bottom	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 18	P9	UDWal18	Top	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 18	P9	UDWal18	Bottom	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 18	P4	UDWal18	Top	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 18	P4	UDWal18	Bottom	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 19	P17	UDWal18	Top	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 19	P17	UDWal18	Bottom	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 19	P14	UDWal18	Top	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 19	P14	UDWal18	Bottom	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 19	P9	UDWal18	Top	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 19	P9	UDWal18	Bottom	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 19	P4	UDWal18	Top	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 19	P4	UDWal18	Bottom	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 20	P17	UDWal18	Top	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 20	P17	UDWal18	Bottom	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 20	P14	UDWal18	Top	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 20	P14	UDWal18	Bottom	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 20	P9	UDWal18	Top	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 20	P9	UDWal18	Bottom	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 20	P4	UDWal18	Top	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
Story 20	P4	UDWal18	Bottom	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK

TẦNG	VÁCH	TỔ HỢP	VỊ TRÍ	t_w (mm)	l_w (mm)	A_s (mm^2)	n	Φ	$A_{s\,chọn}$ (mm^2)	Check A_s	μ (%)	Check μ
SÂN THƯỢNG	P17	UDWal18	Top	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
SÂN THƯỢNG	P17	UDWal18	Bottom	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
SÂN THƯỢNG	P14	UDWal18	Top	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
SÂN THƯỢNG	P14	UDWal18	Bottom	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
SÂN THƯỢNG	P9	UDWal18	Top	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
SÂN THƯỢNG	P9	UDWal18	Bottom	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
SÂN THƯỢNG	P4	UDWal18	Top	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
SÂN THƯỢNG	P4	UDWal18	Bottom	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
MÁI	P9	UDWal18	Top	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
MÁI	P9	UDWal18	Bottom	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
MÁI	P4	UDWal18	Top	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK
MÁI	P4	UDWal18	Bottom	300	1400	2100	20	14	3079	1.47	0.73	OK

- **Thép đai trong vách**

Bố trí cốt đai chung kết hợp cốt đai gia cường cho vùng biên vách $B_w = \frac{L_w}{4}$



$$A_{tb} = \frac{A_{bien} \times \frac{L}{2} + A_{giua} \times \frac{L}{2}}{L} = A_{bien} \times 0.5 + A_{giua} \times 0.5$$

TẦNG	VÁCH	TỔ HỢP	VỊ TRÍ	t_w (mm)	l_w (mm)	A_s (mm^2/m)	Φ chung	a	Φ biên	a	$A_{s\ chọn}$ (mm^2)	Check
Story 2	P17	UDWal10	Top	400	2000	894	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 2	P17	UDWal10	Bottom	400	2000	1170.48	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 2	P14	UDWal10	Top	400	2000	606.37	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 2	P14	UDWal10	Bottom	400	2000	775.45	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 2	P9	UDWal10	Top	400	2000	500	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 2	P9	UDWal10	Bottom	400	2000	500	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 2	P4	UDWal9	Top	400	2000	500	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 2	P4	UDWal9	Bottom	400	2000	500	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 3	P17	UDWal10	Top	400	2000	500	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 3	P17	UDWal10	Bottom	400	2000	693.69	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 3	P14	UDWal9	Top	400	2000	500	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 3	P14	UDWal9	Bottom	400	2000	500	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 3	P9	UDWal10	Top	400	2000	500	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 3	P9	UDWal10	Bottom	400	2000	500	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 3	P4	UDWal9	Top	400	2000	500	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 3	P4	UDWal9	Bottom	400	2000	500	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 4	P17	UDWal10	Top	400	2000	500	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 4	P17	UDWal10	Bottom	400	2000	500	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 4	P14	UDWal9	Top	400	2000	500	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 4	P14	UDWal9	Bottom	400	2000	500	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 4	P9	UDWal10	Top	400	2000	500	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 4	P9	UDWal10	Bottom	400	2000	500	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 4	P4	UDWal9	Top	400	2000	500	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 4	P4	UDWal9	Bottom	400	2000	500	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 5	P17	UDWal10	Top	300	2000	1295.7	12	200	12	100	1696.5	OK
Story 5	P17	UDWal10	Bottom	300	2000	1465.01	12	200	12	100	1696.5	OK
Story 5	P14	UDWal9	Top	300	2000	980.84	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 5	P14	UDWal9	Bottom	300	2000	1043.46	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 5	P9	UDWal10	Top	300	2000	980.46	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 5	P9	UDWal10	Bottom	300	2000	980.46	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 5	P4	UDWal9	Top	300	2000	456.96	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 5	P4	UDWal9	Bottom	300	2000	428.78	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 6	P17	UDWal9	Top	300	2000	1186.22	12	200	12	100	1696.5	OK
Story 6	P17	UDWal9	Bottom	300	2000	1050.92	12	200	12	100	1696.5	OK
Story 6	P14	UDWal10	Top	300	2000	1138.75	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 6	P14	UDWal10	Bottom	300	2000	1138.75	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 6	P9	E2	Top	300	2000	975.13	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 6	P9	E2	Bottom	300	2000	977.42	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 6	P4	UDWal14	Top	300	2000	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 6	P4	UDWal14	Bottom	300	2000	375	10	200	10	100	1178.1	OK

TẦNG	VÁCH	TỔ HỢP	VỊ TRÍ	t_w (mm)	l_w (mm)	A_s (mm^2/m)	Φ chung	a	Φ biên	a	$A_{s\ chọn}$ (mm^2)	Check A_s
Story 7	P17	UDWal13	Top	300	1800	1128.67	12	200	12	100	1696.5	OK
Story 7	P17	UDWal13	Bottom	300	1800	1275.65	12	200	12	100	1696.5	OK
Story 7	P14	UDWal10	Top	300	1800	757.24	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 7	P14	UDWal10	Bottom	300	1800	1133.18	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 7	P9	UDWal9	Top	300	1800	440.64	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 7	P9	UDWal9	Bottom	300	1800	517.42	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 7	P4	UDWal14	Top	300	1800	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 7	P4	UDWal14	Bottom	300	1800	400.31	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 8	P17	UDWal10	Top	300	1800	804.19	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 8	P17	UDWal10	Bottom	300	1800	987.62	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 8	P14	E2	Top	300	1800	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 8	P14	E2	Bottom	300	1800	908.89	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 8	P9	UDWal10	Top	300	1800	1106.65	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 8	P9	UDWal10	Bottom	300	1800	1106.65	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 8	P4	UDWal9	Top	300	1800	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 8	P4	UDWal9	Bottom	300	1800	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 9	P17	UDWal10	Top	300	1800	407.89	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 9	P17	UDWal10	Bottom	300	1800	529.8	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 9	P14	UDWal13	Top	300	1800	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 9	P14	UDWal13	Bottom	300	1800	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 9	P9	UDWal10	Top	300	1800	1037.23	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 9	P9	UDWal10	Bottom	300	1800	1037.23	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 9	P4	UDWal9	Top	300	1800	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 9	P4	UDWal9	Bottom	300	1800	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 10	P17	UDWal10	Top	300	1800	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 10	P17	UDWal10	Bottom	300	1800	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 10	P14	UDWal9	Top	300	1800	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 10	P14	UDWal9	Bottom	300	1800	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 10	P9	UDWal10	Top	300	1800	1067.83	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 10	P9	UDWal10	Bottom	300	1800	1067.83	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 10	P4	UDWal9	Top	300	1800	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 10	P4	UDWal9	Bottom	300	1800	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 11	P17	UDWal13	Top	300	1800	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 11	P17	UDWal13	Bottom	300	1800	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 11	P14	E2	Top	300	1800	927.58	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 11	P14	E2	Bottom	300	1800	929.99	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 11	P9	UDWal10	Top	300	1800	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 11	P9	UDWal10	Bottom	300	1800	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 11	P4	UDWal14	Top	300	1800	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 11	P4	UDWal14	Bottom	300	1800	375	10	200	10	100	1178.1	OK

TẦNG	VÁCH	TỔ HỢP	VỊ TRÍ	t_w (mm)	l_w (mm)	A_s (mm^2/m)	Φ chung	a	Φ biên	a	$A_{s\ chọn}$ (mm^2)	Check
Story 12	P17	UDWal13	Top	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 12	P17	UDWal13	Bottom	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 12	P14	UDWal10	Top	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 12	P14	UDWal10	Bottom	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 12	P9	UDWal10	Top	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 12	P9	UDWal10	Bottom	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 12	P4	UDWal14	Top	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 12	P4	UDWal14	Bottom	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 13	P17	UDWal10	Top	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 13	P17	UDWal10	Bottom	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 13	P14	UDWal9	Top	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 13	P14	UDWal9	Bottom	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 13	P9	UDWal10	Top	300	1600	1119.84	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 13	P9	UDWal10	Bottom	300	1600	1119.84	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 13	P4	UDWal9	Top	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 13	P4	UDWal9	Bottom	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 14	P17	UDWal10	Top	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 14	P17	UDWal10	Bottom	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 14	P14	UDWal13	Top	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 14	P14	UDWal13	Bottom	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 14	P9	UDWal10	Top	300	1600	1028.92	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 14	P9	UDWal10	Bottom	300	1600	1028.92	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 14	P4	UDWal9	Top	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 14	P4	UDWal9	Bottom	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 15	P17	UDWal10	Top	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 15	P17	UDWal10	Bottom	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 15	P14	UDWal9	Top	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 15	P14	UDWal9	Bottom	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 15	P9	UDWal10	Top	300	1600	1025.65	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 15	P9	UDWal10	Bottom	300	1600	1025.65	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 15	P4	UDWal9	Top	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 15	P4	UDWal9	Bottom	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 16	P17	UDWal10	Top	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 16	P17	UDWal10	Bottom	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 16	P14	UDWal10	Top	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 16	P14	UDWal10	Bottom	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 16	P9	E2	Top	300	1600	929.81	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 16	P9	E2	Bottom	300	1600	932.87	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 16	P4	UDWal9	Top	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 16	P4	UDWal9	Bottom	300	1600	375	10	200	10	100	1178.1	OK

TẦNG	VÁCH	TỔ HỢP	VỊ TRÍ	t_w (mm)	l_w (mm)	A_s (mm^2/m)	Φ chung	a	Φ biên	a	$A_{s\ chọn}$ (mm^2)	Check A_s
Story 17	P17	UDWal10	Top	300	1400	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 17	P17	UDWal10	Bottom	300	1400	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 17	P14	UDWal10	Top	300	1400	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 17	P14	UDWal10	Bottom	300	1400	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 17	P9	UDWal10	Top	300	1400	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 17	P9	UDWal10	Bottom	300	1400	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 17	P4	UDWal9	Top	300	1400	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 17	P4	UDWal9	Bottom	300	1400	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 18	P17	UDWal10	Top	300	1400	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 18	P17	UDWal10	Bottom	300	1400	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 18	P14	UDWal9	Top	300	1400	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 18	P14	UDWal9	Bottom	300	1400	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 18	P9	UDWal10	Top	300	1400	1072.64	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 18	P9	UDWal10	Bottom	300	1400	1072.64	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 18	P4	UDWal9	Top	300	1400	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 18	P4	UDWal9	Bottom	300	1400	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 19	P17	UDWal10	Top	300	1400	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 19	P17	UDWal10	Bottom	300	1400	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 19	P14	UDWal9	Top	300	1400	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 19	P14	UDWal9	Bottom	300	1400	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 19	P9	UDWal10	Top	300	1400	1003.13	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 19	P9	UDWal10	Bottom	300	1400	1003.13	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 19	P4	UDWal9	Top	300	1400	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 19	P4	UDWal9	Bottom	300	1400	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 20	P17	UDWal10	Top	300	1400	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 20	P17	UDWal10	Bottom	300	1400	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 20	P14	UDWal13	Top	300	1400	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 20	P14	UDWal13	Bottom	300	1400	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 20	P9	UDWal10	Top	300	1400	926.85	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 20	P9	UDWal10	Bottom	300	1400	926.85	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 20	P4	UDWal9	Top	300	1400	375	10	200	10	100	1178.1	OK
Story 20	P4	UDWal9	Bottom	300	1400	375	10	200	10	100	1178.1	OK
SÂN THƯỢNG	P17	UDWal10	Top	300	1400	873.26	10	200	10	100	1178.1	OK
SÂN THƯỢNG	P17	UDWal10	Bottom	300	1400	873.26	10	200	10	100	1178.1	OK
SÂN THƯỢNG	P14	E2	Top	300	1400	689.2	10	200	10	100	1178.1	OK
SÂN THƯỢNG	P14	E2	Bottom	300	1400	698.33	10	200	10	100	1178.1	OK
SÂN THƯỢNG	P9	UDWal10	Top	300	1400	1363.44	12	200	12	100	1696.5	OK
SÂN THƯỢNG	P9	UDWal10	Bottom	300	1400	1363.44	12	200	12	100	1696.5	OK
SÂN THƯỢNG	P4	UDWal9	Top	300	1400	880.41	10	200	10	100	1178.1	OK
SÂN THƯỢNG	P4	UDWal9	Bottom	300	1400	880.41	10	200	10	100	1178.1	OK
MÁI	P9	UDWal10	Top	300	1400	461.85	10	200	10	100	1178.1	OK
MÁI	P9	UDWal10	Bottom	300	1400	461.85	10	200	10	100	1178.1	OK
MÁI	P4	UDWal9	Top	300	1400	375	10	200	10	100	1178.1	OK
MÁI	P4	UDWal9	Bottom	300	1400	375	10	200	10	100	1178.1	OK

CHƯƠNG 9: THIẾT KẾ MÓNG KHUNG TRỤC 4

9.1. ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH

9.1.1. Phân loại và mô tả các lớp đất

Các lớp đất được phân loại và mô tả như sau:

- Lớp đất số 1: (0.00 đến -1.00m).

Sét, dẻo mềm, có màu xám tím, trạng thái dẻo mềm. Bề dày lớp trung bình 1.0m.

- Lớp đất số 2: (-1.00m đến -2.5m).

Á cát, dẻo, có màu xám tím, trạng thái dẻo. Bề dày lớp 1.5m.

- Lớp đất số 3: (-2.5m đến -14m).

Sét, dẻo nhão đến nhão, có màu xám đen, trạng thái dẻo nhão đến nhão. Bề dày lớp 11.5m.

- Lớp đất số 4: (-14m đến -20.5m).

Cát thô , chặt vừa, có màu xám vàng, trạng thái chặt vừa. Bề dày lớp 6.5m.

- Lớp đất số 5: (-20.5m đến -24.5m).

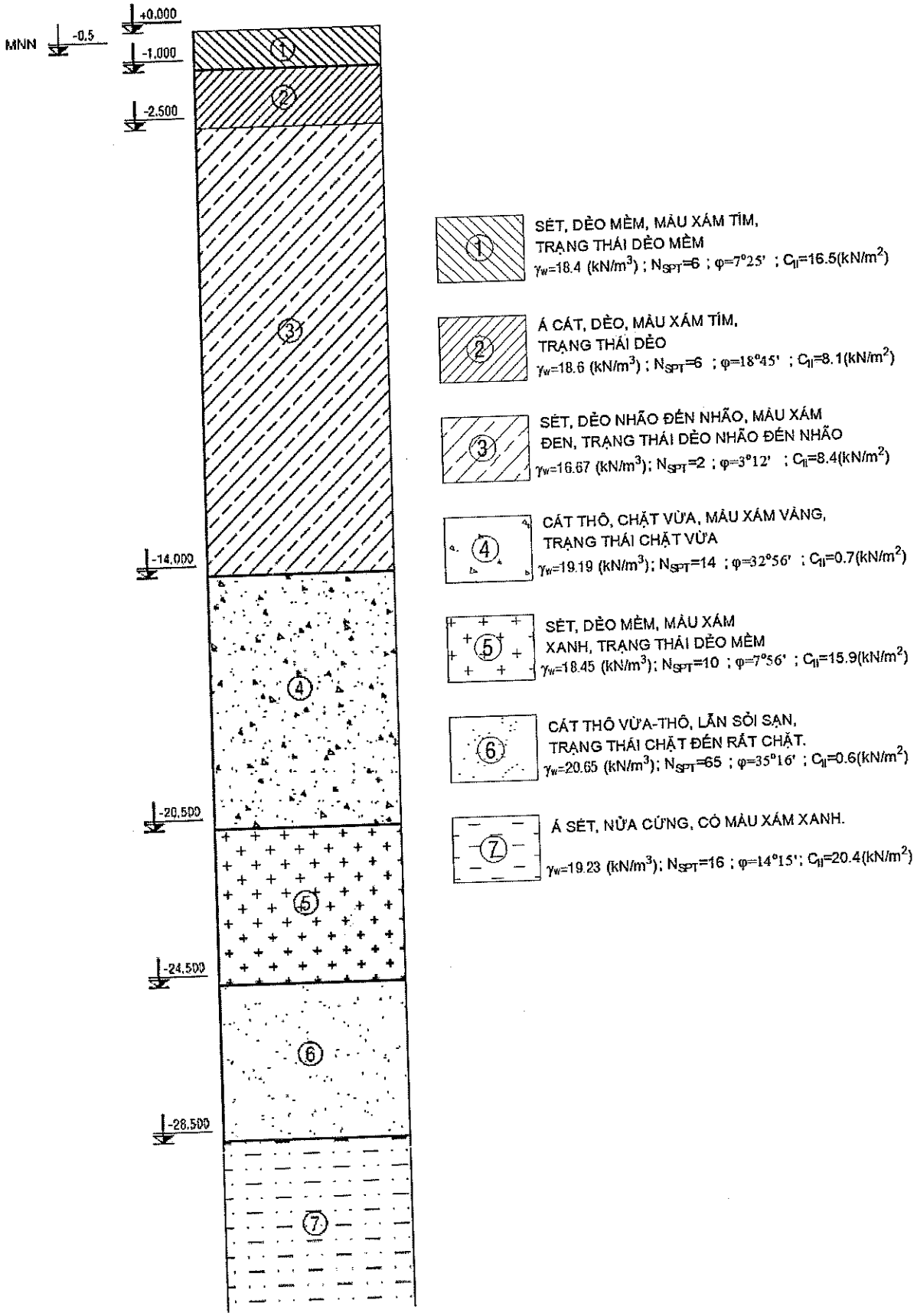
Sét, dẻo mềm, có màu xám xanh, trạng thái dẻo mềm. Bề dày lớp là 4m.

- Lớp đất số 6: (-24.5m đến -28.5m).

Cát thô vừa - thô, lẫn sỏi sạn, trạng thái chặt đến rất chặt. Bề dày lớp là 4m.

- Lớp đất số 7: (từ cao độ -28.5m trở xuống).

Á sét, nửa cứng, có màu xám xanh.



Hình 9.1 Trụ địa chất công trình

9.1.2. Tổng hợp số liệu địa chất

Lớp	Tên Đất	Chiều dày	Dung trọng tự nhiên	Dung trọng đẩy nổi	Độ ẩm tự nhiên	Chỉ số SPT	Góc ma sát trong	Lực dính	Module tổng biến dạng	Độ
		H (m)	γ_w (kN/m^3)	γ_{dn} (kN/m^3)	W (%)	N_{30}	φ (độ)	C (kN/m^2)	E (kN/m^2)	I
1	Sét, dẻo mềm, màu xám tím, trạng thái dẻo mềm	1.00	18.40	8.40	37.30	6.00	7.42	16.50	7240	0.(
2	Á cát, dẻo, màu xám tím, trạng thái dẻo	1.50	18.60	8.60	24.50	6.00	18.75	8.10	13910	0.7
3	Sét, dẻo nhão đến nhão, màu xám đen, trạng thái dẻo nhão đến nhão	11.50	16.67	6.67	51.30	2.00	3.20	8.40	1190	1.0
4	Cát thô, chặt vừa, màu xám vàng, trạng thái chặt vừa	6.50	19.19	9.19	22.80	14.00	32.93	0.70	21110	0
5	Sét, dẻo mềm, màu xám xanh, trạng thái dẻo mềm	4.00	18.45	8.45	33.10	10	7.93	15.90	8770	0.5
6	Cát thô vừa-thô, lẫn sỏi sạn, trạng thái chặt đến rất chặt	4.00	20.65	10.65	18	65	35.27	0.6	31940	0
7	Á sét, nửa cứng, có màu xám xanh	-	19.23	9.23	28.3	16	14.25	20.4	19384	0.04

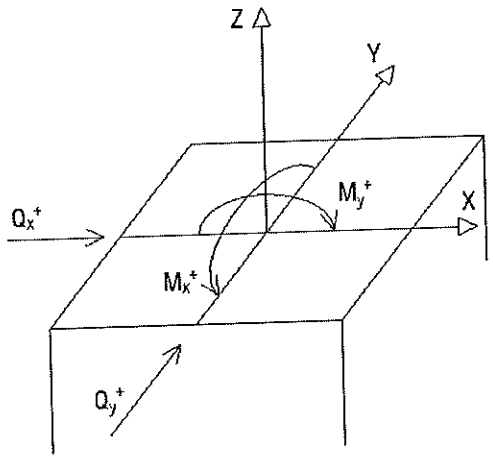
9.2. LỰA CHỌN GIẢI PHÁP MÓNG

- Công trình nhà cao tầng sinh viên thực hiện có quy mô 20 tầng, có xét đến ảnh hưởng của tác động động đất nên sinh viên lựa chọn phương án móng sâu để tiến hành thiết kế móng cho công trình. Bao gồm: cọc ép BTCT và cọc khoan nhồi.

9.3. NỘI LỰC DÙNG TRONG THIẾT KẾ MÓNG

Móng công trình được tính toán dựa theo giá trị nội lực nguy hiểm nhất truyền xuống chân cột, vách. Các trường hợp tính toán:

- Trường hợp 1: $N^{max}, M_x^{tương\ ứng}, M_y^{tương\ ứng}, Q_x^{tương\ ứng}, Q_y^{tương\ ứng}$
- Trường hợp 2: $N^{tương\ ứng}, M_x^{max}, M_y^{tương\ ứng}, Q_x^{tương\ ứng}, Q_y^{tương\ ứng}$
- Trường hợp 3: $N^{tương\ ứng}, M_x^{tương\ ứng}, M_y^{max}, Q_x^{tương\ ứng}, Q_y^{tương\ ứng}$
- Trường hợp 4: $N^{tương\ ứng}, M_x^{tương\ ứng}, M_y^{tương\ ứng}, Q_x^{max}, Q_y^{tương\ ứng}$
- Trường hợp 5: $N^{tương\ ứng}, M_x^{tương\ ứng}, M_y^{tương\ ứng}, Q_x^{tương\ ứng}, Q_y^{max}$



Hình 9.2 Quy ước chiều nội lực khi tính móng

Trong đó:

- M_x là momen quay quanh trục X
- M_y là momen quay quanh trục Y
- Q_x là lực cắt theo phương X
- Q_y là lực cắt theo phương Y
- Chiều dương như trên hình vẽ.

9.3.1. Tải trọng tính toán

Tải trọng tính toán được sử dụng để tính toán móng theo TTGH I.

Trong đồ án này sinh viên trình bày tính toán móng khung trục 4. Cụ thể gồm:

- Móng vách P17 (Móng M1)
- Móng vách P14 và P9 bố trí chung đài (Móng M2)
- Móng vách P4 (Móng M3)

Tổ hợp nội lực nguy hiểm nhất cho móng được lọc từ kết quả nội lực Etabs theo các cặp nội lực đã được trình bày ở trên:

Bảng 9-1 Tổ hợp tải trọng tính toán tại chân vách P17

Tên vách	P17	Tổ Hợp	P kN	$M_x = M_{22}$ kN.m	$M_y = M_{33}$ kN.m	Qx =V2 kN	QY =V3 kN
Nmax, Mx, My, Qx, Qy		U9	14733.2	-0.5	706.7	144.2	0.4
N, **Mxmax**, My, Qx, Qy		E1 Min	11760.3	64.7	461.1	86.4	25.5
N, Mx, **Mymax**, Qx, Qy		E2 Min	12342.7	35.0	1108.3	184.2	14.5
N, Mx, My, **Qxmax**, Qy		E2 Min	12279.9	15.4	517.9	184.2	14.5
N, Mx, My, Qx, **Qymax**,		E1 Min	11760.3	64.7	461.1	86.4	25.5

Bảng 9-2 Tổ hợp tải trọng tính toán tại chân vách P14

Tên vách	P14	Tổ Hợp	P kN	$M_x = M_{22}$ kN.m	$M_y = M_{33}$ kN.m	Qx =V2 kN	QY =V kN
Nmax, Mx, My, Qx, Qy		U9	13993.4	-0.8	577.9	67.9	-0.6
N, **Mxmax**, My, Qx, Qy		E1 Max	10170.3	-60.0	-346.6	-124.9	-23.5
N, Mx, **Mymax**, Qx, Qy		E2 Max	9234.6	-24.8	-1014.9	-251.4	-10.1
N, Mx, My, **Qxmax**, Qy		E2 Max	9234.6	-24.8	-1014.9	-251.4	-10.1
N, Mx, My, Qx, **Qymax**,		E1 Max	10170.3	-60.0	-346.6	-124.9	-23.5

Bảng 9-3 Tổ hợp tải trọng tính toán tại chân vách P9

Tên vách	P9	Tổ Hợp	P kN	$M_x = M_{22}$ kN.m	$M_y = M_{33}$ kN.m	Qx =V2 kN	QY =V kN
Nmax, Mx, My, Qx, Qy		U8	13079.3	-19.9	-360.4	-57.9	-14.4
N, **Mxmax**, My, Qx, Qy		E1 Max	9584.5	-70.6	-181.9	-5.6	-31.7
N, Mx, **Mymax**, Qx, Qy		E2 Min	11738.5	5.9	1179.5	259.3	-1.6
N, Mx, My, **Qxmax**, Qy		E2 Min	11738.5	5.9	1179.5	259.3	-1.6
N, Mx, My, Qx, **Qymax**,		E1 Max	9584.5	-70.6	-181.9	-5.6	-31.7

Bảng 9-4 Tổ hợp tải trọng tính toán tại chân vách P4

Tên vách	P4	Tổ Hợp	P kN	$M_x = M_{22}$ kN.m	$M_y = M_{33}$ kN.m	Qx =V2 kN	QY =V3 kN
Nmax, Mx, My, Qx, Qy		U8	12198.7	-52.5	-566.8	-196.8	-36.0
N, **Mxmax**, My, Qx, Qy		E1 Max	9493.8	-101.0	-359.9	-130.0	-52.6
N, Mx, **Mymax**, Qx, Qy		E2 Max	8815.3	-66.6	-1008.6	-229.4	-39.5
N, Mx, My, **Qxmax**, Qy		E2 Max	8815.3	-66.6	-1008.6	-229.4	-39.5
N, Mx, My, Qx, **Qymax**,		E1 Max	9493.8	-101.0	-359.9	-130.0	-52.6

9.3.2. Tải trọng tiêu chuẩn

Tải trọng tiêu chuẩn được sử dụng để tính toán nền móng theo trạng thái giới hạn thứ II.

Tổ hợp nội lực nguy hiểm nhất cho móng được lọc từ kết quả nội lực Etabs theo các cặp nội lực đã được trình bày ở trên:

Bảng 9-5 Tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn tại chân vách P17

Tên vách	P17	Tổ Hợp	P kN	$M_x = M_{22}$ kN.m	$M_y = M_{33}$ kN.m	Qx =V2 kN	QY =V3 kN
Nmax, Mx, My, Qx, Qy		U9	12811.5	-0.4	614.5	125.4	0.3
N, **Mxmax**, My, Qx, Qy		E1 Min	10226.3	56.3	401.0	75.1	22.2
N, Mx, **Mymax**, Qx, Qy		E2 Min	10732.8	30.4	963.7	160.2	12.6
N, Mx, My, **Qxmax**, Qy		E2 Min	10678.2	13.4	450.3	160.2	12.6
N, Mx, My, Qx, **Qymax**,		E1 Min	10226.3	56.3	401.0	75.1	22.2

Bảng 9-6 Tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn tại chân vách P14

Tên vách	P14	Tổ Hợp	P kN	$M_x = M_{22}$ kN.m	$M_y = M_{33}$ kN.m	Qx =V2 kN	QY =V3 kN
Nmax, Mx, My, Qx, Qy		U9	12168.2	-0.7	502.5	59.0	-0.5
N, **Mxmax**, My, Qx, Qy		E1 Max	8843.7	-52.2	-301.4	-108.6	-20.4
N, Mx, **Mymax**, Qx, Qy		E2 Max	8030.1	-21.6	-882.5	-218.6	-8.8
N, Mx, My, **Qxmax**, Qy		E2 Max	8030.1	-21.6	-882.5	-218.6	-8.8
N, Mx, My, Qx, **Qymax**,		E1 Max	8843.7	-52.2	-301.4	-108.6	-20.4

Bảng 9-7 Tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn tại chân vách P9

Tên vách	P9	Tổ Hợp	P kN	$M_x = M_{22}$ kN.m	$M_y = M_{33}$ kN.m	Qx =V2 kN	QY =V3 kN
Nmax, Mx, My, Qx, Qy		U8	11373.3	-17.3	-313.4	-50.3	-12.5
N, **Mxmax**, My, Qx, Qy		E1 Max	8334.3	-61.4	-158.2	-4.9	-27.6
N, Mx, **Mymax**, Qx, Qy		E2 Min	10207.4	5.1	1025.7	225.5	-1.4
N, Mx, My, **Qxmax**, Qy		E2 Min	10207.4	5.1	1025.7	225.5	-1.4
N, Mx, My, Qx, **Qymax**,		E1 Max	8334.3	-61.4	-158.2	-4.9	-27.6

Bảng 9-8 Tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn tại chân vách P4

Tên vách	P4	Tổ Hợp	P kN	$M_x = M_{22}$ kN.m	$M_y = M_{33}$ kN.m	Qx =V2 kN	QY =V3 kN
Nmax, Mx, My, Qx, Qy		U8	10607.6	-45.7	-492.9	-171.1	-31.3
N, **Mxmax**, My, Qx, Qy		E1 Max	8255.5	-87.8	-313.0	-113.0	-45.7
N, Mx, **Mymax**, Qx, Qy		E2 Max	7665.5	-57.9	-877.0	-199.5	-34.3
N, Mx, My, **Qxmax**, Qy		E2 Max	7665.5	-57.9	-877.0	-199.5	-34.3
N, Mx, My, Qx, **Qymax**,		E1 Max	8255.5	-87.8	-313.0	-113.0	-45.7

9.4. VẬT LIỆU SỬ DỤNG CHO MÓNG

Vật liệu		Thông số vật liệu			
		Trọng lượng riêng $\gamma\left(kN/m^3\right)$	Cường độ chịu nén tính toán (MPa)	Cường độ chịu kéo tính toán (MPa)	Module đàn hồi (MPa)
Bê tông	B30	25	$R_b = 17$	$R_{bt} = 1.15$	$E_b = 32.5\times10^3$
Cốt thép	CB240-T	78.5	$R_{sc} = 210$	$R_s = 210$ $R_{sw} = 170$	$E_s = 20\times10^4$
	CB400-V	78.5	$R_{sc} = 350$	$R_s = 350$ $R_{sw} = 280$	$E_s = 20\times10^4$

9.5. THIẾT KẾ MÓNG CỌC ÉP BÊ TÔNG CỐT THÉP

9.5.1. Sơ bộ chiều cao đài cọc

- Chọn chiều cao đài móng: $h_d = 1.4(m)$
- Chiều sâu đặt đáy đài tính từ mặt nền san lấp (code mặt đất tự nhiên) là -2.0 (m).

9.5.2. Sơ bộ kích thước cọc

- Chọn cọc ép BTCT thường tiết diện vuông: 400x400 (mm)
- Hàm lượng cốt thép theo mục 3.3.3 TCXD 205-1998 đối với cọc BTCT đúc sẵn (vì TCVN 10304:2014 không đề cập phần này) là: $\mu = (0.8 \div 1.2)\%$

  Chọn 8∅16 có hàm lượng thép $\mu = \dfrac{8\times\dfrac{\pi\times16^2}{4}}{400\times400}\times100 = 1\%$
- Mũi cọc đặt vào lớp đất số 6
- Cao độ mũi cọc (tính từ MĐTN): -26 (m)
- Đoạn cọc ngàm vào đài và đoạn đập đầu cọc: $L_{ngam} = 0.1 + 0.8 = 0.9(m)$
- Chiều dài tính toán cọc (tính từ đáy đài đến mũi cọc): $L_{tt} = 26 - 2 = 24(m)$
- Chiều dài thực tế của cọc: $L_{coc} = L_{tt} + L_{ngam} = 24 + 0.9 = 24.9(m)$

9.5.3. Xác định sức chịu tải của cọc

9.5.3.1. Sức chịu tải cọc theo vật liệu

Ta có: $R_{c,vl} = \gamma_b R_b A_b + R_s A_s$

Trong đó: $\gamma_b = 0.85$ là hệ số điều kiện làm việc của bê tông

R_b là cường độ chịu nén tính toán của bê tông

A_b là diện tích của tiết diện bê tông

R_s là cường độ chịu kéo tính toán của thép

A_s là diện tích cốt thép trên mặt cắt ngang của cọc

$$\rightarrow R_{c,vl} = 0.85\times(17\times10^3)\times\left(0.4\times0.4-8\times\frac{\pi\times0.016^2}{4}\right)+(350\times10^3)\times\left(8\times\frac{\pi\times0.016^2}{4}\right)$$

$$= 2851.7(\text{kN}) = 285(\text{T})$$

9.5.3.2. Sức chịu tải của cọc theo các chỉ tiêu cơ lý đất, đá

Theo mục 7.2.2.1 TCVN 10304:2014, sức chịu tải của cọc ép là:

$$R_{c,u} = \gamma_c\left(\gamma_{cq}q_bA_b + u\sum\gamma_{cf}f_il_i\right)$$

Trong đó:

γ_c là hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất, $\gamma_c = 1$

q_b là cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc

u là chu vi tiết diện ngang thân cọc

f_i là cường độ sức kháng trung bình của lớp đất thứ "i" trên thân cọc

A_b là diện tích cọc tựa lên đất, lấy bằng diện tích tiết diện ngang mũi cọc đặc

l_i là chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất thứ "i"

γ_{cq}, γ_{cf} tương ứng là các hệ số điều kiện làm việc của đất dưới mũi và trên thân cọc có xét đến ảnh hưởng của phương pháp hạ cọc đến sức kháng của đất.

a. Xác định sức chịu tải cực hạn do sức kháng mũi

$$Q_p = \gamma_{cq}q_bA_b$$

Tra bảng 4 ta được $\gamma_{cq} = 1.1$

Tra bảng 2 và nội suy ta được $q_b = 5220(\text{kPa}) = 5220(\text{kN/m}^2)$

$A_b = 0.4\times0.4 = 0.16(\text{m}^2)$

Cọc đang thiết kế trong khu vực có xét đến ảnh hưởng của động đất (Cấp 7), theo mục 12.3 TCVN 10304:2014 giá trị q_b cần nhân với hệ số giảm yếu điều kiện làm việc của đất nền γ_{eq1} ghi trong bảng 18. Tra bảng 18 ta được $\gamma_{eq1} = 1$

➔Khi không xét động đất: $Q_p = 1.1 \times 5220 \times 0.16 = 918.7(kN)$

➔Khi xét ảnh hưởng động đất $Q_p^{EQ} = 1.1 \times 5220 \times 1 \times 0.16 = 918.7(kN)$

b. Xác định sức chịu tải cực hạn do ma sát bên

$$Q_s = u\sum \gamma_{cf} f_i l_i$$

Cọc đang thiết kế trong khu vực có xét đến ảnh hưởng của động đất (Cấp 7), theo mục 12.3 TCVN 10304:2014 giá trị f_i cần nhân với hệ số giảm yếu điều kiện làm việc của đất nền γ_{eq2} ghi trong bảng 18.

Bảng 9-9 Sức chịu tải cực hạn do ma sát bên khi không xét động đất

LỚP ĐẤT	ĐỘ SỆT I_L	CHIỀU DÀY l_i (m)	ĐỘ SÂU z_i (m)	γ_{cf}	f_i (kN/m^2)	$\gamma_{cf} f_i l_i$ (kN/m)
3	0.73	0.5	2.25	1	6.725	3.3625
4	1.07	2	3.5	1	5	10
4	1.07	2	5.5	1	6	12
4	1.07	2	7.5	1	6	12
4	1.07	2	9.5	1	6	12
4	1.07	2	11.5	1	6	12
4	1.07	1.5	13.25	1	6	9
5	0	2	15	1	72	144
5	0	2	17	1	74.8	149.6
5	0	2	19	1	77.6	155.2
5	0	0.5	20.25	1	79.35	39.675
5a	0.53	2	21.5	1	27.42	54.84
5a	0.53	2	23.5	1	27.98	55.96
6	0	1.5	25.25	1	86.35	129.525
TỔNG						799.2

➔ $Q_s = 0.4 \times 4 \times 799.2 = 1278.7(kN)$

➔ Sức chịu tải cực hạn của cọc khi không xét động đất:

$R_{c,u} = 1 \times (918.7 + 1278.7) = 2197.4(kN)$

Bảng 9-10 Sức chịu tải cực hạn do ma sát bên khi xét động đất

LỚP ĐẤT	ĐỘ SỆT I_L	CHIỀU DÀY l_i (m)	ĐỘ SÂU z_i (m)	γ_{cf}	f_i (kN/m^2)	γ_{eq2}	$\gamma_{cf} f_i \gamma_{eq2} l_i$ (kN/m)
3	0.73	0.5	2.25	1	6.725	0.85	2.86
4	1.07	2	3.5	1	5	0.75	7.50
4	1.07	2	5.5	1	6	0.75	9.00
4	1.07	2	7.5	1	6	0.75	9.00
4	1.07	2	9.5	1	6	0.75	9.00
4	1.07	2	11.5	1	6	0.75	9.00
4	1.07	1.5	13.25	1	6	0.75	6.75
5	0	2	15	1	72	0.95	136.80
5	0	2	17	1	74.8	0.95	142.12
5	0	2	19	1	77.6	0.95	147.44
5	0	0.5	20.25	1	79.35	0.95	37.69
5a	0.53	2	21.5	1	27.42	0.85	46.61
5a	0.53	2	23.5	1	27.98	0.85	47.57
6	0	1.5	25.25	1	86.35	0.95	123.05
TỔNG							734.4

➔ $Q_s = 0.4 \times 4 \times 734.4 = 1175(\text{kN})$

➔ Sức chịu tải cực hạn của cọc khi xét đến ảnh hưởng của động đất:

$R_{c,u} = 1 \times (918.7 + 1175) = 2093.7(\text{kN})$

9.5.3.3. Sức chịu tải của cọc theo kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT

Theo công thức của viện kiến trúc Nhật Bản (phụ lục G.3.2 TCVN 10304:2014)

Sức chịu tải cực hạn của cọc được viết dưới dạng:

$$R_{c,u} = q_b A_b + u\sum\left(f_{c,i} l_{c,i} + f_{s,i} l_{s,i}\right)$$

Trong đó:

q_b là cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc

A_b là diện tích tiết diện ngang cọc

u là chu vi tiết diện ngang cọc

$f_{c,i}$ là cường độ sức kháng trên đoạn cọc nằm trong lớp đất dính thứ "i"

$l_{c,i}$ là chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất dính thứ "i"

$f_{s,i}$ là cường độ sức kháng trên đoạn cọc nằm trong lớp đất rời thứ "i"

$l_{s,i}$ là chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất rời thứ "i"

a. Xác định cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc

Khi mũi cọc ép nằm trong đất rời có $q_b = 300N_p$

Với: N_p là chỉ số SPT trung bình trong khoảng 1d dưới và 4d trên mũi cọc.

➔ $N_p = \dfrac{10+65}{2} = 37.5\left(kN/m^2\right)$

➔ $q_b = 300\times 37.5 = 11250\left(kN/m^2\right)$

b. Xác định cường độ sức kháng thân cọc

Cường độ sức kháng trên đoạn cọc nằm trong lớp đất rời thứ "i" được tính theo công thức: $f_{s,i} = \dfrac{10N_{s,i}}{3}$

Với $N_{s,i}$ là chỉ số SPT trung bình trong lớp đất rời thứ "i".

Cường độ sức kháng trên đoạn cọc nằm trong lớp đất dính thứ i được tính theo công thức: $f_{c,i} = \alpha_p f_L c_{u,i}$

Trong đó:

α_p là hệ số điều chỉnh cho cọc đóng, phụ thuộc vào tỷ lệ giữa sức kháng cắt không thoát nước của đất dính c_u và trị số trung bình của ứng suất pháp hiệu quả thẳng đứng, xác định theo biểu đồ trên Hình G.2a TCVN 10304:2014

f_L là hệ số điều chỉnh theo độ mảnh h/d của cọc đóng, xác định theo biểu đồ trên hình G.2b TCVN 10304:2014

Bảng 9-11 Kết quả tính sức kháng thân cọc khi không xét động đất

LỚP ĐẤT	LOẠI ĐẤT	ĐỘ SÂU z_i (m)	l_i (m)	N	$C_{u,i}$ (kN/m^2)	γ' (kN/m^3)	$\sigma'_{v,i}$ (kN/m^2)	$C_{u,i}/\sigma'_{v,i}$	α_p	Z_i/d	f_L	$f_{c,i}$ (kN/m^2)	$f_{c,i} l_{c,i}$ (kN/m)	$f_{s,i}$ (kN/m^2)	$f_{s,i} l_{s,i}$ (kN/m)	$f_{c,i} l_{c,i} + f_{s,i} l_{s,i}$ (kN/m)
3	s	2.25	0.5	6	37.5	8.6	24.15	1.55	0.5	5.63	1	18.75	9.375	0.0	0.0	9.4
4	c	8.25	11.5	2	12.5	6.67	64.65	0.19	1	20.63	1	12.5	143.8	0.0	0.0	143.8
5	s	17.25	6.5	14		9.19	132.87			43.13	1	0	0	46.7	303.3	303.3
5a	c	22.5	4	10	62.5	8.45	179.64	0.35	1	56.25	0.97	60.63	242.5	0.0	0.0	242.5
6	s	25.25	1.5	65		10.65	204.53			63.13	0.94	0	0	216.7	325.0	325.0
TỔNG																1024.0

Cọc đang thiết kế trong khu vực có xét đến ảnh hưởng của động đất (Cấp 7), theo mục 12.3 TCVN 10304:2014 giá trị q_b và f_i cần nhân với những hệ số giảm yếu điều kiện làm việc của đất nền γ_{eq1} và γ_{eq2} ghi trong bảng 18. Tra bảng 18 ta được $\gamma_{eq1} = 1$

Bảng 9-12 Kết quả tính sức kháng thân cọc khi xét động đất

LỚP ĐẤT	LOẠI ĐẤT	ĐỘ SÂU z_i (m)	l_i (m)	N	$C_{u,i}$ (kN/m^2)	γ' (kN/m^3)	$\sigma'_{v,i}$ (kN/m^2)	$\frac{C_{u,i}}{\sigma'_{v,i}}$	α_p	Z_i/d	f_L	γ_{eq2}	$f_{c,i}$ (kN/m^2)	$f_{c,i} l_{c,i}$ γ_{eq2} (kN/m)	$f_{s,i}$ (kN/m^2)	$f_{s,i} l_{s,i}$ γ_{eq2} (kN/m)	$f_{c,i} l_{c,i} \gamma_{eq2} + f_{s,i} l_{s,i} \gamma_{eq2}$ (kN/m)
3	s	2.25	0.5	6	37.5	8.6	24.15	1.55	0.5	5.63	1	0.85	18.75	7.9688	0.0	0.0	8.0
4	c	8.25	11.5	2	12.5	6.67	64.65	0.19	1	20.63	1	0.75	12.5	107.81	0.0	0.0	107.8
5	s	17.25	6.5	14		9.19	132.87			43.13	1	0.95	0	0	46.7	288.2	288.2
5a	c	22.5	4	10	62.5	8.45	179.64	0.35	1	56.25	0.97	0.85	60.63	206.13	0.0	0.0	206.1
6	s	25.25	1.5	65		10.65	204.53			63.13	0.94	0.95	0	0	216.7	308.8	308.8
TỔNG																	918.8

➔ Sức chịu tải cực hạn của cọc khi không xét ảnh hưởng của động đất:

$$R_{c,u} = 11250 \times (0.4 \times 0.4) + (4 \times 0.4) \times 1024 = 3438.4(\text{kN})$$

➔ Sức chịu tải cực hạn của cọc khi xét ảnh hưởng của động đất:

$$R_{c,u} = 11250 \times 1 \times (0.4 \times 0.4) + (4 \times 0.4) \times 918.8 = 3270.1(\text{kN})$$

9.5.3.4. Sức chịu tải thiết kế của cọc

Sức chịu tải cực hạn của cọc khi không xét động đất:

$$R_{c,u} = \min\left\{R_{c,u-coly}, R_{c,u-SPT}\right\} = \left\{2197.4; 3438.4\right\} = 2197.4(kN)$$

Sức chịu tải cực hạn của cọc khi xét động đất:

$$R^{EQ}_{c,u} = \min\left\{R^{EQ}{}_{c,u-coly}, R^{EQ}{}_{c,u-SPT}\right\} = \left\{2093.7; 3270.1\right\} = 2093.7(kN)$$

Sức chịu tải thiết kế của cọc: $R_{c,d} = \frac{\gamma_o}{\gamma_n \gamma_k} R_{c,k} = \frac{\gamma_o}{\gamma_n \gamma_k} R_{c,u}$

Trong đó:

γ_o là hệ số điều kiện làm việc, kể đến yếu tố tăng mức độ đồng nhất của nền đất khi sử dụng móng cọc, móng nhiều cọc lấy $\gamma_o = 1.15$

γ_n là hệ số độ tin cậy về tầm quan trọng của công trình, công trình cấp II lấy $\gamma_n = 1.15$

γ_k là hệ số tin cậy theo đất phụ thuộc vào số lượng cọc trong móng, sơ bộ chọn $\gamma_k = 1.55$ (Móng có 11 đến 20 cọc)

➔ Sức chịu tải thiết kế khi không xét động đất:

$$R_{c,d} = \frac{1.15}{1.15 \times 1.55} \times 2197.4 = 1417(kN)$$ (Chọn $R_{c,d} = 140$ T)

➔ Sức chịu tải thiết kế khi xét động đất:

$$R^{EQ}_{c,d} = \frac{1.15}{1.15 \times 1.55} \times 2093.7 = 1350.7(kN)$$ (Chọn $R_{c,d} = 135$ T)

Kiểm tra $P_{cọc\ max} \leq P_{cọc\ tính\ toán} \leq R_{vl} = ?$

9.5.4. Thiết kế móng M1

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

Xác định số lượng cọc: $n_c = k \times \frac{N_{tt}}{R_{c,d}}$

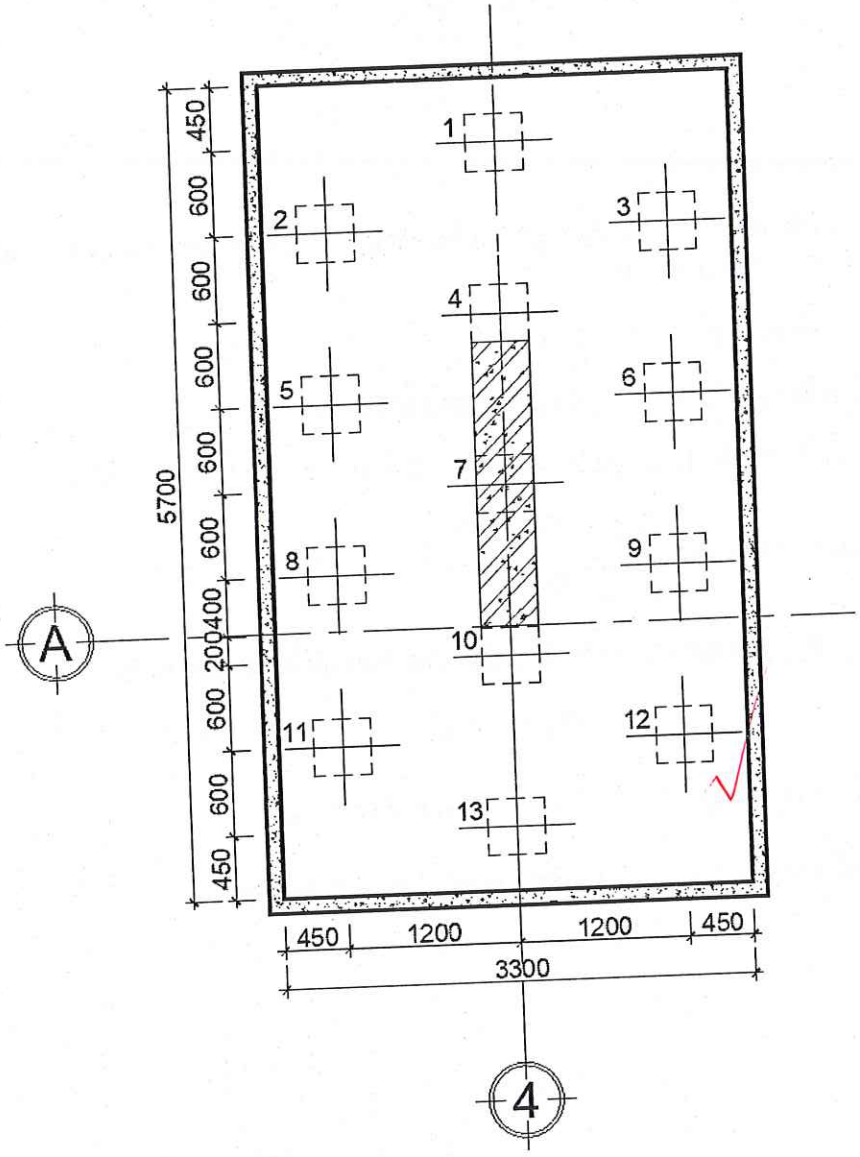
Trong đó:

N_{tt} là lực dọc tính toán tại chân vách

k là hệ số xét đến ảnh hưởng của momen $k = 1.1 \div 1.3$

➔ $n_c = 1.2 \times \frac{14733.2}{1400} = 12.63$

Chọn đài móng 13 cọc và bố trí như hình sau:



Hình 9.3 Mặt bằng bố trí cọc móng M1

9.5.4.2. Kiểm tra phản lực đầu cọc

Theo mục 7.1.13 TCVN 10304:2014, khi xác định giá trị tải trọng truyền lên cọc, cần xem móng cọc như kết cấu khung tiếp nhận tải trọng thẳng đứng, tải trọng ngang mà momen uốn.

Đối với móng dưới cột gồm các cọc thẳng đứng, có cùng tiết diện và độ sâu, liên kết với nhau bằng đài cứng, cho phép xác định giá trị tải trọng N_j truyền lên cọc thứ j trong móng theo công thức:

$$N_j = \frac{N}{n} + \frac{M_x y_j}{\sum_{i=1}^{n} y_i^2} + \frac{M_y x_j}{\sum_{i=1}^{n} x_i^2}$$

Trong đó: N là lực tập trung

M_x, M_y là momen uốn tương ứng với trục trọng tâm chính x,y mặt bằng cọc tại cao trình đáy đài

n là số lượng cọc trong móng

x_i, y_i là tọa độ tim cọc thứ i tại cao trình đáy đài

x_j, y_j là tọa độ tim cọc thứ j cần tính toán tại cao trình đáy đài

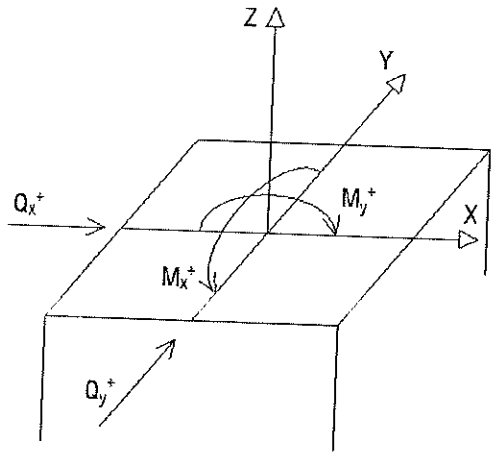
- Điều kiện kiểm tra: $\begin{cases} P_{max} + W_{coc} \le R_{c,d} \\ P_{min} > 0 \end{cases}$

Trong đó: P_{max}, P_{min} lần lượt là phản lực đầu cọc lớn nhất và nhỏ nhất

$R_{c,d}$ là sức chịu tải thiết kế của cọc

$$W_{coc} = 1.1 \times 25 \times 0.4^2 \times 24 = 105.6(\text{kN})$$

- **Quy đổi nội lực từ chân vách xuống đáy đài móng:**



Hình 9.4 Quy ước chiều nội lực khi tính móng

Lực dọc tại đáy đài móng bằng lực dọc tại chân vách cộng với trọng lượng bản thân đài móng

Momen tại đáy đài móng bằng momen tại chân vách "cộng" hoặc "trừ" momen do lực cắt tại chân vách gây ra.

Trường hợp momen M_x và lực cắt Q_y: $\sum M_x^{tt} = \left|M_x - Q_y h_{dai}\right|$

Trường hợp momen M_y và lực cắt Q_x: $\sum M_y^{tt} = \left|M_y + Q_x h_{dai}\right|$

Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp N_{max}, $M_{xtư}$, $M_{ytư}$, $Q_{xtư}$, $Q_{ytư}$

Trọng lượng tính toán của đài: $N_{dai} = n\gamma_{bt} F_{dai} h_{dai} = 1.1 \times 25 \times 3.3 \times 5.7 \times 1.4 = 724.2(\text{kN})$

$\sum N^{tt} = N_o^{tt} + N_{dai} = 14733.2 + 724.2 = 15457.4(\text{kN})$

$\sum M_x^{tt} = \left|-0.5 - 0.4 \times 1.4\right| = 1.06(\text{kN.m})$

$\sum M_y^{tt} = \left|706.7 + 144.2 \times 1.4\right| = 908.58(\text{kN.m})$

Bảng 9-13 Giá trị phản lực đầu cọc khi không xét động đất

STT cọc	x_i (m)	y_i (m)	x^2_i	y^2_i	Σx^2_i	Σy^2_i	P_i (kN)
1	0	2.4	0	5.76	11.52	28.8	1189.1
2	-1.2	1.8	1.44	3.24			1094.5
3	1.2	1.8	1.44	3.24			1283.7
4	0	1.2	0	1.44			1189.1
5	-1.2	0.6	1.44	0.36			1094.4
6	1.2	0.6	1.44	0.36			1283.7
7	0	0	0	0			1189.0
8	-1.2	-0.6	1.44	0.36			1094.4
9	1.2	-0.6	1.44	0.36			1283.7
10	0	-1.2	0	1.44			1189.0
11	-1.2	-1.8	1.44	3.24			1094.3
12	1.2	-1.8	1.44	3.24			1283.6
13	0	-2.4	0	5.76			1188.9

Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp khi xét động đất (E2 min)

Trọng lượng tính toán của đài: $N_{dai} = n\gamma_{bt}F_{dai}h_{dai} = 1.1\times25\times3.3\times5.7\times1.4 = 724.2(kN)$

$\sum N^{tt} = N_o^{tt} + N_{dai} = 12342.7 + 724.2 = 13066.9(kN)$

$\sum M_x^{tt} = |35 - 14.5\times1.4| = 14.7(kN.m)$

$\sum M_y^{tt} = |1108.3 + 184.2\times1.4| = 1366.18(kN.m)$

Bảng 9-14 Giá trị phản lực đầu cọc khi xét động đất

STT cọc	x_i (m)	y_i (m)	x^2_i	y^2_i	Σx^2_i	Σy^2_i	P_i (kN)
1	0	2.4	0	5.76	11.52	28.8	1006.4
2	-1.2	1.8	1.44	3.24			863.8
3	1.2	1.8	1.44	3.24			1148.4
4	0	1.2	0	1.44			1005.8
5	-1.2	0.6	1.44	0.36			863.1
6	1.2	0.6	1.44	0.36			1147.8
7	0	0	0	0			1005.1
8	-1.2	-0.6	1.44	0.36			862.5
9	1.2	-0.6	1.44	0.36			1147.1
10	0	-1.2	0	1.44			1004.5
11	-1.2	-1.8	1.44	3.24			861.9
12	1.2	-1.8	1.44	3.24			1146.5
13	0	-2.4	0	5.76			1003.9

Kiểm tra phản lực đầu cọc:

Theo mục 7.1.11 TCVN 10304:2014, nếu tính toán móng cọc cho tổ hợp tải trọng có kể đến tải trọng gió, thì cho phép tăng 20% tải trọng tính toán lên cọc. (Trang 19)

$P_{max} + W_{coc} = 1283.7 + 105.6 = 1389.3(kN) < R_{c,d} = 1400\times1.2 = 1680(kN)$

(đạt $82.7\%R_{c,d}$)

$P^{EQ}{}_{max} + W_{coc} = 1148.4 + 105.6 = 1254(kN) < R^{EQ}{}_{c,d} = 1350(kN)$

(đạt $92.9\%R^{EQ}{}_{c,d}$)

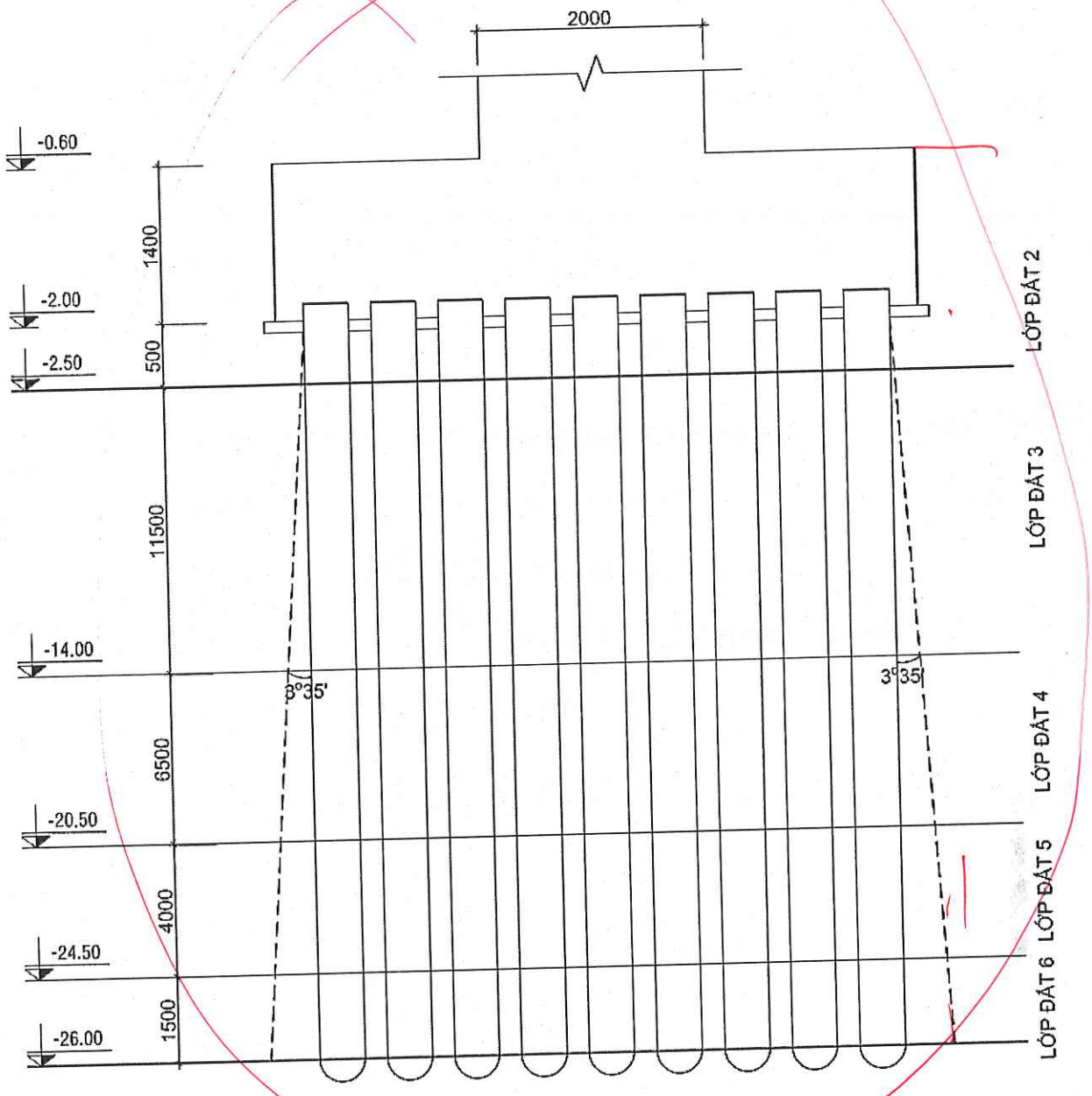
$P_{min} = 1094.3(kN) > 0; P^{EQ}{}_{min} = 861.9(kN) > 0$

➔ Vậy tải trọng truyền xuống cọc đảm bảo không vượt quá sức chịu tải cho phép của cọc. Không có cọc nào trong móng chịu nhổ.

9.5.4.3. Kiểm tra nền dưới đáy móng khối quy ước

1. Kích thước móng khối quy ước

Theo mục 7.4.4 TCVN 10304:2014, quy định ranh giới của móng khối quy ước được xác định như sau:



Hình 9.5 Sơ đồ móng khối quy ước

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

$$\varphi_{II,tb} = \frac{\sum \varphi_{II,i} l_i}{\sum l_i}$$

Trong đó:

$\varphi_{II,i}$ là góc ma sát trong tính toán của từng lớp đất có chiều dày l_i mà cọc xuyên qua

l_i là chiều dài đoạn cọc trong lớp đất thứ "i"

$$\rightarrow \varphi_{II,tb} = \frac{18.75\times0.5+3.2\times11.5+32.93\times6.5+7.93\times4+35.27\times1.5}{0.5+11.5+6.5+4+1.5} = 14^\circ22'6.75''$$

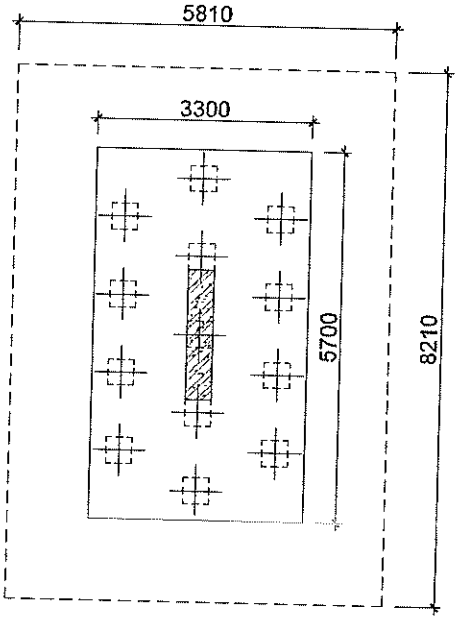
$$\rightarrow \frac{\varphi_{II,tb}}{4} = \frac{14^\circ22'6.75''}{4} = 3^\circ35'31.69''$$

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

Trong đó: $B_{qu} = 1.2\times2+0.2\times2+\tan(3^\circ35'31.69'')\times24\times2 = 5.81(\text{m})$

$L_{qu} = 1.2\times4+0.2\times2+\tan(3^\circ35'31.69'')\times24\times2 = 8.21(\text{m})$

$\rightarrow A_{qu} = 8.21\times5.81 = 47.7(\text{m}^2)$



Hình 9.6 Kích thước khối móng quy ước

2. Trọng lượng móng khối quy ước

Trọng lượng đất trong móng khối quy ước:

$$W_{dat} = \left(A_{qu} - n \times A_{coc}\right) \times \sum \gamma_i h_i + \left(A_{qu} - A_{dai}\right) \times \sum \gamma_j h_j$$

Trong đó:

$$\sum \gamma_i h_i = 8.6 \times 0.5 + 6.67 \times 11.5 + 9.19 \times 6.5 + 8.45 \times 4 + 10.65 \times 1.5 = 190.5 \left(kN/m^2\right)$$

$$\sum \gamma_j h_j = 8.4 \times 0.4 + 8.6 \times 1 = 11.96 \left(kN/m^2\right)$$

$$\rightarrow W_{dat} = \left(47.7 - 13 \times 0.4 \times 0.4\right) \times 190.5 + \left(47.7 - 3.3 \times 5.7\right) \times 11.96 = 9036.1 (kN)$$

Trọng lượng đài móng: $W_{dai} = 15 \times 3.3 \times 5.7 \times 1.4 = 395 (kN)$

Trọng lượng cọc: $W_{coc} = 13 \times 15 \times 0.4 \times 0.4 \times 24 = 748.8 (kN)$

➔ Trọng lượng móng khối quy ước: $W_{qu} = 9036.1 + 395 + 748.8 = 10179.9 (kN)$

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

Tải trọng quy về đáy móng khối quy ước:

$$\sum N_{qu}^{tc} = N^{tc} + W_{qu} = 12811.5 + 10179.9 = 22991.4 (kN)$$

$$\sum M_{x-qu}^{tc} = \left|M_x - Q_y \times h_{MKQU}\right| = \left|-0.4 - 0.3 \times 25.4\right| = 8.02 (kN.m)$$

$$\sum M_{y-qu}^{tc} = \left|M_y + Q_x \times h_{MKQU}\right| = \left|614.5 + 125.4 \times 25.4\right| = 3799.66 (kN.m)$$

Momen chống uốn của móng khối quy ước:

$$W_x = \frac{B_{qu} \times L_{qu}^2}{6} = \frac{5.81 \times 8.21^2}{6} = 65.27 \left(m^3\right)$$

$$W_y = \frac{L_{qu} \times B_{qu}^2}{6} = \frac{8.21 \times 5.81^2}{6} = 46.2 \left(m^3\right)$$

4. Cường độ tiêu chuẩn của đất dưới đáy móng khối quy ước

Theo mục **4.6.9 TCVN 9362:2012**, cường độ tiêu chuẩn của đất nền được xác định theo công thức:

$$R = \frac{m_1 \times m_2}{k_{tc}} \left(A \times b \times \gamma_{II} + B \times h \times \gamma'_{II} + D \times c_{II} - \gamma_{II} \times h_o\right)$$

Trong đó: m_1 là hệ số điều kiện làm việc của đất nền, đối với cát thô lẫn sỏi sạn lấy $m_1 = 1.4$

m_2 =1.4: là hệ số điều kiện làm việc của công trình tác động qua lại với đất nền, ứng với tỉ số giữa chiều dài và chiều cao công trình L/H=67.8/70.9=0.96

k_{tc} là hệ số độ tin cậy, k_{tc} = 1 khi các đặc trưng tính toán lấy trực tiếp từ các mẫu đất tại nơi xây dựng.

γ'_{II} là giá trị trung bình của trọng lượng thể tích các lớp đất phía trên độ sâu đặt móng

$$\gamma'_{II} = \frac{0.5\times18.4+0.5\times8.4+1.5\times8.6+11.5\times6.67+6.5\times9.19+4\times8.45+1.5\times10.65}{26}$$
$$= 8.17\left(kN/m^3\right)$$

$\gamma_{II} = 10.65\left(kN/m^3\right)$ là giá trị trung bình của trọng lượng thể tích lớp đất phía dưới đáy móng (lớp đất số 6)

c_{II} là trị tính toán của lực dính đơn vị của đất nằm trực tiếp dưới đáy móng, $c_{II} = 0.6\left(kN/m^2\right)$

b là bề rộng (cạnh bé) của đáy khối móng quy ước, b = 5.81m

h = 26 m là chiều sâu đặt móng so với cốt quy định

$h_o = h - h_{td}$ là chiều sâu đến tầng hầm tính bằng mét. Khi không có tầng hầm thì lấy $h_o = 0$

A,B và D là các hệ số không thứ nguyên lấy theo bảng 14 TCVN 9362:2012 phụ thuộc vào trị tính toán của góc ma sát trong $\varphi_{II} = 35.27°$. Tra bảng ta được:

A = 2.080; B = 7.870; D = 9.699

➔ $$R = \frac{1.4\times1.4}{1}\times\left(2.080\times5.81\times10.65+7.870\times26\times8.17+9.699\times0.6-10.65\times0\right)$$
$$= 3540\left(kN/m^2\right)$$

5. Kiểm tra ứng suất dưới đáy móng khối quy ước

Ứng suất dưới đáy móng khối quy ước:

$$P_{tb}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} = \frac{22991.4}{47.7} = 482\left(kN/m^2\right)$$

$$P_{max}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} + \frac{M_{x-qu}^{tc}}{W_x} + \frac{M_{y-qu}^{tc}}{W_y} = \frac{22991.4}{47.7} + \frac{8.02}{65.27} + \frac{3799.66}{46.2} = 564.4\left(kN/m^2\right)$$

$$P_{min}^{tc}=\frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}}-\frac{M_{x-qu}^{tc}}{W_x}-\frac{M_{y-qu}^{tc}}{W_y}=\frac{22991.4}{47.7}-\frac{8.02}{65.27}-\frac{3799.66}{46.2}=399.6\left(kN/m^2\right)$$

Kiểm tra ứng suất:

$$\begin{cases}P_{tb}^{tc}=482\left(kN/m^2\right)<R=3540\left(kN/m^2\right)\\ P_{max}^{tc}=564.4\left(kN/m^2\right)<1.2R=1.2\times3540=4248\left(kN/m^2\right)\ \rightarrow \text{Thỏa}\\ P_{min}^{tc}=399.6\left(kN/m^2\right)>0\end{cases}$$

9.5.4.4. Kiểm tra độ lún móng khối quy ước

Ứng suất gây lún tại đáy móng khối quy ước:

$$P_{gl}=P_{tb}^{tc}-\sum\gamma_i h_i$$

Trong đó: P_{tb}^{tc} là áp lực tiêu chuẩn trung bình của đất nền dưới đáy móng khối quy ước

$$P_{tb}^{tc}=482\left(kN/m^2\right)$$

$\sum\gamma_i h_i$ là tổng ứng suất hữu hiệu theo phương đứng do trọng lượng bản thân tự nhiên của đất nền gây ra tại đáy móng khối quy ước

$$\sum\gamma_i h_i=18.4\times0.5+8.4\times0.5+8.6\times1.5+6.67\times11.5+9.19\times6.5+8.45\times4+10.65\times1.5$$
$$=212.52\left(kN/m^2\right)$$

$$\rightarrow P_{gl}=482-212.52=269.48\left(kN/m^2\right)$$

Chia đất nền thành các lớp có chiều dày $h_i\le\frac{B_{qu}}{4}=\frac{5.81}{4}=1.5(m)$ → chọn $h_i=1(m)$

Xét 1 điểm thuộc trục qua tâm móng có độ sâu z kể từ đáy móng khối quy ước. Khi đó ứng suất do tải trọng ngoài gây ra được xác định theo công thức: $\sigma_z^{gl}=P_{gl}\alpha$, với α là hệ số tra bảng với tỉ số $\frac{L_{qu}}{B_{qu}}=\frac{8.21}{5.81}=1.413$ và $\frac{2z}{B_{qu}}$ **(Bảng C.1 TCVN 9362:2012)**

LỚP ĐẤT	ĐIỂM	CAO TRÌNH (m)	h_i (m)	z (m)	γ (kN/m^3)	$2z/B_{qu}$	α	σ^{bt}_z (kN/m^2)	σ^{gl}_z (kN/m^2)	$\sigma^{bt}_z/\sigma^{gl}_z$
6	0	-26	0	0	10.65	0.00	1	212.52	269.48	0.79
6	1	-27	1	1	10.65	0.34	0.976	223.17	263.01	0.85
6	2	-28	1	2	10.65	0.69	0.883	233.82	237.95	0.98
7	3	-29	1	3	9.23	1.03	0.754	243.76	203.19	1.20
7	4	-30	1	4	9.23	1.38	0.616	252.99	166.00	1.52
7	5	-31	1	5	9.23	1.72	0.498	262.22	134.20	1.95
7	6	-32	1	6	9.23	2.07	0.4	271.45	107.79	2.52
7	7	-33	1	7	9.23	2.41	0.325	280.68	87.58	3.20
7	8	-34	1	8	9.23	2.75	0.269	289.91	72.49	4.00
7	9	-35	1	9	9.23	3.10	0.224	299.14	60.36	4.96
7	10	-36	1	10	9.23	3.44	0.189	308.37	50.93	6.05

Lớp đất 7 có $E = 19384\left(kN/m^2\right) > 5000\left(kN/m^2\right)$ và $\sigma_z^{bt}/\sigma_z^{gl} > 5$ nên ảnh hưởng lún từ lớp này trở xuống không đáng kể, do đó chỉ cần tính lún tới điểm thứ 10

Độ lún móng khối quy ước:

Theo mục C.1.6 Phụ lục C TCVN 9362:2012, độ lún nền móng theo phương pháp cộng lớp xác định theo công thức:

$$S = \beta \times \sum_{1}^{n} \frac{p_i \times h_i}{E_i}$$

Trong đó: S là độ lún cuối cùng (ổn định) của móng

n là số lớp chia theo độ sâu của tầng chịu nén của nền

h_i là chiều dày của lớp đất thứ i

E_i là Modun biến dạng của lớp đất thứ i

p_i là ứng suất gây lún trung bình trong lớp phân tố thứ i

β là hệ số không thứ nguyên bằng 0.8

Bảng 9-15 Kết quả tính lún móng M1

LỚP ĐẤT	ĐIỂM	σ^{gl}_{zi} (kN/m^2)	$\sigma^{gl\text{-}tb}_{zi}$ (kN/m^2)	β	h_i (m)	E (kN/m^2)	S (cm)
6	0	269.48	266.25	0.8	1	31940	0.67
6	1	263.01					
6	1	263.01	250.48	0.8	1	31940	0.63
6	2	237.95					
6	2	237.95	220.57	0.8	1	19384	0.91
7	3	203.19					
7	3	203.19	184.59	0.8	1	19384	0.76
7	4	166.00					
7	4	166.00	150.10	0.8	1	19384	0.62
7	5	134.20					
7	5	134.20	121.00	0.8	1	19384	0.50
7	6	107.79					
7	6	107.79	97.69	0.8	1	19384	0.40
7	7	87.58					
7	7	87.58	80.04	0.8	1	19384	0.33
7	8	72.49					
7	8	72.49	66.43	0.8	1	19384	0.27
7	9	60.36					
7	9	60.36	55.65	0.8	1	19384	0.23
7	10	50.93					
TỔNG							5.32

Theo Phụ lục E **TCVN 10304:2014** Trị biến dạng giới hạn của nền S_{gh} đối với khung bê tông cốt thép, độ lún tuyệt đối lớn nhất là S_{gh}=10(cm).

➔ $S = 5.32(\text{cm}) < S_{gh} = 10(\text{cm})$ ➔ Thỏa điều kiện độ lún.

9.5.4.5. Kiểm tra điều kiện chọc thủng của vách đối với đài

1. Kiểm tra điều kiện chọc thủng tự do với tháp chọc thủng có góc nghiêng 45°

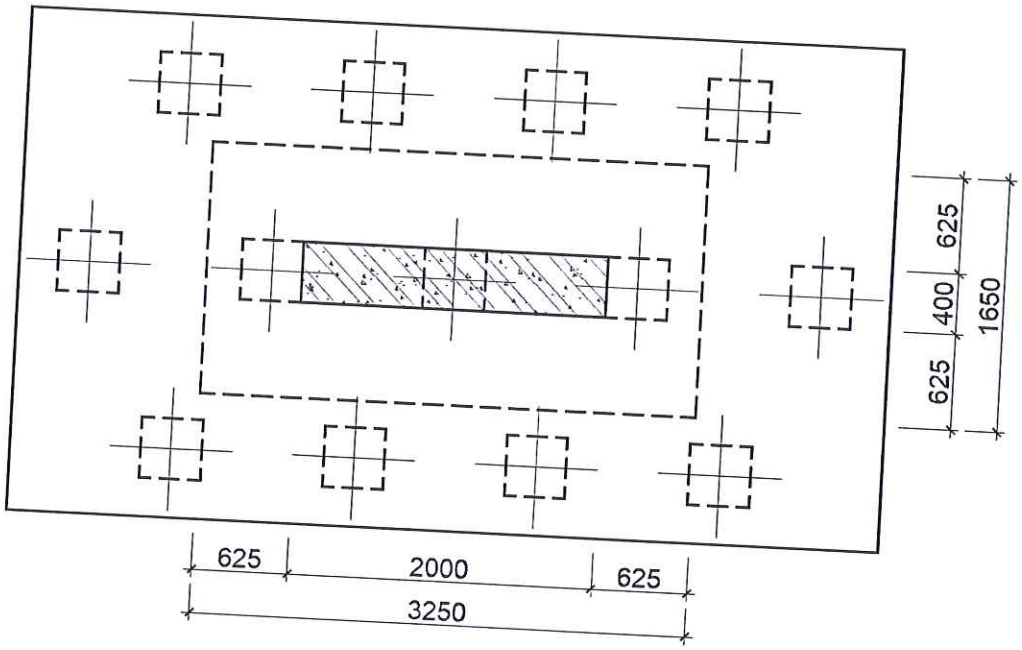
Điều kiện kiểm tra: $P_{ct} \le P_{cct}$

Với: $P_{cct} = R_{bt} A_b$; $A_b = uh_o$

Trong đó: A_b là diện tích tiết diện ngang tính toán nằm ở khoảng cách $0.5h_o$, tính từ biên của diện truyền lực tập trung F, với chiều cao làm việc của tiết diện h_o

u là chu vi đường bao của tiết diện ngang tính toán

$h_o = h - a = 1.4 - 0.15 = 1.25(m)$



Hình 9.7 Mặt bằng tháp chọc thủng tự do móng M1

Lực gây chọc thủng cho đài là tổng phản lực đầu cọc nằm ngoài tháp chọc thủng

$P_{ct} = P_1 + P_2 + P_3 + P_5 + P_6 + P_8 + P_9 + P_{11} + P_{12} + P_{13}$

$= 1189.1 + 1094.5 + 1283.7 + 1094.4 + 1283.7 + 1094.4 + 1283.7 + 1094.3 + 1283.6 + 1188.$

$= 11890.3(kN)$

$P_{cct} = 1.15 \times 10^3 \times (1.65 + 3.25) \times 2 \times 1.25 = 14087.5(kN)$

➔ $P_{ct} = 11890.3(kN) < P_{cct} = 14087.5(kN)$

➔ Thỏa điều kiện chọc thủng.

2. Kiểm tra điều kiện chọc thủng hạn chế với góc chọc thủng <45°

Điều kiện kiểm tra: $P_{ct} \le P_{cct} = \alpha R_{bt} u_m h_o \dfrac{h_o}{c}$

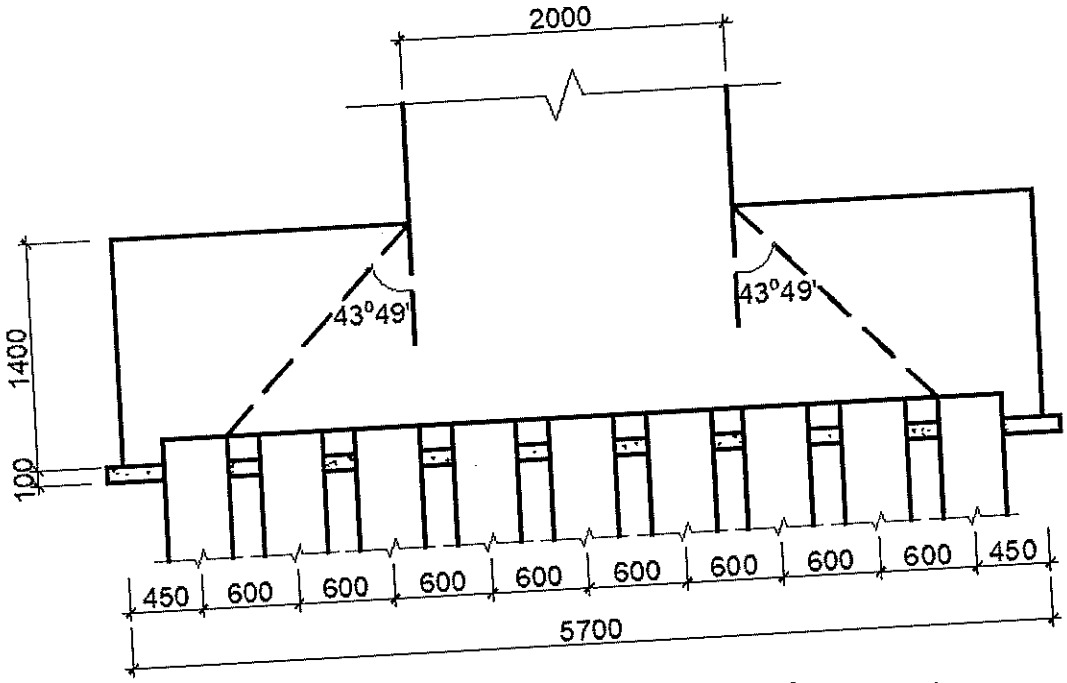
Trong đó: $\alpha = 1$ đối với bê tông nặng

R_{bt} là cường độ chịu kéo tính toán của bê tông

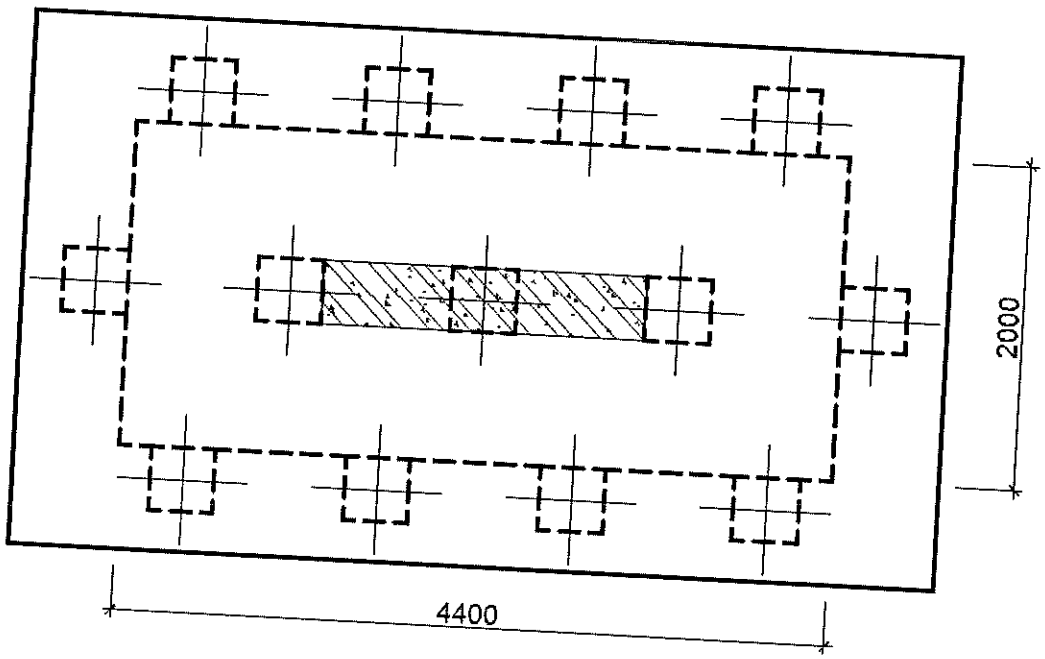
u_m là giá trị trung bình của chu vi đáy trên và đáy dưới tháp nén thủng

h_o là chiều cao làm việc của đài, chọn $h_o = h - a = 1.4 - 0.15 = 1.25(m)$

c là chiều dài hình chiếu của mặt bên tháp nén thủng lên phương ngang



Hình 9.8 Mặt đứng tháp chọc thủng hạn chế móng M1



Hình 9.9 Mặt bằng tháp chọc thủng hạn chế móng M1

Ta có:

$$P_{ct} = P_1 + P_2 + P_3 + P_5 + P_6 + P_8 + P_9 + P_{11} + P_{12} + P_{13}$$
$$= 1189.1 + 1094.5 + 1283.7 + 1094.4 + 1283.7 + 1094.4 + 1283.7 + 1094.3 + 1283.6 + 1188.9$$
$$= 11890.3(\text{kN})$$

$$u_m = \frac{(0.4+2)\times 2 + (2+4.4)\times 2}{2} = 8.8(\text{m})$$

➔ $P_{cct} = (1.15\times 1000)\times 8.8\times 1.25\times \frac{1.25}{1.2} = 13177.1(\text{kN}) > P_{ct} = 11890.3(\text{kN})$ √

➔ Thỏa điều kiện chọc thủng

9.5.4.6. Kiểm tra điều kiện chọc thủng của cọc đối với đài

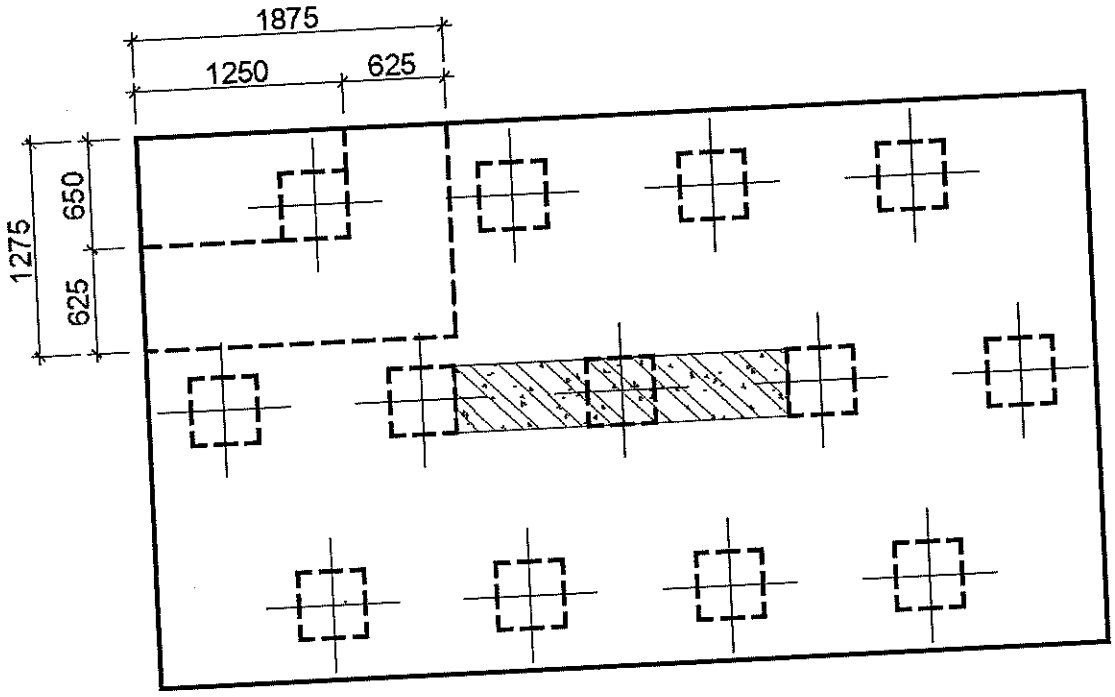
Điều kiện kiểm tra: $P_{ct} \le P_{cct}$

Với: $P_{cct} = R_{bt}A_b$; $A_b = uh_o$

Trong đó: A_b là diện tích tiết diện ngang tính toán nằm ở khoảng cách $0.5h_o$, tính từ biên của diện truyền lực tập trung F, với chiều cao làm việc của tiết diện h_o

u là chu vi đường bao của tiết diện ngang tính toán

$h_o = h - a = 1.4 - 0.15 = 1.25(\text{m})$



Hình 9.10 Mặt bằng tháp chọc thủng của cọc đối với đài móng M1

Ta có:

$P_{ct} = P_{max} = 1283.7(kN)$

➔ $P_{cct} = (1.15 \times 1000) \times (1.875 + 1.275) \times 2 \times 1.25 = 9056.25(kN) > P_{ct} = 1283.7(kN)$

➔ Thỏa điều kiện chọc thủng

9.5.4.7. Tính toán cốt thép cho đài móng

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

Momen tại ngàm do phản lực các đầu cọc gây ra với giá trị:

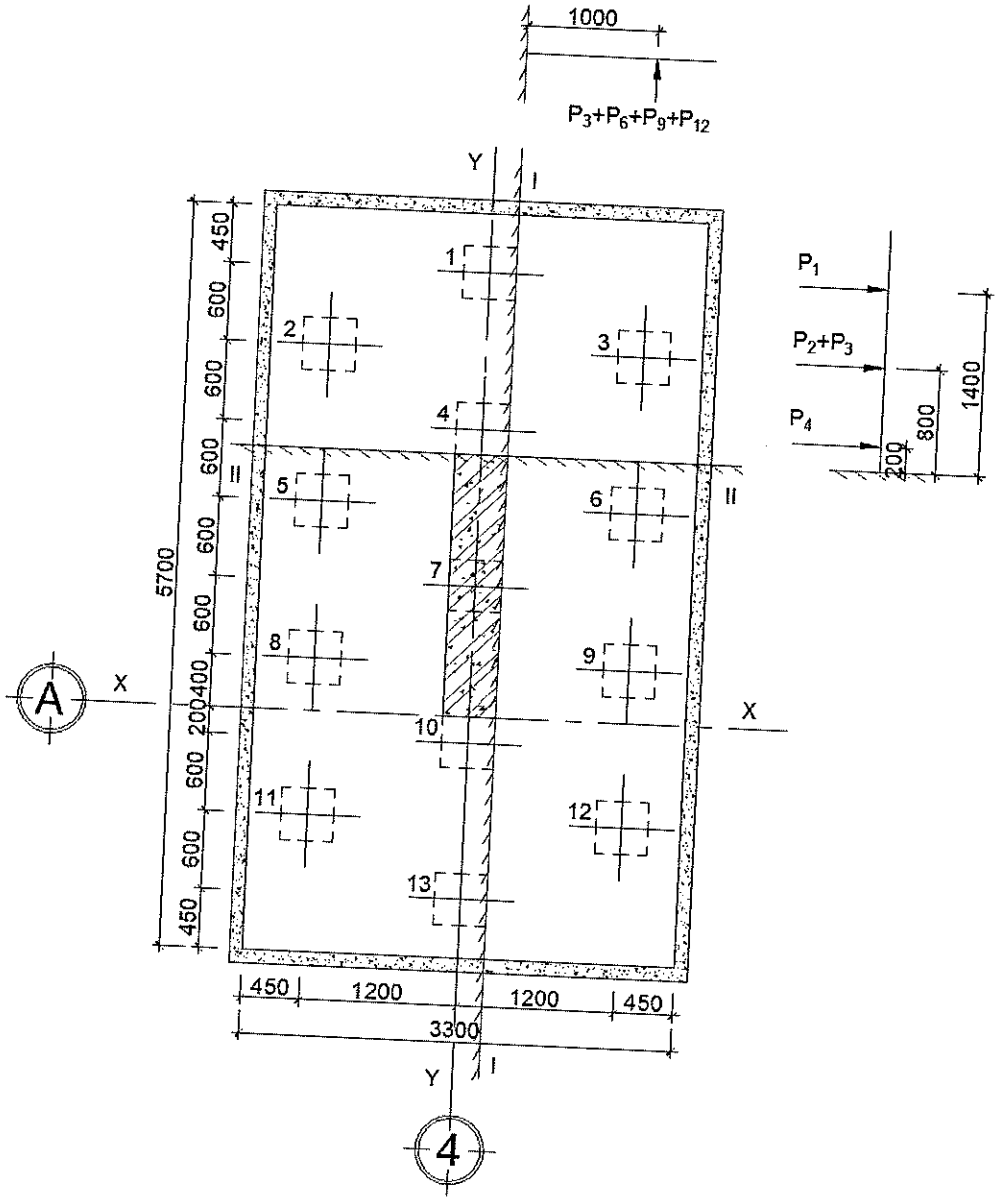
$$M = \sum_{i=1}^{n} d_i P_i$$

Trong đó: d_i là khoảng cách từ tim cọc thứ i đến mặt ngàm

P_i là phản lực đầu cọc thứ i.

Diện tích cốt thép tính theo công thức:

$$\alpha = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_o^2}; \xi = 1 - \sqrt{1-2\alpha}; A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_o}{R_s}$$



Hình 9.11 Sơ đồ tính thép đài móng

a. Tính thép phương X

$$P_3 + P_6 + P_9 + P_{12} = 1283.7 + 1283.7 + 1283.7 + 1283.6 = 5134.7(\text{kN})$$

$$M = d \times (P_3 + P_6 + P_9 + P_{12}) = 1 \times 5134.7 = 5134.7(\text{kN.m})$$

$$\alpha = \frac{5134.7}{1 \times 17 \times 10^3 \times 5.7 \times 1.25^2} = 0.034$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.034} = 0.035$$

$$A_s = \frac{0.035 \times 1 \times 17 \times 5700 \times 1250}{350} = 12112.5 \left(mm^2\right)$$

➔ Chọn $\varnothing 18a100 \left(A_s = 14504\ mm^2\right)$

b. Tính thép phương Y

$$P_2 + P_3 = 1094.5 + 1283.7 = 2378.2 (kN)$$

$$P_1 = 1189.1 (kN)$$

$$P_4 = 1189.1 (kN)$$

$$M = 2378.2 \times 0.8 + 1189.1 \times 1.4 + 1189.1 \times 0.2 = 3805.12 (kN.m)$$

$$\alpha = \frac{3805.12}{1 \times 17 \times 10^3 \times 3.3 \times 1.25^2} = 0.043$$

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

$$A_s = \frac{0.044 \times 1 \times 17 \times 3300 \times 1250}{350} = 8815.7 \left(mm^2\right)$$

➔ Chọn $\varnothing 22a125 \left(A_s = 10035\ mm^2\right)$

9.5.5. Thiết kế móng M2

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

Xác định số lượng cọc: $n_c = k \times \frac{N_{tt}}{R_{c,d}}$.

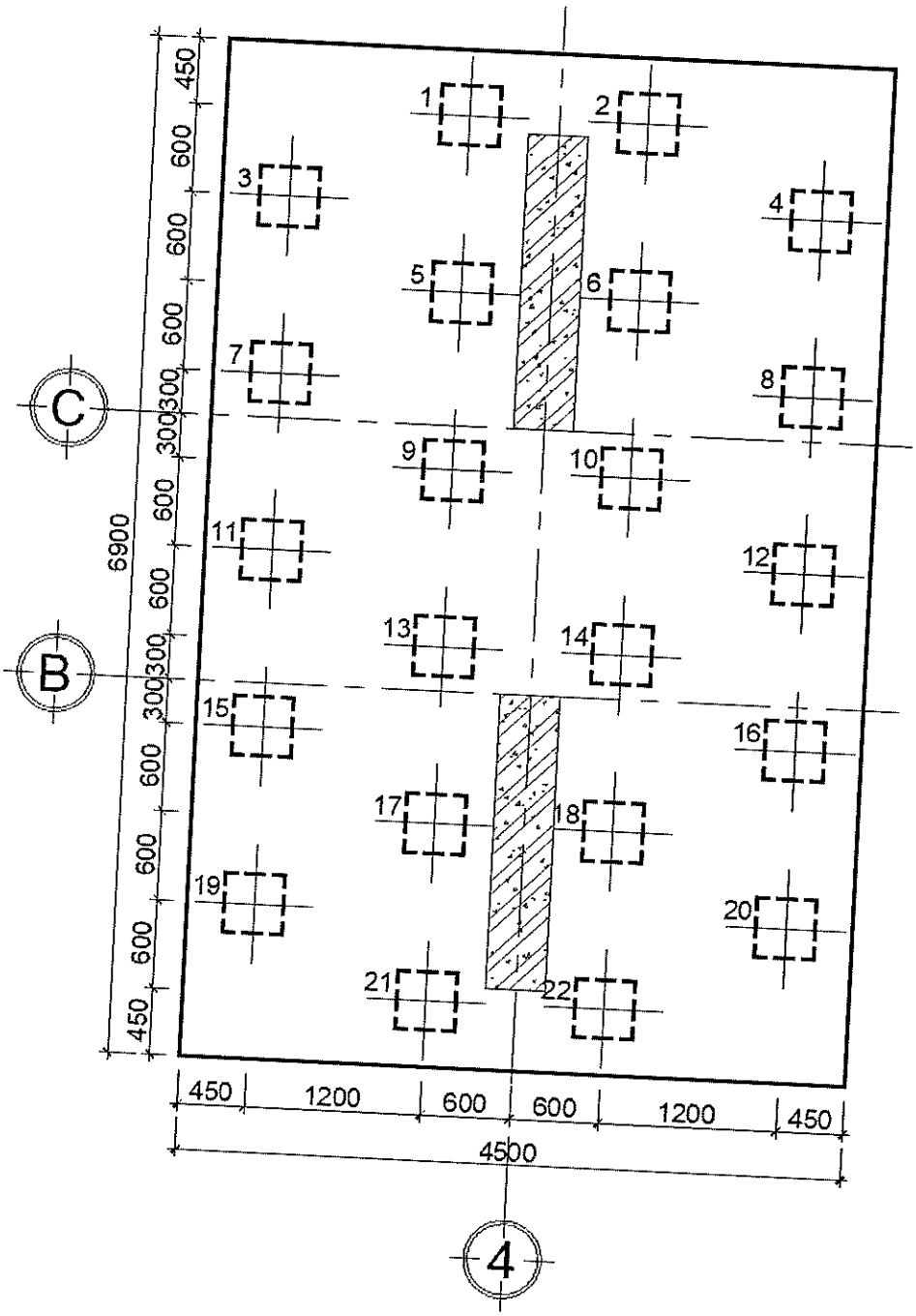
Trong đó:

N_{tt} là lực dọc tính toán tại chân vách

k là hệ số xét đến ảnh hưởng của momen $k = 1.1 \div 1.3$

➔ $n_c = 1.1 \times \frac{13993.4 + 13079.3}{1400} = 21.27$

Chọn đài móng chung cho 2 vách có 22 cọc và bố trí như hình sau:



Hình 9.12 Mặt bằng bố trí cọc móng M2

9.5.5.2. Kiểm tra phản lực đầu cọc

Lý thuyết tính toán đã được trình bày ở mục 9.5.4.2

Nội lực tính toán đã được trình bày ở mục 9.3.1

- **Quy đổi nội lực từ chân vách về trọng tâm mặt trên đài móng:**

$N^{tt} = 13993.4 + 13079.3 = 27072.7(kN)$

$M_x^{tt} = -0.8 - 19.9 - (13993.4 \times 1.9 - 13079.3 \times 1.9) = -1757.49(kN.m)$

$$M_y^{tt} = 577.9 - 360.4 = 217.5(kN.m)$$
$$Q_x^{tt} = 67.9 - 57.9 = 10(kN)$$
$$Q_y^{tt} = -0.6 - 14.4 = -15(kN)$$

- **Quy đổi nội lực từ trọng tâm mặt trên đài móng xuống đáy đài móng:**

$$N_{dai} = 1.1 \times 25 \times 6.9 \times 4.5 \times 1.4 = 1195.425(kN)$$
$$\sum N^{tt} = 27072.7 + 1195.425 = 28268.13(kN)$$
$$\sum M_x^{tt} = |-1757.49 + 15 \times 1.4| = 1736.49(kN.m)$$
$$\sum M_y^{tt} = |217.5 + 10 \times 1.4| = 231.5(kN.m)$$

- **Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp N_{max}, $M_{xtư}$, $M_{ytư}$, $Q_{xtư}$, $Q_{ytư}$**

Bảng 9-16 Giá trị phản lực đầu cọc

STT cọc	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	Σx_i^2	Σy_i^2	P_i (kN)
1	-0.6	3	0.36	9	36.72	79.2	1346.9
2	0.6	3	0.36	9			1354.5
3	-1.8	2.4	3.24	5.76			1326.2
4	1.8	2.4	3.24	5.76			1348.9
5	-0.6	1.8	0.36	3.24			1320.6
6	0.6	1.8	0.36	3.24			1328.2
7	-1.8	1.2	3.24	1.44			1299.9
8	1.8	1.2	3.24	1.44			1322.6
9	-0.6	0.6	0.36	0.36			1294.3
10	0.6	0.6	0.36	0.36			1301.9
11	-1.8	0	3.24	0			1273.6
12	1.8	0	3.24	0			1296.3
13	-0.6	-0.6	0.36	0.36			1268.0
14	0.6	-0.6	0.36	0.36			1275.5
15	-1.8	-1.2	3.24	1.44			1247.3
16	1.8	-1.2	3.24	1.44			1270.0
17	-0.6	-1.8	0.36	3.24			1241.7
18	0.6	-1.8	0.36	3.24			1249.2
19	-1.8	-2.4	3.24	5.76			1220.9
20	1.8	-2.4	3.24	5.76			1243.6
21	-0.6	-3	0.36	9			1215.4
22	0.6	-3	0.36	9			1222.9

Kiểm tra phản lực đầu cọc:

Theo mục 7.1.11 TCVN 10304:2014, nếu tính toán móng cọc cho tổ hợp tải trọng có kể đến tải trọng gió, thì cho phép tăng 20% tải trọng tính toán lên cọc. (Trang 19)

Qua tính toán kiểm tra phản lực đầu cọc cho móng M1, ta thấy giá trị phản lực đầu cọc khi tính với tổ hợp tải trọng động đất nhỏ hơn so với khi tính theo tổ hợp tải trọng gió, do đó sinh viên chỉ cần kiểm tra phản lực đầu cọc ứng với tổ hợp tải trọng có gió.

$$P_{max} + W_{coc} = 1354.5 + 105.6 = 1460.1(kN) < R_{c,d} = 1400 \times 1.2 = 1680(kN)$$

(đạt $86.9\%R_{c,d}$)

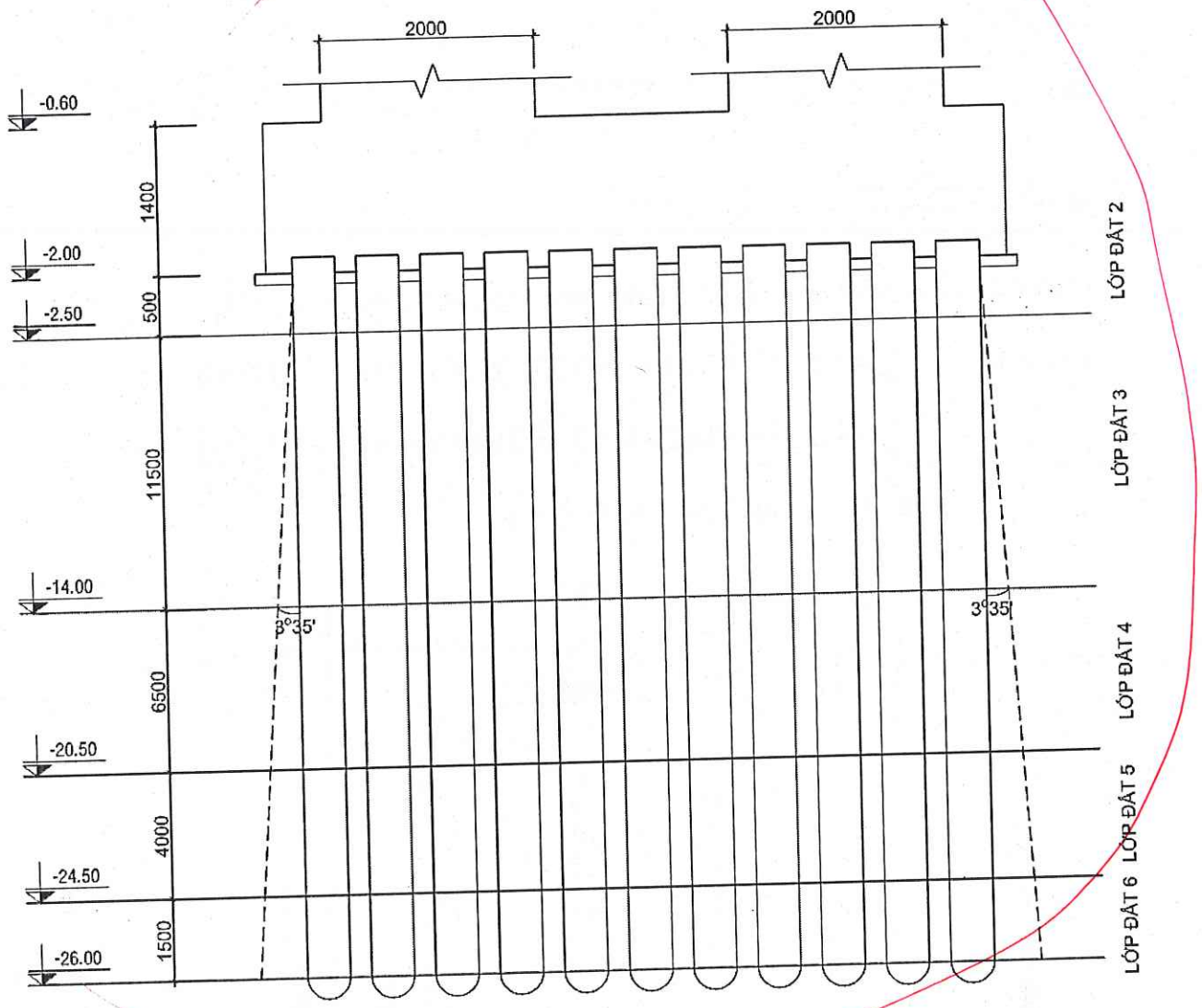
$$P_{min} = 1215.4(kN) > 0$$

➔ Vậy tải trọng truyền xuống cọc đảm bảo không vượt quá sức chịu tải cho phép của cọc. Không có cọc nào trong móng chịu nhổ.

9.5.5.3. Kiểm tra nền dưới đáy móng khối quy ước

1. Kích thước móng khối quy ước

Theo mục 7.4.4 TCVN 10304:2014, quy định ranh giới của móng khối quy ước được xác định như sau:



Hình 9.13 Sơ đồ móng khối quy ước

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

$$\varphi_{II,tb} = \frac{\sum \varphi_{II,i} l_i}{\sum l_i}$$

(Các đại lượng đã được trình bày ở mục 9.5.4.3)

$$\rightarrow \varphi_{II,tb} = \frac{18.75\times 0.5 + 3.2\times 11.5 + 32.93\times 6.5 + 7.93\times 4 + 35.27\times 1.5}{0.5+11.5+6.5+4+1.5} = 14°22'6.75"$$

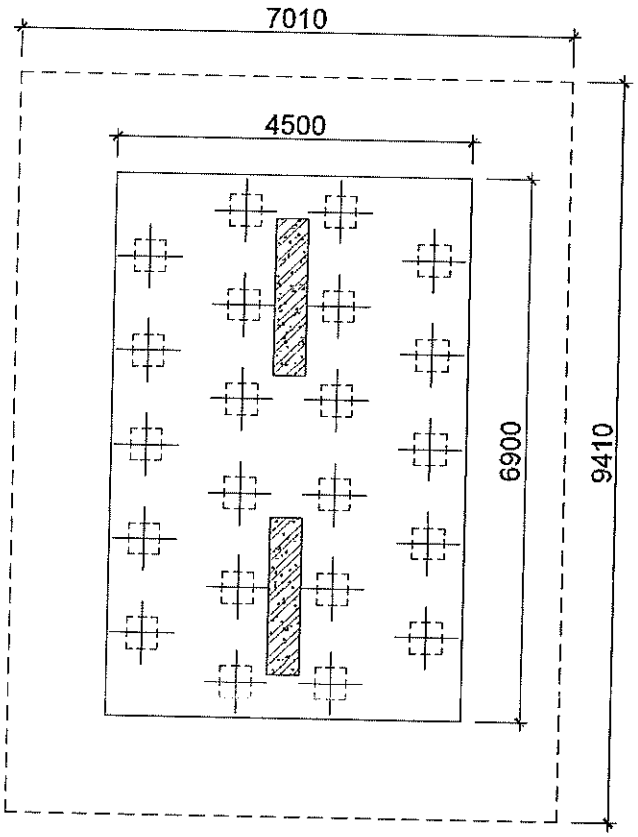
$$\rightarrow \frac{\varphi_{II,tb}}{4} = \frac{14°22'6.75"}{4} = 3°35'31.69"$$

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

Trong đó: $B_{qu} = 1.2\times 3 + 0.2\times 2 + \tan(3°35'31.69")\times 24\times 2 = 7.01(\text{m})$

$L_{qu} = 1.2\times 5 + 0.2\times 2 + \tan(3°35'31.69")\times 24\times 2 = 9.41(\text{m})$

$\rightarrow A_{qu} = 9.41\times 7.01 = 65.96(\text{m}^2)$



Hình 9.14 Kích thước móng khối quy ước

2. Trọng lượng móng khối quy ước

Trọng lượng đất trong móng khối quy ước:

$$W_{dat} = \left(A_{qu} - n \times A_{coc}\right) \times \sum \gamma_i h_i + \left(A_{qu} - A_{dai}\right) \times \sum \gamma_j h_j$$

Trong đó:

$$\sum \gamma_i h_i = 8.6 \times 0.5 + 6.67 \times 11.5 + 9.19 \times 6.5 + 8.45 \times 4 + 10.65 \times 1.5 = 190.5 \left(kN/m^2\right)$$

$$\sum \gamma_j h_j = 8.4 \times 0.4 + 8.6 \times 1 = 11.96 \left(kN/m^2\right)$$

$$\rightarrow W_{dat} = \left(65.96 - 22 \times 0.4 \times 0.4\right) \times 190.5 + \left(65.96 - 6.9 \times 4.5\right) \times 11.96 = 12312.34 (kN)$$

Trọng lượng đài móng: $W_{dai} = 15 \times 4.5 \times 6.9 \times 1.4 = 652.1 (kN)$

Trọng lượng cọc: $W_{coc} = 22 \times 15 \times 0.4 \times 0.4 \times 24 = 1267.2 (kN)$

→ Trọng lượng móng khối quy ước: $W_{qu} = 12312.34 + 652.1 + 1267.2 = 14231.64 (kN)$

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

Quy đổi nội lực từ chân vách về trọng tâm mặt trên đài móng (tải tiêu chuẩn):

$$N^{tc} = 12168.2 + 11373.3 = 23541.5 (kN)$$

$$M_x^{tc} = -0.7 - 17.3 - \left(12168.2 \times 1.9 - 11373.3 \times 1.9\right) = -1528.31 (kN.m)$$

$$M_y^{tc} = 502.5 - 313.4 = 189.1 (kN.m)$$

$$Q_x^{tc} = 59 - 50.3 = 8.7 (kN)$$

$$Q_y^{tc} = -0.5 - 12.5 = -13 (kN)$$

Tải trọng quy về đáy móng khối quy ước:

$$\sum N_{qu}^{tc} = N^{tc} + W_{qu} = 23541.5 + 14231.64 = 37773.14 (kN)$$

$$\sum M_{x-qu}^{tc} = \left|M_x - Q_y \times h_{MKQU}\right| = \left|-1528.31 + 13 \times 25.4\right| = 1198.11 (kN.m)$$

$$\sum M_{y-qu}^{tc} = \left|M_y + Q_x \times h_{MKQU}\right| = \left|189.1 + 8.7 \times 25.4\right| = 410.08 (kN.m)$$

Momen chống uốn của móng khối quy ước:

$$W_x = \frac{B_{qu} \times L_{qu}^2}{6} = \frac{7.01 \times 9.41^2}{6} = 103.45 \left(m^3\right)$$

$$W_y = \frac{L_{qu} \times B_{qu}^2}{6} = \frac{9.41 \times 7.01^2}{6} = 77.07 \left(m^3\right)$$

4. Cường độ tiêu chuẩn của đất dưới đáy móng khối quy ước

Theo mục **4.6.9 TCVN 9362:2012**, cường độ tiêu chuẩn của đất nền được xác định theo công thức: $R = \frac{m_1 \times m_2}{k_{tc}}\left(A \times b \times \gamma_{II} + B \times h \times \gamma'_{II} + D \times c_{II} - \gamma_{II} \times h_o\right)$

Trong đó: m_1 là hệ số điều kiện làm việc của đất nền, đối với cát thô lẫn sỏi sạn lấy $m_1 = 1.4$

$m_2 = 1.4$: là hệ số điều kiện làm việc của công trình tác động qua lại với đất nền, ứng với tỉ số giữa chiều dài và chiều cao công trình L/H=67.8/70.9=0.96

k_{tc} là hệ số độ tin cậy, $k_{tc} = 1$ khi các đặc trưng tính toán lấy trực tiếp từ các mẫu đất tại nơi xây dựng.

γ'_{II} là giá trị trung bình của trọng lượng thể tích các lớp đất phía trên độ sâu đặt móng

$$\gamma'_{II} = \frac{0.5\times18.4 + 0.5\times8.4 + 1.5\times8.6 + 11.5\times6.67 + 6.5\times9.19 + 4\times8.45 + 1.5\times10.65}{26}$$
$$= 8.17\left(kN/m^3\right)$$

$\gamma_{II} = 10.65\left(kN/m^3\right)$ là giá trị trung bình của trọng lượng thể tích lớp đất phía dưới đáy móng (lớp đất số 6)

c_{II} là trị tính toán của lực dính đơn vị của đất nằm trực tiếp dưới đáy móng, $c_{II} = 0.6\left(kN/m^2\right)$

b là bề rộng (cạnh bé) của đáy khối móng quy ước, b = 7.01m

h = 26 m là chiều sâu đặt móng so với cốt quy định

$h_o = h - h_{td}$ là chiều sâu đến tầng hầm tính bằng mét. Khi không có tầng hầm thì lấy $h_o = 0$

A,B và D là các hệ số không thứ nguyên lấy theo bảng 14 TCVN 9362:2012 phụ thuộc vào trị tính toán của góc ma sát trong $\varphi_{II} = 35.27°$. Tra bảng ta được:

A = 2.080; B = 7.870; D = 9.699

$$R = \frac{1.4\times1.4}{1}\times\left(2.080\times7.01\times10.65 + 7.870\times26\times8.17 + 9.699\times0.6 - 10.65\times0\right)$$
$$= 3592.4\left(kN/m^2\right)$$

. Kiểm tra ứng suất dưới đáy móng khối quy ước

ứng suất dưới đáy móng khối quy ước:

$$P_{tb}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} = \frac{37773.14}{65.96} = 572.67\left(kN/m^2\right)$$

$$P_{max}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} + \frac{M_{x-qu}^{tc}}{W_x} + \frac{M_{y-qu}^{tc}}{W_y} = \frac{37773.14}{65.96} + \frac{1198.11}{103.45} + \frac{410.08}{77.07} = 589.57\left(kN/m^2\right)$$

$$P_{min}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} - \frac{M_{x-qu}^{tc}}{W_x} - \frac{M_{y-qu}^{tc}}{W_y} = \frac{37773.14}{65.96} - \frac{1198.11}{103.45} - \frac{410.08}{77.07} = 555.76\left(kN/m^2\right)$$

Kiểm tra ứng suất:

$$\begin{cases} P_{tb}^{tc} = 572.67\left(kN/m^2\right) < R = 3592.4\left(kN/m^2\right) \\ P_{max}^{tc} = 589.57\left(kN/m^2\right) < 1.2R = 1.2\times 3592.4 = 4310.88\left(kN/m^2\right) \\ P_{min}^{tc} = 555.76\left(kN/m^2\right) > 0 \end{cases} \rightarrow \text{Thỏa}$$

9.5.5.4. Kiểm tra độ lún móng khối quy ước

Ứng suất gây lún tại đáy móng khối quy ước:

$$P_{gl} = P_{tb}^{tc} - \sum \gamma_i h_i$$

Trong đó: P_{tb}^{tc} là áp lực tiêu chuẩn trung bình của đất nền dưới đáy móng khối quy ước

$$P_{tb}^{tc} = 572.67\left(kN/m^2\right)$$

$\sum \gamma_i h_i$ là tổng ứng suất hữu hiệu theo phương đứng do trọng lượng bản thân tự nhiên của đất nền gây ra tại đáy móng khối quy ước

$$\sum \gamma_i h_i = 18.4\times 0.5 + 8.4\times 0.5 + 8.6\times 1.5 + 6.67\times 11.5 + 9.19\times 6.5 + 8.45\times 4 + 10.65\times 1.5$$
$$= 212.52\left(kN/m^2\right)$$

$$\rightarrow P_{gl} = 572.67 - 212.52 = 360.15\left(kN/m^2\right)$$

Chia đất nền thành các lớp có chiều dày $h_i \le \frac{B_{qu}}{4} = \frac{7.01}{4} = 1.8(m)$ → chọn $h_i = 1(m)$

Xét 1 điểm thuộc trục qua tâm móng có độ sâu z kể từ đáy móng khối quy ước. Khi c
ứng suất do tải trọng ngoài gây ra được xác định theo công thức: $\sigma_z^{gl} = P_{gl}\alpha$, với α là
hệ số tra bảng với tỉ số $\frac{L_{qu}}{B_{qu}} = \frac{9.41}{7.01} = 1.342$ và $\frac{2z}{B_{qu}}$ **(Bảng C.1 TCVN 9362:2012)**

LỚP ĐẤT	ĐIỂM	CAO TRÌNH (m)	h_i (m)	z (m)	γ (kN/m^3)	$2z/B_{qu}$	α	σ^{bt}_z (kN/m^2)	σ^{gl}_z (kN/m^2)	
6	0	-26	0	0	10.65	0.00	1	212.52	360.15	
6	1	-27	1	1	10.65	0.29	0.978	223.17	352.23	
6	2	-28	1	2	10.65	0.57	0.915	233.82	329.54	
7	3	-29	1	3	9.23	0.86	0.816	243.76	293.88	
7	4	-30	1	4	9.23	1.14	0.697	252.99	251.02	
7	5	-31	1	5	9.23	1.43	0.584	262.22	210.33	
7	6	-32	1	6	9.23	1.71	0.488	271.45	175.75	
7	7	-33	1	7	9.23	2.00	0.403	280.68	145.14	
7	8	-34	1	8	9.23	2.28	0.341	289.91	122.81	
7	9	-35	1	9	9.23	2.57	0.288	299.14	103.72	
7	10	-36	1	10	9.23	2.85	0.245	308.37	88.24	
7	11	-37	1	11	9.23	3.14	0.21	317.6	75.63	
7	12	-38	1	12	9.23	3.42	0.183	326.83	65.91	
7	13	-39	1	13	9.23	3.71	0.16	336.06	57.62	

Lớp đất 7 có $E = 19384\left(kN/m^2\right) > 5000\left(kN/m^2\right)$ và $\sigma_z^{bt}/\sigma_z^{gl} > 5$ nên ảnh hưởng lún từ lớp này trở xuống không đáng kể, do đó chỉ cần tính lún tới điểm thứ 13

Độ lún móng khối quy ước:

Theo mục C.1.6 Phụ lục C TCVN 9362:2012, độ lún nền móng theo phương pháp cộng lớp xác định theo công thức:

$$S = \beta \times \sum_{1}^{n} \frac{p_i \times h_i}{E_i}$$

Trong đó: S là độ lún cuối cùng (ổn định) của móng

n là số lớp chia theo độ sâu của tầng chịu nén của nền

h_i là chiều dày của lớp đất thứ i

E_i là Modun biến dạng của lớp đất thứ i

p_i là ứng suất gây lún trung bình trong lớp phân tố thứ i

β là hệ số không thứ nguyên bằng 0.8

Bảng 9-17 Kết quả tính lún móng M2

LỚP ĐẤT	ĐIỂM	σ^{gl}_{zi} (kN/m^2)	$\sigma^{gl\text{-}tb}_{zi}$ (kN/m^2)	β	h_i (m)	E (kN/m^2)	S (cm)
6	0	360.15	356.19	0.8	1	31940	0.89
6	1	352.23					
6	1	352.23	340.88	0.8	1	31940	0.85
6	2	329.54					
6	2	329.54	311.71	0.8	1	19384	1.29
7	3	293.88					
7	3	293.88	272.45	0.8	1	19384	1.12
7	4	251.02					
7	4	251.02	230.68	0.8	1	19384	0.95
7	5	210.33					
7	5	210.33	193.04	0.8	1	19384	0.80
7	6	175.75					
7	6	175.75	160.45	0.8	1	19384	0.66
7	7	145.14					
7	7	145.14	133.98	0.8	1	19384	0.55
7	8	122.81					
7	8	122.81	113.27	0.8	1	19384	0.47
7	9	103.72					
7	9	103.72	95.98	0.8	1	19384	0.40
7	10	88.24					
7	10	88.24	81.93	0.8	1	19384	0.34
7	11	75.63					
7	11	75.63	70.77	0.8	1	19384	0.29
7	12	65.91					
7	12	65.91	61.77	0.8	1	19384	0.25
7	13	57.62					
TỔNG							8.87

Theo Phụ lục E **TCVN 10304:2014** Trị biến dạng giới hạn của nền S_{gh} đối với khung bê tông cốt thép, độ lún tuyệt đối lớn nhất là S_{gh}=10(cm).

➔ $S = 8.87(\text{cm}) < S_{gh} = 10(\text{cm})$ ➔ Thỏa điều kiện độ lún.

9.5.5.5. Kiểm tra điều kiện chọc thủng của vách đối với đài

1. Kiểm tra điều kiện chọc thủng tự do với tháp chọc thủng có góc nghiêng 45°

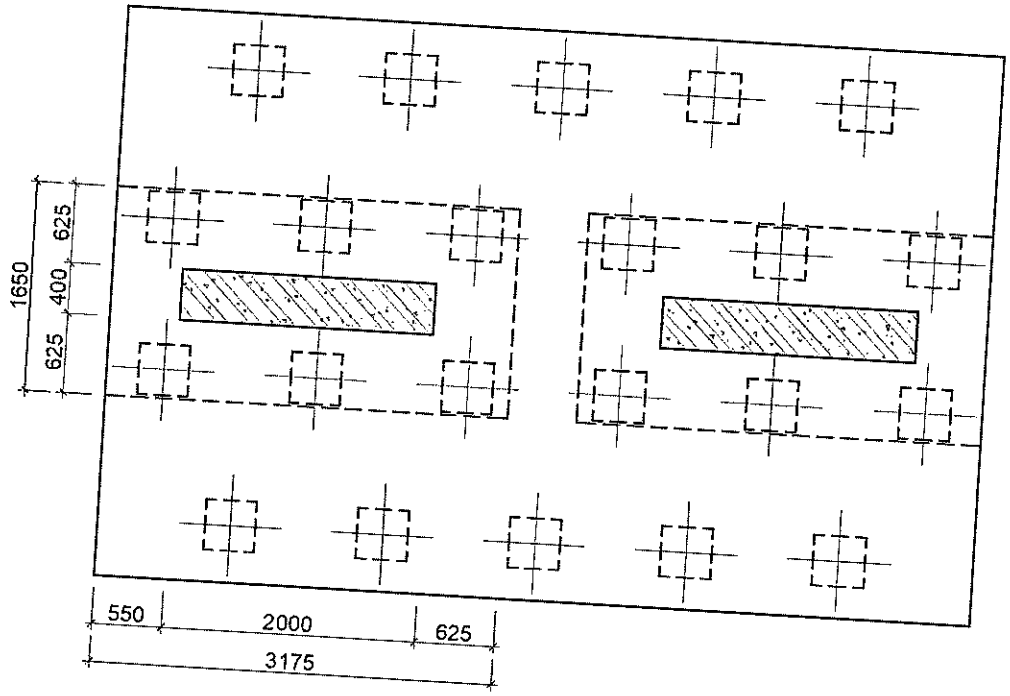
Điều kiện kiểm tra: $P_{ct} \le P_{cct}$

Với: $P_{cct} = R_{bt} A_b$; $A_b = uh_o$

Trong đó: A_b là diện tích tiết diện ngang tính toán nằm ở khoảng cách $0.5h_o$, tính t
biên của diện truyền lực tập trung F, với chiều cao làm việc của tiết diện h_o

u là chu vi đường bao của tiết diện ngang tính toán

$h_o = h - a = 1.4 - 0.15 = 1.25(m)$



Hình 9.15 Mặt bằng tháp chọc thủng tự do móng M2

Lực gây chọc thủng cho đài là tổng phản lực đầu cọc nằm ngoài tháp chọc thủng

$P_{ct} = P_3 + P_4 + P_7 + P_8 + P_{11} + P_{12}$

$= 1326.2 + 1348.9 + 1299.9 + 1322.6 + 1273.6 + 1296.3$

$= 7867.5(kN)$

$P_{cct} = 1.15 \times 10^3 \times (1.65 + 3.175) \times 2 \times 1.25 = 13871.9(kN)$

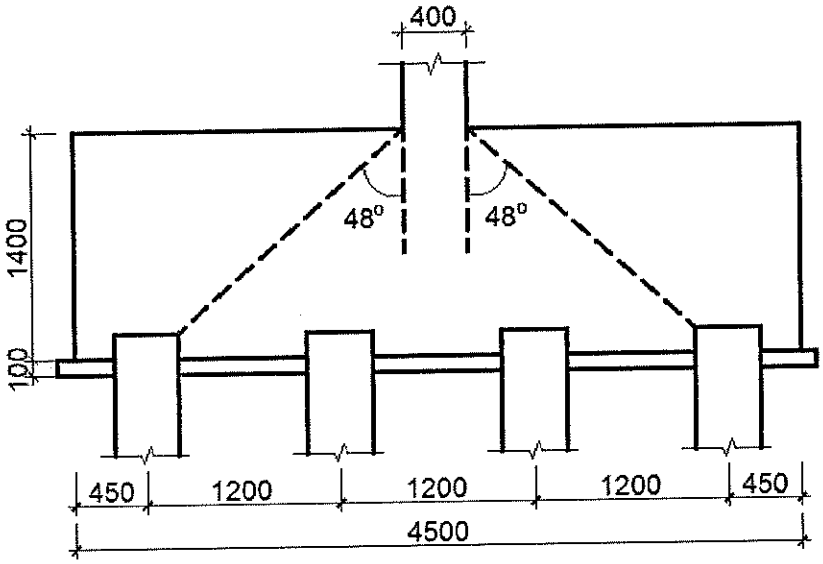
➔ $P_{ct} = 7867.5(kN) < P_{cct} = 13871.9(kN)$

➔ Thỏa điều kiện chọc thủng.

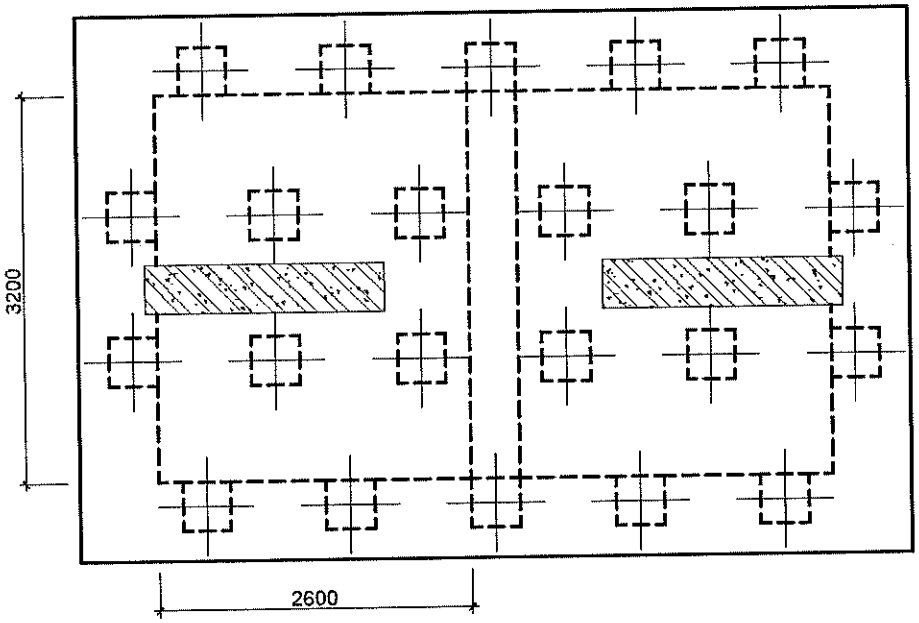
2. Kiểm tra điều kiện chọc thủng hạn chế với góc chọc thủng >45°

Điều kiện kiểm tra: $P_{ct} \le P_{cct} = \alpha R_{bt} u_m h_o \frac{h_o}{c}$

Các đại lượng đã được trình bày ở mục 9.5.4.5



Hình 9.16 Mặt đứng tháp chọc thủng hạn chế móng M2



Hình 9.17 Mặt bằng tháp chọc thủng hạn chế móng M2

Ta có:

$$P_{ct} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_7 + P_8 + P_{11} + P_{12}$$
$$= 1346.9 + 1354.5 + 1326.2 + 1348.9 + 1299.9 + 1322.6 + 1273.6 + 1296.3$$
$$= 10568.9(\text{kN})$$

$$u_m = \frac{(0.4+2)\times 2 + (2.6+3.2)\times 2}{2} = 8.2(\text{m})$$

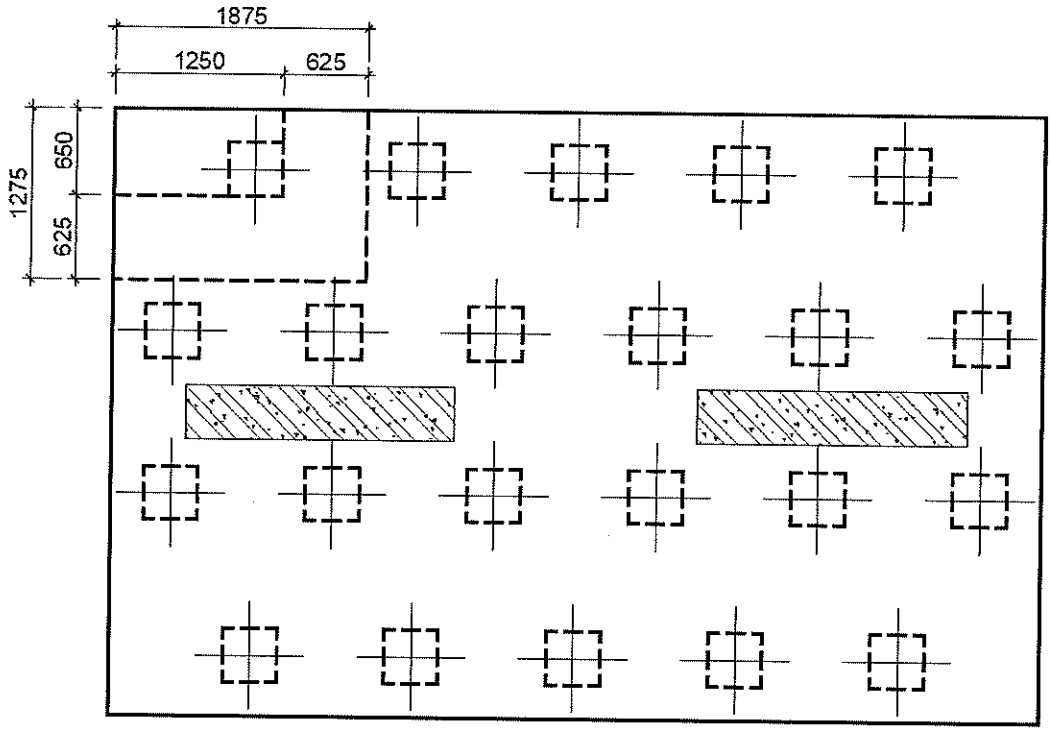
➔ $P_{cct} = (1.15\times 1000)\times 8.2\times 1.25\times \frac{1.25}{1.05} = 14032.7(\text{kN}) > P_{ct} = 10568.9(\text{kN})$

➔ Thỏa điều kiện chọc thủng

9.5.5.6. Kiểm tra điều kiện chọc thủng của cọc đối với đài

Điều kiện kiểm tra: $P_{ct} \le P_{cct}$

Các đại lượng đã được trình bày ở mục 9.5.4.6



Hình 9.18 Mặt bằng tháp chọc thủng của cọc đối với đài móng M2

Ta có:

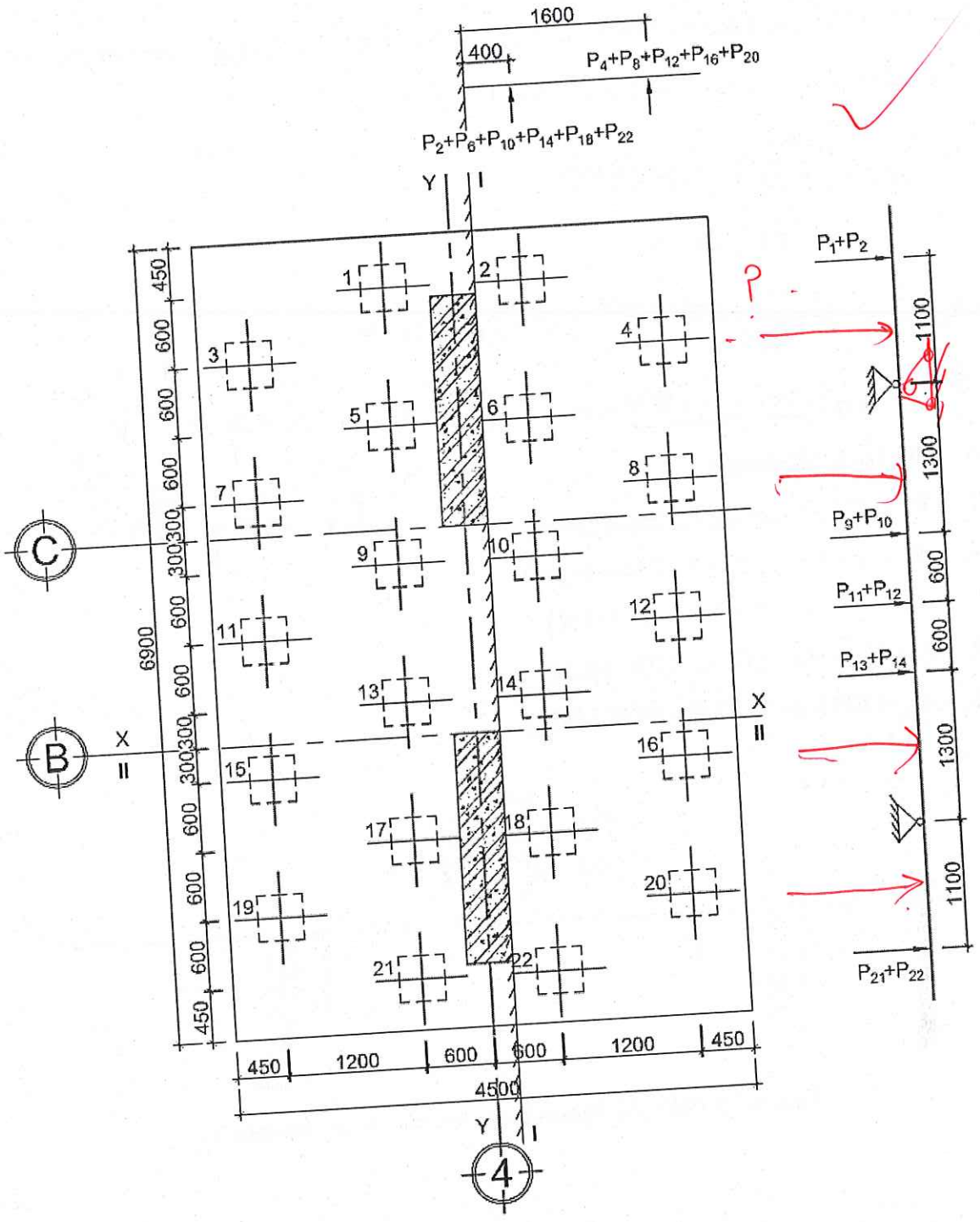
$P_{ct} = P_{max} = 1354.5(\text{kN})$;

➔ $P_{cct} = (1.15\times 1000)\times(1.875+1.275)\times 2\times 1.25 = 9056.25(\text{kN}) > P_{ct} = 1354.5(\text{kN})$

➔ Thỏa điều kiện chọc thủng.

.5.5.7. Tính toán cốt thép cho đài móng

ý thuyết tính toán đã được trình bày ở mục 9.5.4.7



Hình 9.19 Sơ đồ tính thép đài móng

a. Tính thép phương X

$$P_2+P_6+P_{10}+P_{14}+P_{18}+P_{22}=1354.5+1328.2+1301.9+1275.5+1249.2+1222.9=7732.2(\text{kN})$$

$$P_4+P_8+P_{12}+P_{16}+P_{20}=1348.9+1322.6+1296.3+1270+1243.6=6481.4(\text{kN})$$

$$M=0.4\times 7732.2+1.6\times 6481.4=13463.12(\text{kN.m})$$

$$\alpha=\frac{13463.12}{1\times 17\times 10^3\times 6.9\times 1.25^2}=0.073$$

$$\xi=1-\sqrt{1-2\times 0.073}=0.076$$

$$A_s=\frac{0.076\times 1\times 17\times 6900\times 1250}{350}=31838.6(\text{mm}^2)$$

➔Chọn $\varnothing 25a100(A_s=33870\ \text{mm}^2)$

b. Tính thép phương Y

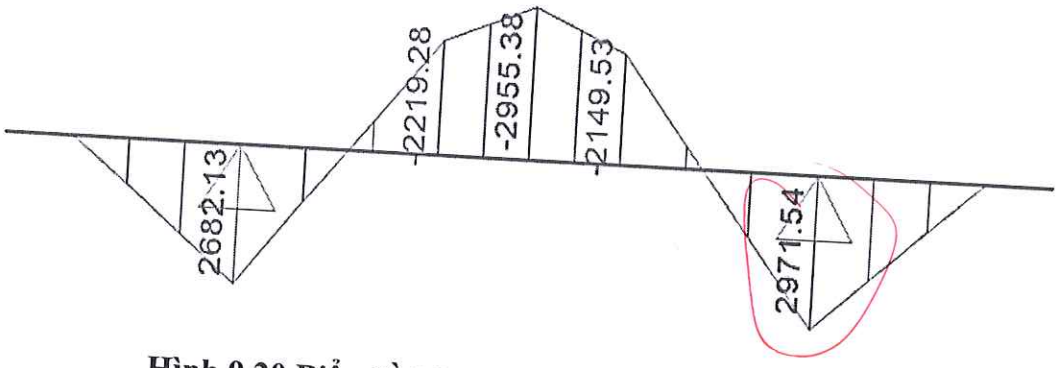
$$P_9+P_{10}=1294.3+1301.9=2596.2(\text{kN})$$

$$P_{11}+P_{12}=1273.6+1296.3=2569.9(\text{kN})$$

$$P_{13}+P_{14}=1268+1275.5=2543.5(\text{kN})$$

$$P_1+P_2=1346.9+1354.5=2701.4(\text{kN})$$

$$P_{21}+P_{22}=1215.4+1222.9=2438.3(\text{kN})$$



Hình 9.20 Biểu đồ Momen đài móng theo phương Y

- **Thép lớp trên:**

$$\alpha = \frac{2955.38}{1\times17\times10^3\times4.5\times1.25^2} = 0.025$$

$$\xi = 1-\sqrt{1-2\times0.025} = 0.025$$

$$A_{s-tren} = \frac{0.025\times1\times17\times4500\times1250}{350} = 6830.4\left(mm^2\right)$$

➔Chọn thép lớp trên $\varnothing18a150\left(A_s = 7634.1\ mm^2\right)$

- **Thép lớp dưới:**

$$\alpha = \frac{2971.54}{1\times17\times10^3\times4.5\times1.25^2} = 0.025$$

$$\xi = 1-\sqrt{1-2\times0.025} = 0.025$$

$$A_{s-duoi} = \frac{0.025\times1\times17\times4500\times1250}{350} = 6830.4\left(mm^2\right)$$

➔Chọn thép lớp dưới $\varnothing18a150\left(A_s = 7634.1\ mm^2\right)$

9.5.6. Thiết kế móng M3

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

Xác định số lượng cọc: $n_c = k\times\frac{N_{tt}}{R_{c,d}}$

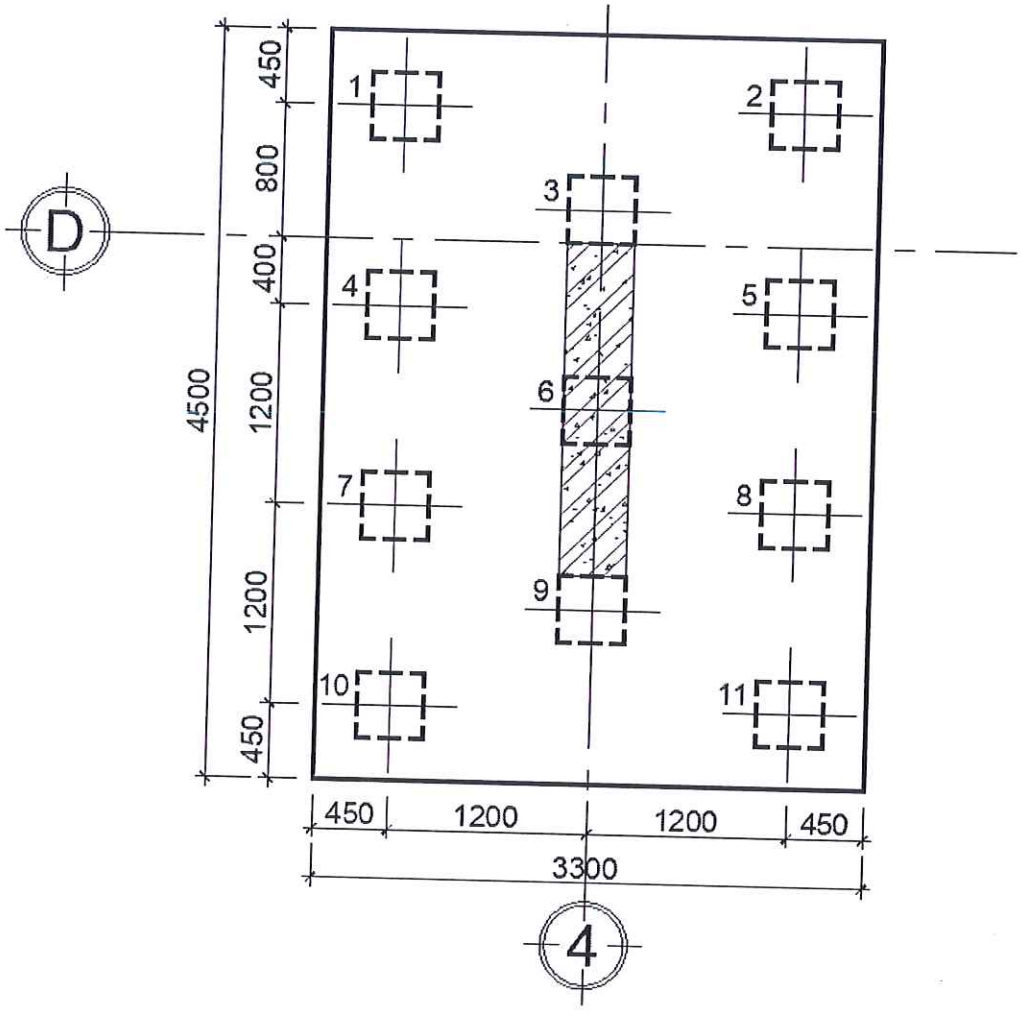
Trong đó:

N_{tt} là lực dọc tính toán tại chân vách

k là hệ số xét đến ảnh hưởng của momen $k = 1.1\div1.3$

➔ $n_c = 1.2\times\frac{12198.7}{1400} = 10.46$

Chọn đài móng có 11 cọc và bố trí như hình sau:



Hình 9.21 Mặt bằng bố trí cọc móng M3

9.5.6.2. Kiểm tra phản lực đầu cọc

Lý thuyết tính toán đã được trình bày ở mục 9.5.4.2

Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp N_{max}, M_{xtu}, M_{ytu}, Q_{xtu}, Q_{ytu}

Trọng lượng tính toán của đài: $N_{dai} = n\gamma_{bt}F_{dai}h_{dai} = 1.1\times 25\times 3.3\times 4.5\times 1.4 = 571.7(kN)$

$$\sum N^{tt} = N_o^{tt} + N_{dai} = 12198.7 + 571.7 = 12770.4(kN)$$

$$\sum M_x^{tt} = |-52.5 + 36\times 1.4| = 2.1(kN.m)$$

$$\sum M_y^{tt} = |-566.8 - 196.8\times 1.4| = 842.32(kN.m)$$

Bảng 9-18 Giá trị phản lực đầu cọc

STT cọc	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	Σx_i^2	Σy_i^2	P_i (kN)
1	-1.2	1.8	1.44	3.24	11.52	17.28	1073.4
2	1.2	1.8	1.44	3.24			1248.9
3	0	1.2	0	1.44			1161.1
4	-1.2	0.6	1.44	0.36			1073.3
5	1.2	0.6	1.44	0.36			1248.8
6	0	0	0	0			1160.9
7	-1.2	-0.6	1.44	0.36			1073.1
8	1.2	-0.6	1.44	0.36			1248.6
9	0	-1.2	0	1.44			1160.8
10	-1.2	-1.8	1.44	3.24			1073.0
11	1.2	-1.8	1.44	3.24			1248.5

Kiểm tra phản lực đầu cọc:

Theo mục 7.1.11 TCVN 10304:2014, nếu tính toán móng cọc cho tổ hợp tải trọng có kể đến tải trọng gió, thì cho phép tăng 20% tải trọng tính toán lên cọc. (Trang 19)

$$P_{max} + W_{coc} = 1248.9 + 105.6 = 1354.5(kN) < R_{c,d} = 1400 \times 1.2 = 1680(kN)$$

(đạt $81\%R_{c,d}$) ; $P_{min} = 1073(kN) > 0$

➔ Vậy tải trọng truyền xuống cọc đảm bảo không vượt quá sức chịu tải cho phép của cọc. Không có cọc nào trong móng chịu nhổ.

9.5.6.3. Kiểm tra nền dưới đáy móng khối quy ước

1. Kích thước móng khối quy ước

Theo mục 7.4.4 TCVN 10304:2014, quy định ranh giới của móng khối quy ước được xác định như sau:

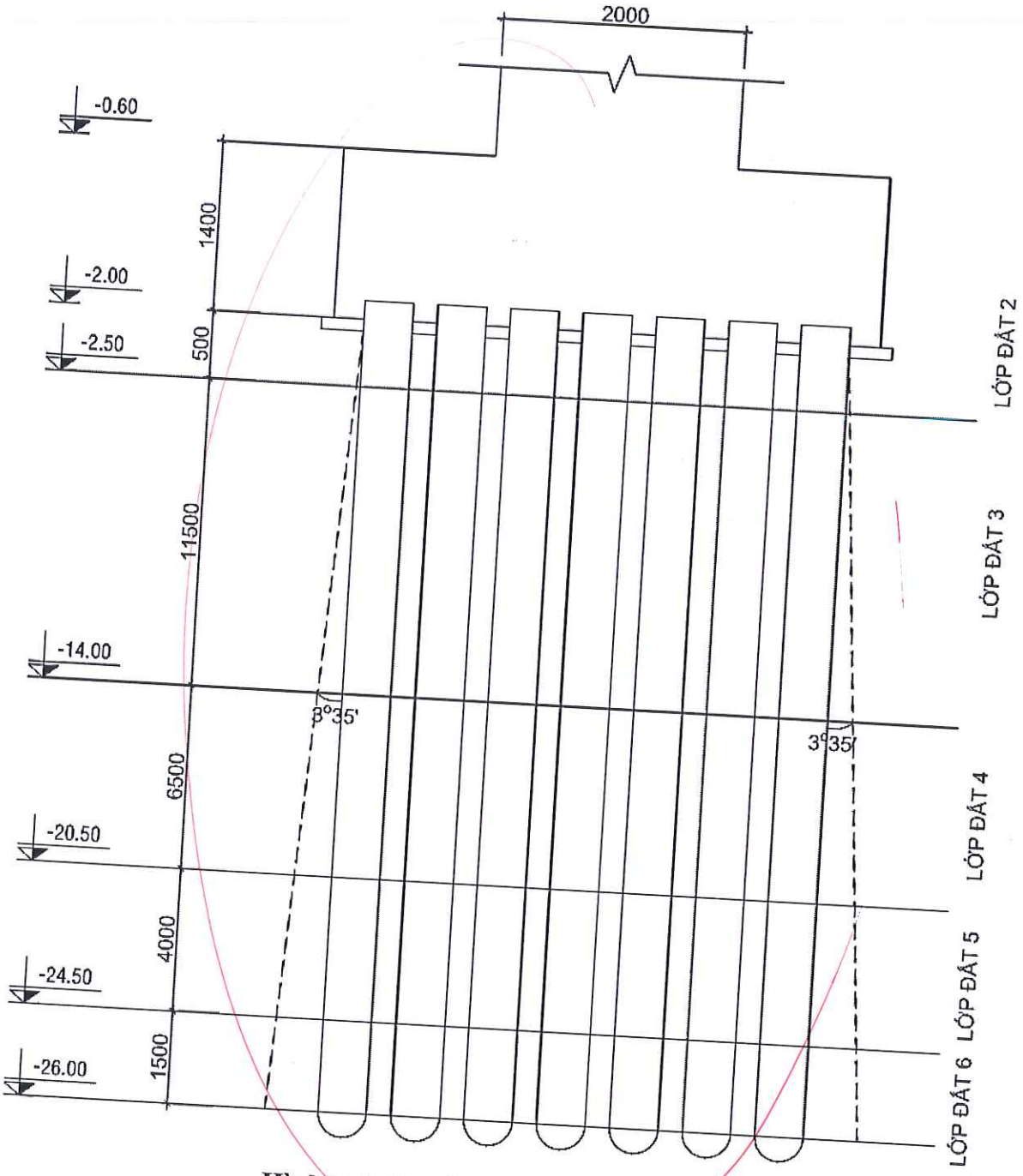
Quan niệm cọc và đất giữa các cọc làm việc đồng thời như một khối móng đồng nhất đặt trên lớp đất bên dưới mũi cọc. Mặt truyền tải của móng khối quy ước được mở rộng hơn so với diện tích đáy đài với góc mở:

$$\varphi_{II,tb} = \frac{\sum \varphi_{II,i} l_i}{\sum l_i}$$

(Các đại lượng đã được trình bày ở mục 9.5.4.3)

➔ $$\varphi_{II,tb} = \frac{18.75 \times 0.5 + 3.2 \times 11.5 + 32.93 \times 6.5 + 7.93 \times 4 + 35.27 \times 1.5}{0.5 + 11.5 + 6.5 + 4 + 1.5} = 14°22'6.75"$$

➔ $$\frac{\varphi_{II,tb}}{4} = \frac{14°22'6.75"}{4} = 3°35'31.69"$$



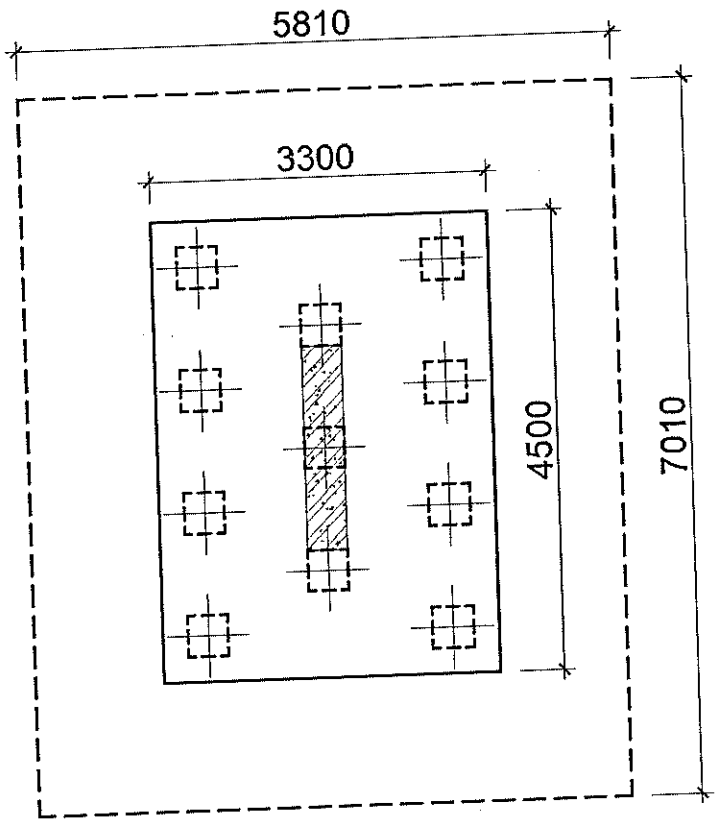
Hình 9.22 Sơ đồ móng khối quy ước

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

Trong đó: $B_{qu} = 1.2 \times 2 + 0.2 \times 2 + \tan(3°35'31.69") \times 24 \times 2 = 5.81(m)$

$L_{qu} = 1.2 \times 3 + 0.2 \times 2 + \tan(3°35'31.69") \times 24 \times 2 = 7.01(m)$

➔ $A_{qu} = 7.01 \times 5.81 = 40.73(m^2)$



Hình 9.23 Kích thước móng khối quy ước

2. Trọng lượng móng khối quy ước

Trọng lượng đất trong móng khối quy ước:

$$W_{dat} = \left(A_{qu} - n \times A_{coc}\right) \times \sum \gamma_i h_i + \left(A_{qu} - A_{dai}\right) \times \sum \gamma_j h_j$$

Trong đó:

$$\sum \gamma_i h_i = 8.6 \times 0.5 + 6.67 \times 11.5 + 9.19 \times 6.5 + 8.45 \times 4 + 10.65 \times 1.5 = 190.5 \left(kN/m^2\right)$$

$$\sum \gamma_j h_j = 8.4 \times 0.4 + 8.6 \times 1 = 11.96 \left(kN/m^2\right)$$

➔ $W_{dat} = \left(40.73 - 11 \times 0.4 \times 0.4\right) \times 190.5 + \left(40.73 - 3.3 \times 4.5\right) \times 11.96 = 7733.31 \left(kN\right)$

Trọng lượng đài móng: $W_{dai} = 15 \times 4.5 \times 3.3 \times 1.4 = 311.85 \left(kN\right)$

Trọng lượng cọc: $W_{coc} = 11 \times 15 \times 0.4 \times 0.4 \times 24 = 633.6 \left(kN\right)$

➔ Trọng lượng móng khối quy ước: $W_{qu} = 7733.31 + 311.85 + 633.6 = 8678.76 \left(kN\right)$

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

Tải trọng quy về đáy móng khối quy ước:

$$\sum N_{qu}^{tc} = N^{tc} + W_{qu} = 10607.6 + 8678.76 = 19286.36(kN)$$

$$\sum M_{x-qu}^{tc} = |M_x - Q_y \times h_{MKQU}| = |-45.7 + 31.3 \times 25.4| = 749.32(kN.m)$$

$$\sum M_{y-qu}^{tc} = |M_y + Q_x \times h_{MKQU}| = |-429.9 - 171.1 \times 25.4| = 4775.84(kN.m)$$

Momen chống uốn của móng khối quy ước:

$$W_x = \frac{B_{qu} \times L_{qu}^2}{6} = \frac{5.81 \times 7.01^2}{6} = 47.58(m^3)$$

$$W_y = \frac{L_{qu} \times B_{qu}^2}{6} = \frac{7.01 \times 5.81^2}{6} = 39.44(m^3)$$

4. Cường độ tiêu chuẩn của đất dưới đáy móng khối quy ước

Theo mục **4.6.9 TCVN 9362:2012**, cường độ tiêu chuẩn của đất nền được xác định theo công thức:

$$R = \frac{m_1 \times m_2}{k_{tc}}\left(A \times b \times \gamma_{II} + B \times h \times \gamma_{II}' + D \times c_{II} - \gamma_{II} \times h_o\right)$$

Trong đó: m_1 là hệ số điều kiện làm việc của đất nền, đối với cát thô lẫn sỏi sạn lấy $m_1 = 1.4$

$m_2 = 1.4$: là hệ số điều kiện làm việc của công trình tác động qua lại với đất nền, ứng với tỉ số giữa chiều dài và chiều cao công trình L/H=67.8/70.9=0.96

k_{tc} là hệ số độ tin cậy, $k_{tc} = 1$ khi các đặc trưng tính toán lấy trực tiếp từ các mẫu đất tại nơi xây dựng.

γ_{II}' là giá trị trung bình của trọng lượng thể tích các lớp đất phía trên độ sâu đặt móng

$$\gamma_{II}' = \frac{0.5 \times 18.4 + 0.5 \times 8.4 + 1.5 \times 8.6 + 11.5 \times 6.67 + 6.5 \times 9.19 + 4 \times 8.45 + 1.5 \times 10.65}{26}$$

$$= 8.17(kN/m^3)$$

$\gamma_{II} = 10.65(kN/m^3)$ là giá trị trung bình của trọng lượng thể tích lớp đất phía dưới đáy móng (lớp đất số 6)

c_{II} là trị tính toán của lực dính đơn vị của đất nằm trực tiếp dưới đáy móng,

$c_{II} = 0.6\left(kN/m^2\right)$

b là bề rộng (cạnh bé) của đáy khối móng quy ước, b = 5.81m

h = 26 m là chiều sâu đặt móng so với cốt quy định

$h_o = h - h_{td}$ là chiều sâu đến tầng hầm tính bằng mét. Khi không có tầng hầm thì lấy $h_o = 0$

A,B và D là các hệ số không thứ nguyên lấy theo bảng 14 TCVN 9362:2012 phụ thuộc vào trị tính toán của góc ma sát trong $\varphi_{II} = 35.27°$. Tra bảng ta được:

A = 2.080; B = 7.870; D = 9.699

$$\rightarrow R = \frac{1.4\times1.4}{1}\times\left(2.080\times5.81\times10.65+7.870\times26\times8.17+9.699\times0.6-10.65\times0\right)$$
$$= 3540.3\left(kN/m^2\right)$$

5. Kiểm tra ứng suất dưới đáy móng khối quy ước

Ứng suất dưới đáy móng khối quy ước:

$$P_{tb}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} = \frac{19286.36}{40.73} = 473.52\left(kN/m^2\right)$$

$$P_{max}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} + \frac{M_{x-qu}^{tc}}{W_x} + \frac{M_{y-qu}^{tc}}{W_y} = \frac{19286.36}{40.73} + \frac{749.32}{47.58} + \frac{4775.84}{39.44} = 610.36\left(kN/m^2\right)$$

$$P_{min}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} - \frac{M_{x-qu}^{tc}}{W_x} - \frac{M_{y-qu}^{tc}}{W_y} = \frac{19286.36}{40.73} - \frac{749.32}{47.58} - \frac{4775.84}{39.44} = 336.68\left(kN/m^2\right)$$

Kiểm tra ứng suất:

$$\begin{cases} P_{tb}^{tc} = 473.52\left(kN/m^2\right) < R = 3540.3\left(kN/m^2\right) \\ P_{max}^{tc} = 610.36\left(kN/m^2\right) < 1.2R = 1.2\times3540.3 = 4248.36\left(kN/m^2\right) \\ P_{min}^{tc} = 336.68\left(kN/m^2\right) > 0 \end{cases}$$ ➔ Thỏa

9.5.6.4. Kiểm tra độ lún móng khối quy ước

Ứng suất gây lún tại đáy móng khối quy ước:

$$P_{gl} = P_{tb}^{tc} - \sum\gamma_i h_i$$

Trong đó: P_{tb}^{tc} là áp lực tiêu chuẩn trung bình của đất nền dưới đáy móng khối quy ước

$$P_{tb}^{tc} = 473.52\left(kN/m^2\right)$$

$\sum \gamma_i h_i$ là tổng ứng suất hữu hiệu theo phương đứng do trọng lượng bản thân tự nhiên của đất nền gây ra tại đáy móng khối quy ước

$$\sum \gamma_i h_i = 18.4\times 0.5 + 8.4\times 0.5 + 8.6\times 1.5 + 6.67\times 11.5 + 9.19\times 6.5 + 8.45\times 4 + 10.65\times 1.5$$
$$= 212.52\left(kN/m^2\right)$$

➔ $P_{gl} = 473.52 - 212.52 = 261\left(kN/m^2\right)$

Chia đất nền thành các lớp có chiều dày $h_i \le \frac{B_{qu}}{4} = \frac{5.81}{4} = 1.5(m)$ ➔ chọn $h_i = 1(m)$

Xét 1 điểm thuộc trục qua tâm móng có độ sâu z kể từ đáy móng khối quy ước. Khi đó ứng suất do tải trọng ngoài gây ra được xác định theo công thức: $\sigma_z^{gl} = P_{gl}\alpha$, với α là hệ số tra bảng với tỉ số $\frac{L_{qu}}{B_{qu}} = \frac{7.01}{5.81} = 1.207$ và $\frac{2z}{B_{qu}}$ **(Bảng C.1 TCVN 9362:2012)**

LỚP ĐẤT	ĐIỂM	CAO TRÌNH (m)	h_i (m)	z (m)	γ (kN/m^3)	$2z/B_{qu}$	α	σ^{bt}_z (kN/m^2)	σ^{gl}_z (kN/m^2)	$\sigma^{bt}_z/\sigma^{gl}_z$
6	0	-26	0	0	10.65	0.00	1	212.52	261.00	0.81
6	1	-27	1	1	10.65	0.34	0.971	223.17	253.43	0.88
6	2	-28	1	2	10.65	0.69	0.864	233.82	225.50	1.04
7	3	-29	1	3	9.23	1.03	0.722	243.76	188.44	1.29
7	4	-30	1	4	9.23	1.38	0.576	252.99	150.34	1.68
7	5	-31	1	5	9.23	1.72	0.457	262.22	119.28	2.20
7	6	-32	1	6	9.23	2.07	0.361	271.45	94.22	2.88
7	7	-33	1	7	9.23	2.41	0.291	280.68	75.95	3.70
7	8	-34	1	8	9.23	2.75	0.24	289.91	62.64	4.63
7	9	-35	1	9	9.23	3.10	0.198	299.14	51.68	5.79

Lớp đất 7 có $E = 19384\left(kN/m^2\right) > 5000\left(kN/m^2\right)$ và $\sigma_z^{bt}/\sigma_z^{gl} > 5$ nên ảnh hưởng lún từ lớp này trở xuống không đáng kể, do đó chỉ cần tính lún tới điểm thứ 9

Độ lún móng khối quy ước:

Theo mục C.1.6 Phụ lục C TCVN 9362:2012, độ lún nền móng theo phương pháp cộng lớp xác định theo công thức:

$$S = \beta \times \sum_1^n \frac{p_i \times h_i}{E_i}$$

Các đại lượng đã được trình bày ở mục 9.5.5.4

Bảng 9-19 Kết quả tính lún móng M3

LỚP ĐẤT	ĐIỂM	σ^{gl}_{zi} (kN/m^2)	$\sigma^{gl\text{-}tb}_{zi}$ (kN/m^2)	β	h_i (m)	E (kN/m^2)	S (cm)
6	0	261.00	257.22	0.8	1	31940	0.64
6	1	253.43					
6	1	253.43	239.47	0.8	1	31940	0.60
6	2	225.50					
6	2	225.50	206.97	0.8	1	19384	0.85
7	3	188.44					
7	3	188.44	169.39	0.8	1	19384	0.70
7	4	150.34					
7	4	150.34	134.81	0.8	1	19384	0.56
7	5	119.28					
7	5	119.28	106.75	0.8	1	19384	0.44
7	6	94.22					
7	6	94.22	85.09	0.8	1	19384	0.35
7	7	75.95					
7	7	75.95	69.30	0.8	1	19384	0.29
7	8	62.64					
7	8	62.64	57.16	0.8	1	19384	0.24
7	9	51.68					
TỔNG							4.67

Theo Phụ lục E **TCVN 10304:2014** Trị biến dạng giới hạn của nền S_{gh} đối với khung bê tông cốt thép, độ lún tuyệt đối lớn nhất là S_{gh}=10(cm).

➔ $S = 4.67(\text{cm}) < S_{gh} = 10(\text{cm})$ ➔ Thỏa điều kiện độ lún.

9.5.6.5. Kiểm tra điều kiện chọc thủng của vách đối với đài

1. Kiểm tra điều kiện chọc thủng tự do với tháp chọc thủng có góc nghiêng 45°

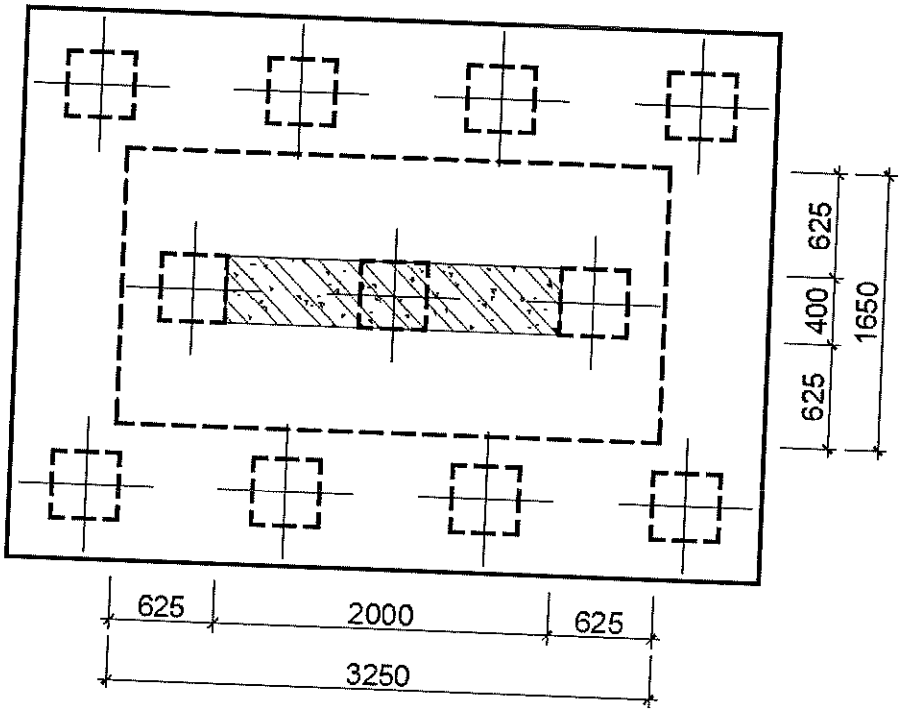
Điều kiện kiểm tra: $P_{ct} \le P_{cct}$

Với: $P_{cct} = R_{bt} A_b$; $A_b = uh_o$

Trong đó: A_b là diện tích tiết diện ngang tính toán nằm ở khoảng cách $0.5h_o$, tính từ biên của diện truyền lực tập trung F, với chiều cao làm việc của tiết diện h_o

u là chu vi đường bao của tiết diện ngang tính toán

$h_o = h - a = 1.4 - 0.15 = 1.25(\text{m})$



Hình 9.24 Mặt bằng tháp chọc thủng tự do móng M3

Lực gây chọc thủng cho đài là tổng phản lực đầu cọc nằm ngoài tháp chọc thủng

$$P_{ct} = P_1 + P_2 + P_4 + P_5 + P_7 + P_8 + P_{10} + P_{11}$$
$$= 1073.4 + 1248.9 + 1073.3 + 1248.8 + 1073.1 + 1248.6 + 1073 + 1248.5$$
$$= 9287.6(\text{kN})$$

$$P_{cct} = 1.15 \times 10^3 \times (1.65 + 3.25) \times 2 \times 1.25 = 14087.5(\text{kN})$$

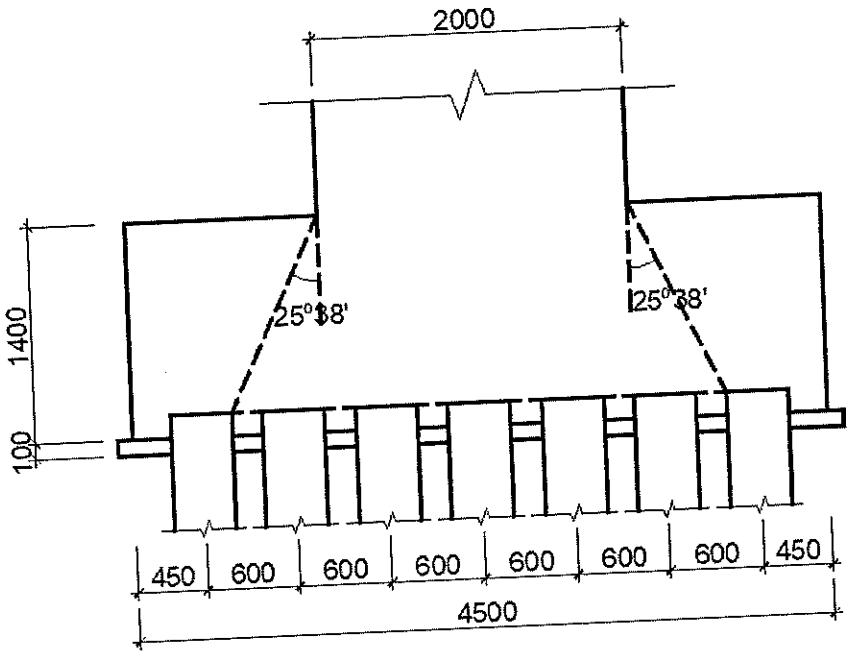
➔ $P_{ct} = 9287.6(\text{kN}) < P_{cct} = 14087.5(\text{kN})$

➔ Thỏa điều kiện chọc thủng

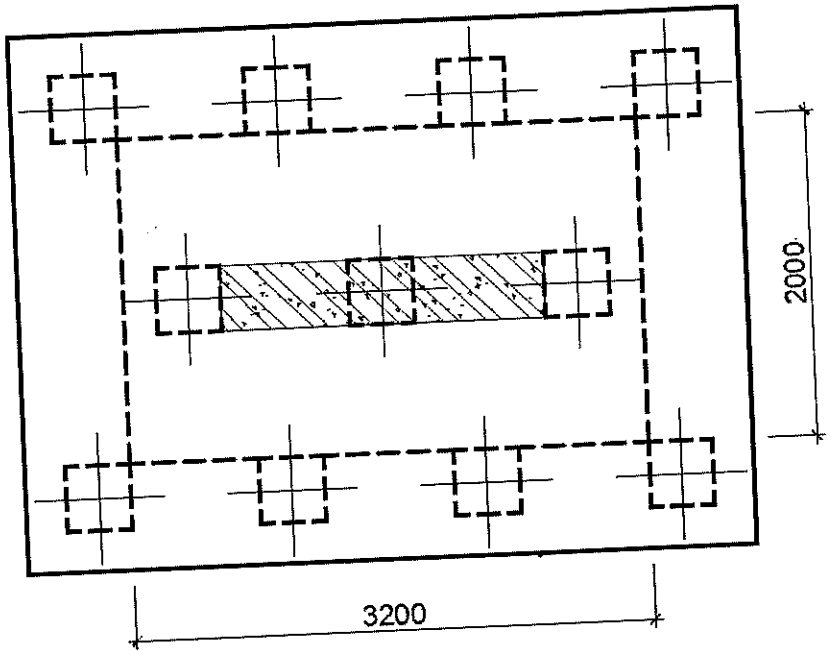
2. Kiểm tra điều kiện chọc thủng hạn chế với góc chọc thủng <45°

Điều kiện kiểm tra: $P_{ct} \le P_{cct} = \alpha R_{bt} u_m h_o \frac{h_o}{c}$

Các đại lượng đã được trình bày ở mục 9.5.4.5



Hình 9.25 Mặt đứng tháp chọc thủng hạn chế móng M3



Hình 9.26 Mặt bằng tháp chọc thủng hạn chế móng M3

Ta có:

$$P_{ct} = P_1 + P_2 + P_4 + P_5 + P_7 + P_8 + P_{10} + P_{11}$$
$$= 1073.4 + 1248.9 + 1073.3 + 1248.8 + 1073.1 + 1248.6 + 1073 + 1248.5$$
$$= 9287.6(\text{kN})$$

$$u_m = \frac{(0.4+2)\times 2 + (2+3.2)\times 2}{2} = 7.6(\text{m})$$

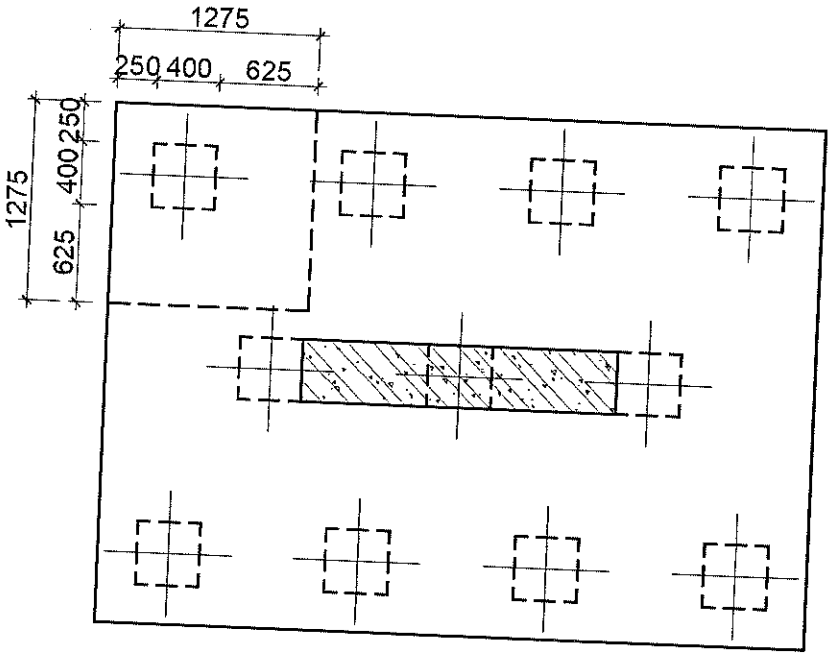
➔ $P_{cct} = (1.15\times 1000)\times 7.6\times 1.25\times \frac{1.25}{0.8} = 17070.3(\text{kN}) > P_{ct} = 9287.6(\text{kN})$

➔ Thỏa điều kiện chọc thủng

9.5.6.6. Kiểm tra điều kiện chọc thủng của cọc đối với đài

Điều kiện kiểm tra: $P_{ct} \le P_{cct}$

Các đại lượng đã được trình bày ở mục 9.5.4.6



Hình 9.27 Mặt bằng tháp chọc thủng của cọc đối với đài móng M3

Ta có:

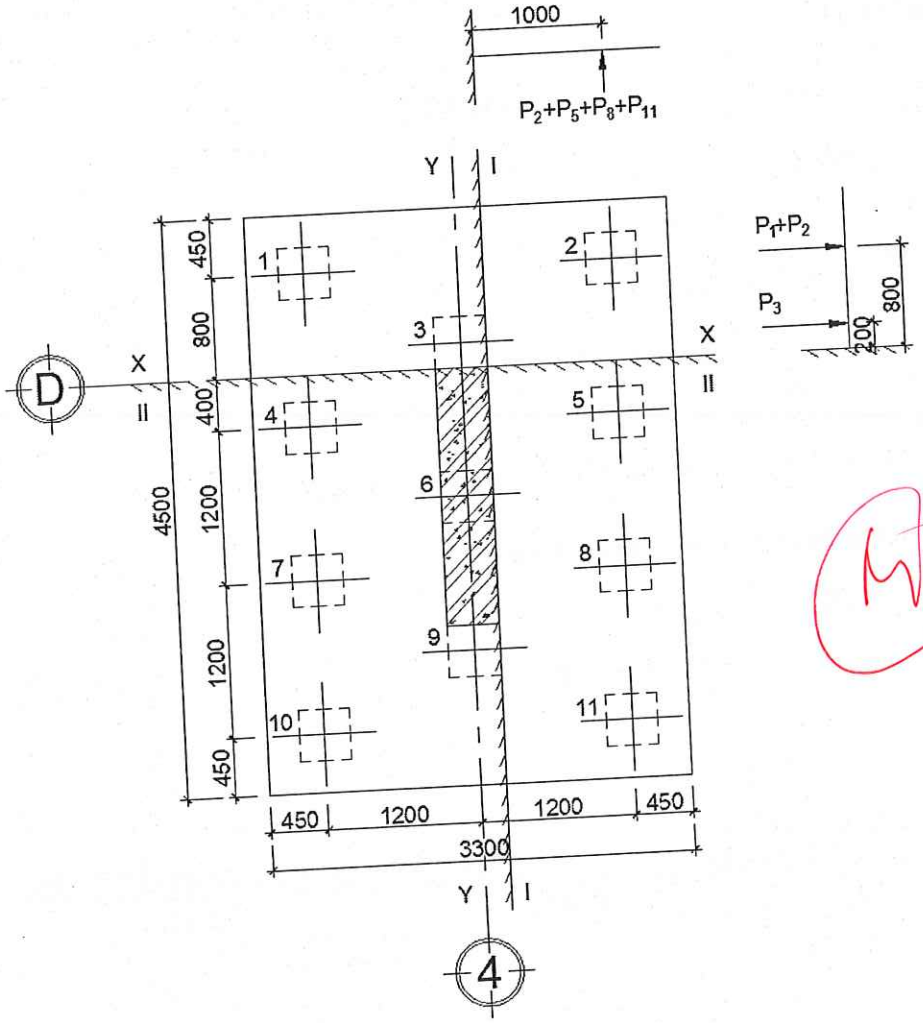
$P_{ct} = P_{max} = 1248.9(\text{kN})$;

➔ $P_{cct} = (1.15\times 1000)\times(1.275+1.275)\times 2\times 1.25 = 7331.25(\text{kN}) > P_{ct} = 1248.9(\text{kN})$

➔ Thỏa điều kiện chọc thủng.

9.5.6.7. Tính toán cốt thép cho đài móng

Lý thuyết tính toán đã được trình bày ở mục 9.5.4.7



Hình 9.28 Sơ đồ tính thép đài móng

a. Tính thép phương X

$$P_2+P_5+P_8+P_{11}=1248.9+1248.8+1248.6+1248.5=4994.8(\text{kN})$$

$$M=1\times 4994.8=4994.8(\text{kN.m})$$

$$\alpha=\frac{4994.8}{1\times 17\times 10^3\times 4.5\times 1.25^2}=0.042$$

$$\xi=1-\sqrt{1-2\times 0.042}=0.043$$

$$A_s=\frac{0.043\times 1\times 17\times 4500\times 1250}{350}=11748.2(\text{mm}^2)$$

➔Chọn $\varnothing 22a125\left(A_s=13685\ \text{mm}^2\right)$

b. Tính thép phương Y

$$P_1 + P_2 = 1073.4 + 1248.9 = 2322.3(\text{kN})$$

$$P_3 = 1161.1(\text{kN})$$

$$M = 0.8 \times 2322.3 + 0.2 \times 1161.1 = 2090.1(\text{kN.m})$$

$$\alpha = \frac{2090.1}{1 \times 17 \times 10^3 \times 3.3 \times 1.25^2} = 0.024$$

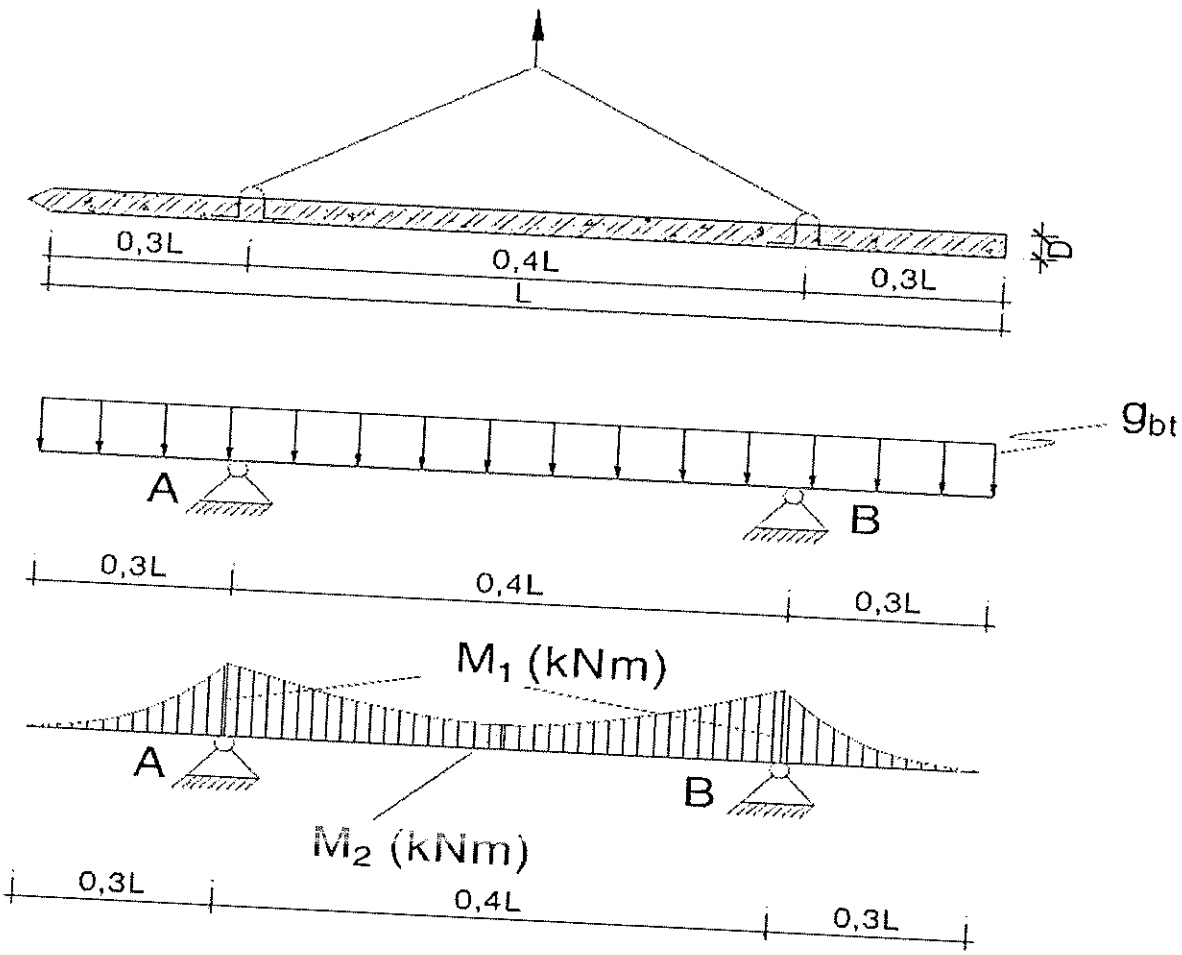
$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.024} = 0.024$$

$$A_s = \frac{0.024 \times 1 \times 17 \times 3300 \times 1250}{350} = 4808.6(\text{mm}^2)$$

➔Chọn $\varnothing 18a150\left(A_s = 5598\ \text{mm}^2\right)$

9.5.7. Tính toán cốt thép làm móc cẩu cọc

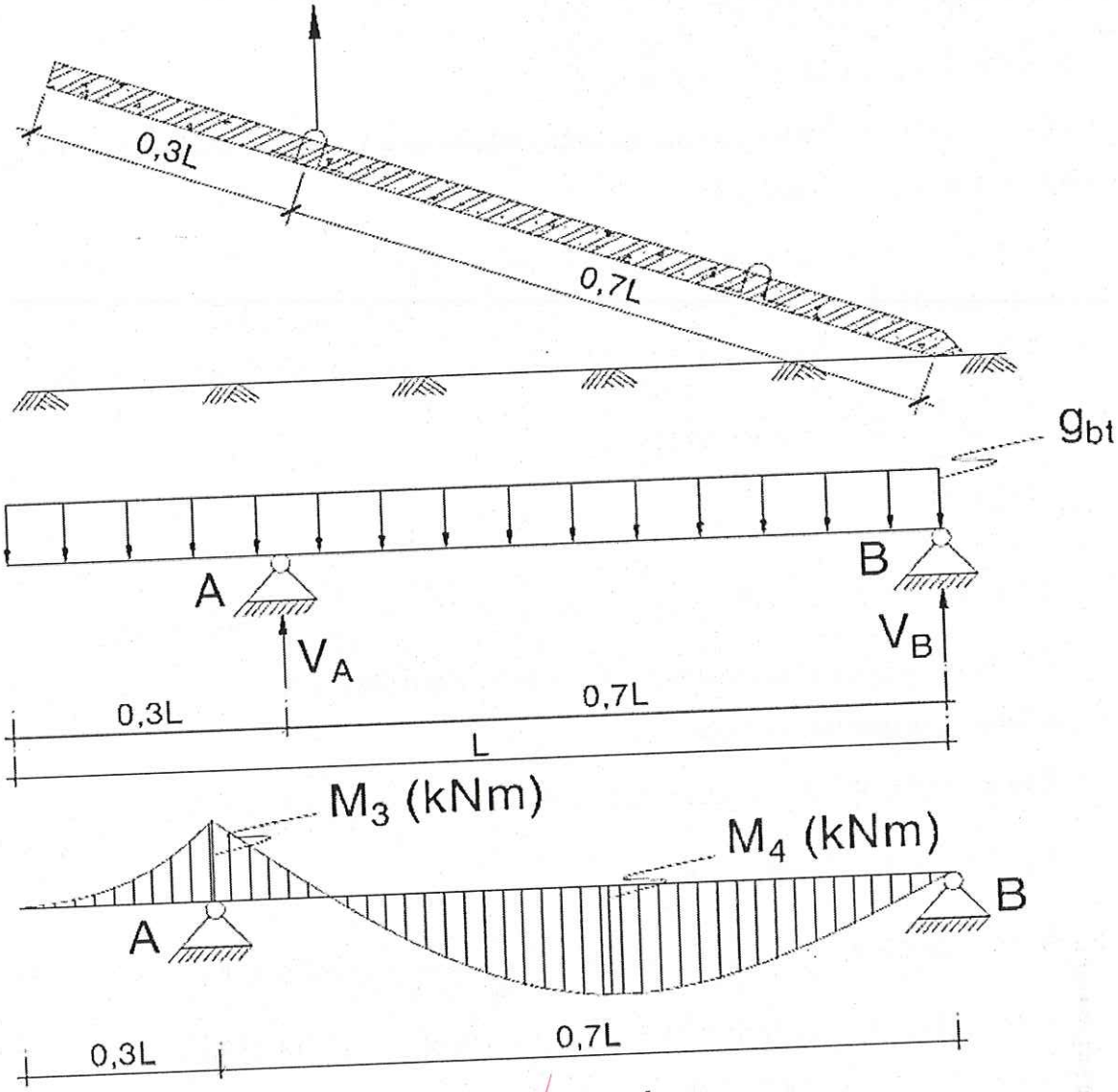
- **Sơ đồ tính:**



Hình 9.29 Sơ đồ vận chuyển

$$M_1 = \frac{qa^2}{2} = 0.045qL^2$$

$$M_2 = \frac{qa^2}{2} - \frac{q(L-2a)^2}{8} = 0.025qL^2$$



Hình 9.30 Sơ đồ lắp dựng

$$M_3 = \frac{qa^2}{2} = 0.045qL^2$$

$$M_4 = \frac{qL^2}{8}\left(\frac{L-2a}{L-a}\right)^2 = 0.041qL^2$$

Trọng lượng bản thân cọc: $q_{coc} = A_{coc} \times \gamma_{bt} \times k_d = 0.4 \times 0.4 \times 25 \times 1.5 = 6(kN/m)$

Với k_d là hệ số xung kích lấy bằng 1.5 (Mục 7.1.10 TCVN 10304:2014)

Ta có: $A_s^{moccau} = \frac{G_{coc}}{R_s} = \frac{q_{coc} \times L_{treo}}{R_s} = \frac{6 \times 8 \times 1000}{350} = 137.14(mm^2)$

Với $L_{treo} = L_{coc} = 8(m)$

➔ Chọn thép móc cẩu: $\varnothing 16 (A_s = 201\ mm^2)$

→ Kiểm tra cốt thép đoạn cọc ?

9.5.8. Kiểm tra cọc chịu tải trọng ngang

Tài liệu tham khảo: **"Phân tích và tính toán móng cọc – Võ Phán, Hoàng Thế Thao"**

9.5.8.1. Kiểm tra cho móng M1

- Lực cắt lớn nhất tại chân vách: $H^{tt} = 184.2(kN)$
- Momen đã chuyển thành lực dọc trong cọc, vì vậy Momen đầu cọc $M_o = 0$
- Lực ngang ở đỉnh cọc được xác định như sau (xem đài móng cứng tuyệt đối):

$$\begin{cases} H_o = \frac{H}{n} = \frac{184.2}{13} = 14.17(kN) \\ M_o = 0 \end{cases}$$

- Momen quán tính tiết diện ngang của cọc: $I = \frac{d^4}{12} = \frac{0.4^4}{12} = 0.00213(m^4)$
- Modun đàn hồi của bê tông B30: $E_b = 32500000(kN/m^2)$
- Chiều rộng quy ước của cọc:

  Khi $d < 0.8m$ thì $b_c = 1.5d + 0.5m = 1.5 \times 0.4 + 0.5 = 1.1(m)$

- Hệ số tỷ lệ: $K = 5000(kN/m^4)$
- Hệ số biến dạng: $\alpha_{bd} = \sqrt[5]{\frac{Kb_c}{E_b I}} = \sqrt[5]{\frac{5000 \times 1.1}{32500000 \times 0.00213}} = 0.602$
- Chiều dài cọc trong đất tính đổi: $L_e = \alpha_{bd} L = 0.602 \times 24 = 14.45(m)$
- Tra bảng 2.19 (Trang 64) ta được các giá trị:
  $A_o = 2.441; B_o = 1.621; C_o = 1.751$
- Xác định chuyển vị ngang y_o và góc xoay ψ_o:
  Các chuyển vị $\delta_{HH}, \delta_{HM}, \delta_{MH}, \delta_{MM}$ của cọc ở cao trình mặt đất, do các ứng lực đơn vị đặt vào cao trình này:

$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha_{bd}^3 E_b I} A_o = \frac{1}{0.602^3 \times 32500000 \times 0.00213} \times 2.441 = 0.000161(m/kN)$$

$$\delta_{MH} = \delta_{HM} = \frac{1}{\alpha_{bd}^2 E_b I} B_o = \frac{1}{0.602^2 \times 32500000 \times 0.00213} \times 1.621 = 6.443 \times 10^{-5} \left(m / kN\right)$$

$$\delta_{MM} = \frac{1}{\alpha_{bd} E_b I} C_o = \frac{1}{0.602 \times 32500000 \times 0.00213} \times 1.751 = 4.192 \times 10^{-5} \left(m / kN\right)$$

$$\rightarrow \begin{cases} y_o = H_o \delta_{HH} + M_o \delta_{HM} = 14.17 \times 0.000161 = 2.282 \times 10^{-3} \left(m\right) \\ \psi_o = H_o \delta_{MH} + M_o \delta_{MM} = 14.17 \times 6.443 \times 10^{-5} = 9.129 \times 10^{-4} \left(rad\right) \end{cases}$$

- Chuyển vị của cọc ở cao trình đặt lực:

$$\Delta = y_o + \psi_o L_o + \frac{HL_o^3}{3E_b I} + \frac{ML_o^2}{2E_b I} = 2.282 \times 10^{-3} \left(m\right)$$

Cọc đài thấp: $L_o = 0$

- Góc xoay của cọc ở cao trình đặt lực:

$$\psi = \psi_o + \frac{HL_o^2}{2E_b I} + \frac{ML_o}{E_b I} = 9.129 \times 10^{-4} \left(rad\right)$$

Cọc đài thấp: $L_o = 0$

- Áp lực tính toán $\sigma_z \left(kN / m^2\right)$; Momen uốn $M_z \left(kN.m\right)$; Lực cắt $Q_z \left(kN\right)$ trong các tiết diện của cọc được tính theo các công thức sau:

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_{bd}} z_e \left(y_o A_1 - \frac{\psi_o}{\alpha_{bd}} B_1 + \frac{M_o}{\alpha_{bd}^2 E_b I} C_1 + \frac{H_o}{\alpha_{bd}^3 E_b I} D_1 \right)$$

$$M_z = \alpha_{bd}^2 E_b I y_o A_3 - \alpha_{bd} E_b I \psi_o B_3 + M_o C_3 + \frac{H_o}{\alpha_{bd}} D_3$$

$$Q_z = \alpha_{bd}^3 E_b I y_o A_4 - \alpha_{bd}^2 E_b I \psi_o B_4 + \alpha_{bd} M_o C_4 + H_o D_4$$

Với z_e là chiều sâu tính đổi $z_e = \alpha_{bd} z$

$A_1, A_3, A_4, B_1, B_3, B_4, C_1, C_3, C_4, D_1, D_3, D_4$ tra bảng 2.20 (Trang 66) theo z_e

- **Momen uốn** M_z

Z (m)	Z_e (m)	A_3	B_3	C_3	D_3	M_z (kN.m)
0.00	0	0	0	1	0	0.00
0.17	0.1	0	0	1	0.1	2.35
0.33	0.2	-0.001	0	1	0.2	4.65
0.50	0.3	-0.005	-0.001	1	0.3	6.81
0.66	0.4	-0.011	0.002	1	0.4	8.70
0.83	0.5	-0.021	-0.005	0.999	0.5	10.75
1.00	0.6	-0.036	-0.011	0.998	0.6	12.47
1.16	0.7	-0.057	-0.02	0.996	0.699	13.93
1.33	0.8	-0.085	-0.034	0.992	0.799	15.21
1.49	0.9	-0.121	-0.055	0.985	0.897	16.25
1.66	1	-0.167	-0.083	0.975	0.994	16.96
1.83	1.1	-0.222	-0.122	0.96	1.09	17.54
1.99	1.2	-0.287	-0.173	0.938	1.183	17.94
2.16	1.3	-0.365	-0.238	0.907	1.273	18.06
2.32	1.4	-0.455	-0.319	0.866	1.358	17.98
2.49	1.5	-0.559	-0.42	0.881	1.437	17.72
2.66	1.6	-0.676	-0.543	0.739	1.507	17.34
2.82	1.7	-0.808	-0.691	0.646	1.566	16.79
2.99	1.8	-0.956	-0.867	0.53	1.612	16.08
3.15	1.9	-1.118	-1.074	0.385	1.64	15.33
3.32	2	-1.295	-1.314	0.207	1.646	14.46
3.65	2.2	-1.693	-1.906	-0.271	1.575	12.51
3.98	2.4	-2.141	-2.663	-0.941	1.352	10.41
4.32	2.6	-2.621	-3.6	-1.877	0.917	8.34
4.65	2.8	-3.103	-4.718	-3.408	0.197	6.36
4.98	3	-3.541	-6	-4.688	-0.891	4.50
5.81	3.5	-3.919	-9.544	-10.34	-5.854	1.19
6.64	4	-1.614	-11.73	-17.91	-15.07	0.11

- **Lực cắt Q_z**

Z (m)	Z_e (m)	A_4	B_4	C_4	D_4	Q_z (kN)
0.00	0	0	0	0	1	14.17
0.17	0.1	-0.005	0	0	1	14.00
0.33	0.2	-0.02	-0.003	0	1	13.55
0.50	0.3	-0.045	-0.009	-0.001	1	12.82
0.66	0.4	-0.08	-0.021	-0.003	1	11.88
0.83	0.5	-0.125	-0.042	-0.008	0.999	10.80
1.00	0.6	-0.18	-0.072	-0.016	0.997	9.55
1.16	0.7	-0.245	-0.114	-0.03	0.994	8.23
1.33	0.8	-0.32	-0.171	-0.051	0.989	6.87
1.49	0.9	-0.404	-0.243	-0.082	0.98	5.49
1.66	1	-0.499	-0.333	-0.125	0.967	4.09
1.83	1.1	-0.603	-0.443	-0.183	0.946	2.72
1.99	1.2	-0.714	-0.575	-0.259	0.917	1.50
2.16	1.3	-0.838	-0.73	-0.356	0.876	0.20
2.32	1.4	-0.967	-0.91	-0.479	0.821	-0.91
2.49	1.5	-1.105	-1.116	-0.63	0.747	-2.00
2.66	1.6	-1.248	-1.35	-0.815	0.652	-2.92
2.82	1.7	-1.396	-1.643	-1.036	0.529	-3.05
2.99	1.8	-1.547	-1.906	-1.299	0.374	-4.43
3.15	1.9	-1.699	-2.227	-1.608	0.181	-5.05
3.32	2	-1.848	-2.578	-1.966	-0.057	-5.51
3.65	2.2	-2.125	-3.36	-2.849	-0.692	-6.13
3.98	2.4	-2.339	-4.228	-3.973	-1.592	-6.35
4.32	2.6	-2.437	-5.14	-5.355	-2.821	-6.20
4.65	2.8	-2.346	-6.023	-6.99	-4.445	-5.79
4.98	3	-1.969	-6.765	-8.84	-6.52	-5.10
5.81	3.5	1.074	-6.789	-13.69	-13.83	-2.88
6.64	4	9.244	-0.358	-15.61	-23.14	0.07

- **Áp lực tính toán σ_z**

Z (m)	Z_e (m)	A_1	B_1	C_1	D_1	σ_z (kN/m^2)
0.00	0	1	0	0	0	0.00
0.17	0.1	1	0.1	0.005	0	1.77
0.33	0.2	1	0.2	0.02	0.001	3.29
0.50	0.3	1	0.3	0.045	0.005	4.56
0.66	0.4	1	0.4	0.08	0.011	5.60
0.83	0.5	1	0.5	0.125	0.021	6.41
1.00	0.6	0.999	0.6	0.018	0.036	6.99
1.16	0.7	0.999	0.7	0.245	0.057	7.39
1.33	0.8	0.997	0.799	0.32	0.085	7.60
1.49	0.9	0.995	0.899	0.405	0.121	7.63
1.66	1	0.992	0.997	0.499	0.167	7.54
1.83	1.1	0.987	1.095	0.604	0.222	7.31
1.99	1.2	0.979	1.192	0.718	0.288	6.94
2.16	1.3	0.969	1.287	0.841	0.365	6.50
2.32	1.4	0.955	1.379	0.974	0.456	5.99
2.49	1.5	0.937	1.468	1.115	0.56	5.44
2.66	1.6	0.913	1.553	1.264	0.678	4.83
2.82	1.7	0.882	1.633	1.421	0.812	4.19
2.99	1.8	0.848	1.706	1.584	0.961	3.71
3.15	1.9	0.795	1.77	1.752	1.126	2.91
3.32	2	0.735	1.823	1.924	1.308	2.28
3.65	2.2	0.575	1.887	2.272	1.72	1.11
3.98	2.4	0.347	1.874	2.609	2.105	-1.60
4.32	2.6	0.033	1.755	2.907	2.724	-0.81
4.65	2.8	-0.385	1.49	3.128	3.288	-1.46
4.98	3	-0.928	1.037	3.225	3.858	-2.05
5.81	3.5	-2.928	-1.272	2.463	4.98	-2.86
6.64	4	-5.853	-5.941	-0.927	4.548	-3.38

1. Kiểm tra điều kiện chịu uốn của cọc

Kiểm tra cốt thép với $M_{z(max)} = 18.06(\text{kN.m})$

Tính khả năng chịu lực của tiết diện cọc với $A_s = 4\times\frac{\pi\times16^2}{4} = 804.25(\text{mm}^2)$ $(4\varnothing16)$

$$a = 50(\text{mm}) \Rightarrow h_o = h - a = 400 - 50 = 350(\text{mm})$$

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_o} = \frac{350\times804.25}{17\times400\times350} = 0.118 \Rightarrow \alpha = \xi(1-0.5\xi) = 0.118\times(1-0.5\times0.118) = 0.111$$

Khả năng chịu lực của tiết diện cọc:

$$[M] = R_b b h_o^2 \alpha = 17\times10^3\times0.4\times0.35^2\times0.111 = 92.5(\text{kN.m}) > M_{z(max)} = 18.06(\text{kN.m})$$

➔ Cọc thỏa điều kiện chịu uốn

2. Kiểm tra ổn định nền xung quanh cọc

Ổn định nền đất xung quanh cọc khi có áp lực ngang do cọc tác động theo điều kiện:

$$\sigma_z \le \eta_1\eta_2\frac{4}{\cos\varphi_1}\left(\sigma_v' tg\varphi_1 + \xi c_1\right)$$

Trong đó:

σ_v' là ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng tại độ sâu z

c_1, φ_1 là lực dính và góc ma sát trong tính toán của đất

ξ là hệ số bằng 0.6 cho cọc nhồi và cọc ống; bằng 0.3 cho các cọc còn lại

η_1 hệ số bằng 1 cho mọi trường hợp trừ công trình chắn đất, chắn nước lấy bằng 0.7

η_2 hệ số xét đến tỷ lệ ảnh hưởng của phần tải trọng thường xuyên trong tổng tải

$$\eta_2 = \frac{M_p + M_v}{nM_p + M_v}$$

Với: M_p là Momen do tải thường xuyên

M_v là Momen do tải tạm thời

n lấy bằng 2.5

Ta có: $\sigma_{z(max)} = 7.63\left(kN/m^2\right)$

Tại độ sâu $z = -1.49(m)$ so với đáy đài hay $z = -3.49(m)$ so với mặt đất tự nhiên (Lớp đất số 3):

$\sigma_v^{'} = 18.4\times0.5 + 8.4\times0.5 + 8.6\times1.5 + 6.67\times(3.49-2.5) = 32.9\left(kN/m^2\right)$

$c_I = 8.4\left(kN/m^2\right); \varphi_I = 3.2^\circ$

$$\eta_2 = \frac{450.3+517.9}{2.5\times450.3+517.9} = 0.589$$

$$\rightarrow \eta_1\eta_2\frac{4}{\cos\varphi_I}\left(\sigma_v^{'}tg\varphi_I + \xi c_I\right) = 1\times0.589\times\frac{4}{\cos\left(3.2^\circ\right)}\times\left(32.9\times tg\left(3.2^\circ\right)+0.3\times8.4\right)$$

$$= 10.3\left(kN/m^2\right) > \sigma_{z(max)} = 7.63\left(kN/m^2\right)$$

➔ Thỏa điều kiện ổn định nền xung quanh cọc.

9.5.8.2. Kiểm tra cho móng M2

- Lực cắt lớn nhất tại chân vách: $H^{tt} = 259.3(kN)$
- Momen đã chuyển thành lực dọc trong cọc, vì vậy Momen đầu cọc $M_o = 0$
- Lực ngang ở đỉnh cọc được xác định như sau (xem đài móng cứng tuyệt đối):

$$\begin{cases} H_o = \dfrac{H}{n} = \dfrac{259.3}{22} = 11.79(kN) \\ M_o = 0 \end{cases}$$

- Momen quán tính tiết diện ngang của cọc: $I = \dfrac{d^4}{12} = \dfrac{0.4^4}{12} = 0.00213\left(m^4\right)$
- Modun đàn hồi của bê tông B30: $E_b = 32500000\left(kN/m^2\right)$
- Chiều rộng quy ước của cọc:

  Khi $d < 0.8m$ thì $b_c = 1.5d + 0.5m = 1.5\times0.4 + 0.5 = 1.1(m)$

- Hệ số tỷ lệ: $K = 5000\left(kN/m^4\right)$
- Hệ số biến dạng: $\alpha_{bd} = \sqrt[5]{\dfrac{Kb_c}{E_bI}} = \sqrt[5]{\dfrac{5000\times1.1}{32500000\times0.00213}} = 0.602$
- Chiều dài cọc trong đất tính đổi: $L_e = \alpha_{bd}L = 0.602\times24 = 14.45(m)$

- Tra bảng 2.19 (Trang 64) ta được các giá trị:
  $A_o = 2.441; B_o = 1.621; C_o = 1.751$
- Xác định chuyển vị ngang y_o và góc xoay ψ_o:
  Các chuyển vị $\delta_{HH}, \delta_{HM}, \delta_{MH}, \delta_{MM}$ của cọc ở cao trình mặt đất, do các ứng lực đơn vị đặt vào cao trình này:

$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha_{bd}^3 E_b I} A_o = \frac{1}{0.602^3 \times 32500000 \times 0.00213} \times 2.441 = 0.000161 (m/kN)$$

$$\delta_{MH} = \delta_{HM} = \frac{1}{\alpha_{bd}^2 E_b I} B_o = \frac{1}{0.602^2 \times 32500000 \times 0.00213} \times 1.621 = 6.443 \times 10^{-5} (m/kN)$$

$$\delta_{MM} = \frac{1}{\alpha_{bd} E_b I} C_o = \frac{1}{0.602 \times 32500000 \times 0.00213} \times 1.751 = 4.192 \times 10^{-5} (m/kN)$$

$$\rightarrow \begin{cases} y_o = H_o \delta_{HH} + M_o \delta_{HM} = 11.79 \times 0.000161 = 1.898 \times 10^{-3} (m) \\ \psi_o = H_o \delta_{MH} + M_o \delta_{MM} = 11.79 \times 6.443 \times 10^{-5} = 7.596 \times 10^{-4} (rad) \end{cases}$$

- Chuyển vị của cọc ở cao trình đặt lực:

$$\Delta = y_o + \psi_o L_o + \frac{HL_o^3}{3E_b I} + \frac{ML_o^2}{2E_b I} = 1.898 \times 10^{-3} (m)$$

  Cọc đài thấp: $L_o = 0$
- Góc xoay của cọc ở cao trình đặt lực:

$$\psi = \psi_o + \frac{HL_o^2}{2E_b I} + \frac{ML_o}{E_b I} = 7.596 \times 10^{-4} (rad)$$

  Cọc đài thấp: $L_o = 0$
- Áp lực tính toán $\sigma_z (kN/m^2)$; Momen uốn $M_z (kN.m)$; Lực cắt $Q_z (kN)$ trong các tiết diện của cọc được tính theo các công thức sau:

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_{bd}} z_e \left(y_o A_1 - \frac{\psi_o}{\alpha_{bd}} B_1 + \frac{M_o}{\alpha_{bd}^2 E_b I} C_1 + \frac{H_o}{\alpha_{bd}^3 E_b I} D_1 \right)$$

$$M_z = \alpha_{bd}^2 E_b I y_o A_3 - \alpha_{bd} E_b I \psi_o B_3 + M_o C_3 + \frac{H_o}{\alpha_{bd}} D_3$$

$$Q_z = \alpha_{bd}^3 E_b I y_o A_4 - \alpha_{bd}^2 E_b I \psi_o B_4 + \alpha_{bd} M_o C_4 + H_o D_4$$

  Với z_e là chiều sâu tính đổi $z_e = \alpha_{bd} z$

$A_1, A_3, A_4, B_1, B_3, B_4, C_1, C_3, C_4, D_1, D_3, D_4$ tra bảng 2.20 (Trang 66) theo z_e

- **Momen uốn** M_z

Z (m)	Z_e (m)	A_3	B_3	C_3	D_3	M_z (kN.m)
0.00	0	0	0	1	0	0.00
0.17	0.1	0	0	1	0.1	1.96
0.33	0.2	-0.001	0	1	0.2	3.87
0.50	0.3	-0.005	-0.001	1	0.3	5.66
0.66	0.4	-0.011	0.002	1	0.4	7.24
0.83	0.5	-0.021	-0.005	0.999	0.5	8.94
1.00	0.6	-0.036	-0.011	0.998	0.6	10.37
1.16	0.7	-0.057	-0.02	0.996	0.699	11.59
1.33	0.8	-0.085	-0.034	0.992	0.799	12.65
1.49	0.9	-0.121	-0.055	0.985	0.897	13.52
1.66	1	-0.167	-0.083	0.975	0.994	14.10
1.83	1.1	-0.222	-0.122	0.96	1.09	14.59
1.99	1.2	-0.287	-0.173	0.938	1.183	14.93
2.16	1.3	-0.365	-0.238	0.907	1.273	15.02
2.32	1.4	-0.455	-0.319	0.866	1.358	14.96
2.49	1.5	-0.559	-0.42	0.881	1.437	14.74
2.66	1.6	-0.676	-0.543	0.739	1.507	14.42
2.82	1.7	-0.808	-0.691	0.646	1.566	13.97
2.99	1.8	-0.956	-0.867	0.53	1.612	13.38
3.15	1.9	-1.118	-1.074	0.385	1.64	12.76
3.32	2	-1.295	-1.314	0.207	1.646	12.03
3.65	2.2	-1.693	-1.906	-0.271	1.575	10.41
3.98	2.4	-2.141	-2.663	-0.941	1.352	8.66
4.32	2.6	-2.621	-3.6	-1.877	0.917	6.94
4.65	2.8	-3.103	-4.718	-3.408	0.197	5.29
4.98	3	-3.541	-6	-4.688	-0.891	3.75
5.81	3.5	-3.919	-9.544	-10.34	-5.854	0.99
6.64	4	-1.614	-11.73	-17.91	-15.07	0.09

- **Lực cắt Q_z**

Z (m)	Z_e (m)	A_4	B_4	C_4	D_4	Q_z (kN)
0.00	0	0	0	0	1	11.79
0.17	0.1	-0.005	0	0	1	11.64
0.33	0.2	-0.02	-0.003	0	1	11.27
0.50	0.3	-0.045	-0.009	-0.001	1	10.66
0.66	0.4	-0.08	-0.021	-0.003	1	9.89
0.83	0.5	-0.125	-0.042	-0.008	0.999	8.98
1.00	0.6	-0.18	-0.072	-0.016	0.997	7.95
1.16	0.7	-0.245	-0.114	-0.03	0.994	6.84
1.33	0.8	-0.32	-0.171	-0.051	0.989	5.72
1.49	0.9	-0.404	-0.243	-0.082	. 0.98	4.57
1.66	1	-0.499	-0.333	-0.125	0.967	3.40
1.83	1.1	-0.603	-0.443	-0.183	0.946	2.27
1.99	1.2	-0.714	-0.575	-0.259	0.917	1.25
2.16	1.3	-0.838	-0.73	-0.356	0.876	0.16
2.32	1.4	-0.967	-0.91	-0.479	0.821	-0.76
2.49	1.5	-1.105	-1.116	-0.63	0.747	-1.67
2.66	1.6	-1.248	-1.35	-0.815	0.652	-2.43
2.82	1.7	-1.396	-1.643	-1.036	0.529	-2.54
2.99	1.8	-1.547	-1.906	-1.299	0.374	-3.68
3.15	1.9	-1.699	-2.227	-1.608	0.181	-4.20
3.32	2	-1.848	-2.578	-1.966	-0.057	-4.59
3.65	2.2	-2.125	-3.36	-2.849	-0.692	-5.10
3.98	2.4	-2.339	-4.228	-3.973	-1.592	-5.28
4.32	2.6	-2.437	-5.14	-5.355	-2.821	-5.16
4.65	2.8	-2.346	-6.023	-6.99	-4.445	-4.81
4.98	3	-1.969	-6.765	-8.84	-6.52	-4.25
5.81	3.5	1.074	-6.789	-13.69	-13.83	-2.40
6.64	4	9.244	-0.358	-15.61	-23.14	0.06

- **Áp lực tính toán σ_z**

Z (m)	Z_e (m)	A_1	B_1	C_1	D_1	σ_z (kN/m^2)
0.00	0	1	0	0	0	0.00
0.17	0.1	1	0.1	0.005	0	1.47
0.33	0.2	1	0.2	0.02	0.001	2.73
0.50	0.3	1	0.3	0.045	0.005	3.79
0.66	0.4	1	0.4	0.08	0.011	4.66
0.83	0.5	1	0.5	0.125	0.021	5.33
1.00	0.6	0.999	0.6	0.018	0.036	5.82
1.16	0.7	0.999	0.7	0.245	0.057	6.15
1.33	0.8	0.997	0.799	0.32	0.085	6.32
1.49	0.9	0.995	0.899	0.405	0.121	6.35
1.66	1	0.992	0.997	0.499	0.167	6.28
1.83	1.1	0.987	1.095	0.604	0.222	6.08
1.99	1.2	0.979	1.192	0.718	0.288	5.77
2.16	1.3	0.969	1.287	0.841	0.365	5.40
2.32	1.4	0.955	1.379	0.974	0.456	4.99
2.49	1.5	0.937	1.468	1.115	0.56	4.53
2.66	1.6	0.913	1.553	1.264	0.678	4.02
2.82	1.7	0.882	1.633	1.421	0.812	3.49
2.99	1.8	0.848	1.706	1.584	0.961	3.09
3.15	1.9	0.795	1.77	1.752	1.126	2.42
3.32	2	0.735	1.823	1.924	1.308	1.90
3.65	2.2	0.575	1.887	2.272	1.72	0.92
3.98	2.4	0.347	1.874	2.609	2.105	-1.33
4.32	2.6	0.033	1.755	2.907	2.724	-0.68
4.65	2.8	-0.385	1.49	3.128	3.288	-1.21
4.98	3	-0.928	1.037	3.225	3.858	-1.71
5.81	3.5	-2.928	-1.272	2.463	4.98	-2.38
6.64	4	-5.853	-5.941	-0.927	4.548	-2.81

1. Kiểm tra điều kiện chịu uốn của cọc

Kiểm tra cốt thép với $M_{z(max)} = 15.02(kN.m)$

Tính khả năng chịu lực của tiết diện cọc với $A_s = 4 \times \frac{\pi \times 16^2}{4} = 804.25(mm^2)$ $(4\varnothing 16)$

$$a = 50(mm) \Rightarrow h_o = h - a = 400 - 50 = 350(mm)$$

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_o} = \frac{350 \times 804.25}{17 \times 400 \times 350} = 0.118 \Rightarrow \alpha = \xi(1 - 0.5\xi) = 0.118 \times (1 - 0.5 \times 0.118) = 0.111$$

Khả năng chịu lực của tiết diện cọc:

$$[M] = R_b b h_o^2 \alpha = 17 \times 10^3 \times 0.4 \times 0.35^2 \times 0.111 = 92.5(kN.m) > M_{z(max)} = 15.02(kN.m)$$

➔ Cọc thỏa điều kiện chịu uốn

2. Kiểm tra ổn định nền xung quanh cọc

Ổn định nền đất xung quanh cọc khi có áp lực ngang do cọc tác động theo điều kiện:

$$\sigma_z \le \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_1} \left(\sigma_v' tg\varphi_1 + \xi c_1 \right)$$

Trong đó:

σ_v' là ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng tại độ sâu z

c_1, φ_1 là lực dính và góc ma sát trong tính toán của đất

ξ là hệ số bằng 0.6 cho cọc nhồi và cọc ống; bằng 0.3 cho các cọc còn lại

η_1 hệ số bằng 1 cho mọi trường hợp trừ công trình chắn đất, chắn nước lấy bằng 0.7

η_2 hệ số xét đến tỷ lệ ảnh hưởng của phần tải trọng thường xuyên trong tổng tải

$$\eta_2 = \frac{M_p + M_v}{n M_p + M_v}$$

Với: M_p là Momen do tải thường xuyên

M_v là Momen do tải tạm thời

n lấy bằng 2.5

Ta có: $\sigma_{z(max)} = 6.35\left(kN/m^2\right)$

Tại độ sâu $z = -1.49(m)$ so với đáy đài hay $z = -3.49(m)$ so với mặt đất tự nhiên (Lớp đất số 3):

$\sigma_v^{'} = 18.4\times0.5 + 8.4\times0.5 + 8.6\times1.5 + 6.67\times(3.49-2.5) = 32.9\left(kN/m^2\right)$

$c_I = 8.4\left(kN/m^2\right); \varphi_I = 3.2^\circ$

$$\eta_2 = \frac{1025.7+1179.5}{2.5\times1025.7+1179.5} = 0.589$$

$$\rightarrow \eta_1\eta_2\frac{4}{\cos\varphi_I}\left(\sigma_v^{'}tg\varphi_I + \xi c_I\right) = 1\times0.589\times\frac{4}{\cos\left(3.2^\circ\right)}\times\left(32.9\times tg\left(3.2^\circ\right) + 0.3\times8.4\right)$$

$$= 10.3\left(kN/m^2\right) > \sigma_{z(max)} = 6.35\left(kN/m^2\right)$$

➔ Thỏa điều kiện ổn định nền xung quanh cọc.

9.5.8.3. Kiểm tra cho móng M3

- Lực cắt lớn nhất tại chân vách: $H^{tt} = 229.4(kN)$
- Momen đã chuyển thành lực dọc trong cọc, vì vậy Momen đầu cọc $M_o = 0$
- Lực ngang ở đỉnh cọc được xác định như sau (xem đài móng cứng tuyệt đối):

$$\begin{cases} H_o = \dfrac{H}{n} = \dfrac{229.4}{11} = 20.85(kN) \\ M_o = 0 \end{cases}$$

- Momen quán tính tiết diện ngang của cọc: $I = \frac{d^4}{12} = \frac{0.4^4}{12} = 0.00213\left(m^4\right)$
- Modun đàn hồi của bê tông B30: $E_b = 32500000\left(kN/m^2\right)$
- Chiều rộng quy ước của cọc:

  Khi $d < 0.8m$ thì $b_c = 1.5d + 0.5m = 1.5\times0.4 + 0.5 = 1.1(m)$

- Hệ số tỷ lệ: $K = 2500\left(kN/m^4\right)$
- Hệ số biến dạng: $\alpha_{bd} = \sqrt[5]{\frac{Kb_c}{E_bI}} = \sqrt[5]{\frac{2500\times1.1}{32500000\times0.00213}} = 0.524$
- Chiều dài cọc trong đất tính đổi: $L_e = \alpha_{bd}L = 0.524\times24 = 12.58(m)$

- Tra bảng 2.19 (Trang 64) ta được các giá trị:
  $A_o = 2.441; B_o = 1.621; C_o = 1.751$
- Xác định chuyển vị ngang y_o và góc xoay ψ_o:
  Các chuyển vị $\delta_{HH}, \delta_{HM}, \delta_{MH}, \delta_{MM}$ của cọc ở cao trình mặt đất, do các ứng lực đơn vị đặt vào cao trình này:

$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha_{bd}^3 E_b I} A_o = \frac{1}{0.524^3 \times 32500000 \times 0.00213} \times 2.441 = 0.000244 (m/kN)$$

$$\delta_{MH} = \delta_{HM} = \frac{1}{\alpha_{bd}^2 E_b I} B_o = \frac{1}{0.524^2 \times 32500000 \times 0.00213} \times 1.621 = 8.501 \times 10^{-5} (m/kN)$$

$$\delta_{MM} = \frac{1}{\alpha_{bd} E_b I} C_o = \frac{1}{0.524 \times 32500000 \times 0.00213} \times 1.751 = 4.816 \times 10^{-5} (m/kN)$$

$$\rightarrow \begin{cases} y_o = H_o \delta_{HH} + M_o \delta_{HM} = 20.85 \times 0.000244 = 5.087 \times 10^{-3} (m) \\ \psi_o = H_o \delta_{MH} + M_o \delta_{MM} = 20.85 \times 8.501 \times 10^{-5} = 1.772 \times 10^{-3} (rad) \end{cases}$$

- Chuyển vị của cọc ở cao trình đặt lực:

$$\Delta = y_o + \psi_o L_o + \frac{HL_o^3}{3E_b I} + \frac{ML_o^2}{2E_b I} = 5.087 \times 10^{-3} (m)$$

  Cọc đài thấp: $L_o = 0$
- Góc xoay của cọc ở cao trình đặt lực:

$$\psi = \psi_o + \frac{HL_o^2}{2E_b I} + \frac{ML_o}{E_b I} = 1.772 \times 10^{-3} (rad)$$

  Cọc đài thấp: $L_o = 0$
- Áp lực tính toán $\sigma_z (kN/m^2)$; Momen uốn $M_z (kN.m)$; Lực cắt $Q_z (kN)$ trong các tiết diện của cọc được tính theo các công thức sau:

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_{bd}} z_e \left(y_o A_1 - \frac{\psi_o}{\alpha_{bd}} B_1 + \frac{M_o}{\alpha_{bd}^2 E_b I} C_1 + \frac{H_o}{\alpha_{bd}^3 E_b I} D_1 \right)$$

$$M_z = \alpha_{bd}^2 E_b I y_o A_3 - \alpha_{bd} E_b I \psi_o B_3 + M_o C_3 + \frac{H_o}{\alpha_{bd}} D_3$$

$$Q_z = \alpha_{bd}^3 E_b I y_o A_4 - \alpha_{bd}^2 E_b I \psi_o B_4 + \alpha_{bd} M_o C_4 + H_o D_4$$

  Với z_e là chiều sâu tính đổi $z_e = \alpha_{bd} z$

$A_1, A_3, A_4, B_1, B_3, B_4, C_1, C_3, C_4, D_1, D_3, D_4$ tra bảng 2.20 (Trang 66) theo z_e

- **Momen uốn M_z**

Z (m)	Z_e (m)	A_3	B_3	C_3	D_3	M_z (kN.m)
0.00	0	0	0	1	0	0.00
0.19	0.1	0	0	1	0.1	3.98
0.38	0.2	-0.001	0	1	0.2	7.86
0.57	0.3	-0.005	-0.001	1	0.3	11.51
0.76	0.4	-0.011	0.002	1	0.4	14.71
0.95	0.5	-0.021	-0.005	0.999	0.5	18.17
1.14	0.6	-0.036	-0.011	0.998	0.6	21.07
1.33	0.7	-0.057	-0.02	0.996	0.699	23.55
1.53	0.8	-0.085	-0.034	0.992	0.799	25.71
1.72	0.9	-0.121	-0.055	0.985	0.897	27.47
1.91	1	-0.167	-0.083	0.975	0.994	28.67
2.10	1.1	-0.222	-0.122	0.96	1.09	29.66
2.29	1.2	-0.287	-0.173	0.938	1.183	30.34
2.48	1.3	-0.365	-0.238	0.907	1.273	30.53
2.67	1.4	-0.455	-0.319	0.866	1.358	30.40
2.86	1.5	-0.559	-0.42	0.881	1.437	29.96
3.05	1.6	-0.676	-0.543	0.739	1.507	29.31
3.24	1.7	-0.808	-0.691	0.646	1.566	28.38
3.43	1.8	-0.956	-0.867	0.53	1.612	27.19
3.62	1.9	-1.118	-1.074	0.385	1.64	25.92
3.81	2	-1.295	-1.314	0.207	1.646	24.45
4.20	2.2	-1.693	-1.906	-0.271	1.575	21.16
4.58	2.4	-2.141	-2.663	-0.941	1.352	17.60
4.96	2.6	-2.621	-3.6	-1.877	0.917	14.11
5.34	2.8	-3.103	-4.718	-3.408	0.197	10.76
5.72	3	-3.541	-6	-4.688	-0.891	7.61
6.67	3.5	-3.919	-9.544	-10.34	-5.854	2.01
7.63	4	-1.614	-11.73	-17.91	-15.07	0.18

- **Lực cắt Q_z**

Z (m)	Z_e (m)	A_4	B_4	C_4	D_4	Q_z (kN)
0.00	0	0	0	0	1	20.85
0.19	0.1	-0.005	0	0	1	20.60
0.38	0.2	-0.02	-0.003	0	1	19.94
0.57	0.3	-0.045	-0.009	-0.001	1	18.87
0.76	0.4	-0.08	-0.021	-0.003	1	17.49
0.95	0.5	-0.125	-0.042	-0.008	0.999	15.89
1.14	0.6	-0.18	-0.072	-0.016	0.997	14.06
1.33	0.7	-0.245	-0.114	-0.03	0.994	12.11
1.53	0.8	-0.32	-0.171	-0.051	0.989	10.12
1.72	0.9	-0.404	-0.243	-0.082	0.98	8.09
1.91	1	-0.499	-0.333	-0.125	0.967	6.02
2.10	1.1	-0.603	-0.443	-0.183	0.946	4.01
2.29	1.2	-0.714	-0.575	-0.259	0.917	2.21
2.48	1.3	-0.838	-0.73	-0.356	0.876	0.29
2.67	1.4	-0.967	-0.91	-0.479	0.821	-1.34
2.86	1.5	-1.105	-1.116	-0.63	0.747	-2.95
3.05	1.6	-1.248	-1.35	-0.815	0.652	-4.30
3.24	1.7	-1.396	-1.643	-1.036	0.529	-4.49
3.43	1.8	-1.547	-1.906	-1.299	0.374	-6.52
3.62	1.9	-1.699	-2.227	-1.608	0.181	-7.43
3.81	2	-1.848	-2.578	-1.966	-0.057	-8.11
4.20	2.2	-2.125	-3.36	-2.849	-0.692	-9.02
4.58	2.4	-2.339	-4.228	-3.973	-1.592	-9.34
4.96	2.6	-2.437	-5.14	-5.355	-2.821	-9.13
5.34	2.8	-2.346	-6.023	-6.99	-4.445	-8.51
5.72	3	-1.969	-6.765	-8.84	-6.52	-7.51
6.67	3.5	1.074	-6.789	-13.69	-13.83	-4.24
7.63	4	9.244	-0.358	-15.61	-23.14	0.10

- **Áp lực tính toán σ_z**

Z (m)	Z_e (m)	A_1	B_1	C_1	D_1	σ_z (kN/m^2)
0.00	0	1	0	0	0	0.00
0.19	0.1	1	0.1	0.005	0	2.27
0.38	0.2	1	0.2	0.02	0.001	4.21
0.57	0.3	1	0.3	0.045	0.005	5.85
0.76	0.4	1	0.4	0.08	0.011	7.17
0.95	0.5	1	0.5	0.125	0.021	8.21
1.14	0.6	0.999	0.6	0.018	0.036	8.96
1.33	0.7	0.999	0.7	0.245	0.057	9.47
1.53	0.8	0.997	0.799	0.32	0.085	9.73
1.72	0.9	0.995	0.899	0.405	0.121	9.78
1.91	1	0.992	0.997	0.499	0.167	9.67
2.10	1.1	0.987	1.095	0.604	0.222	9.36
2.29	1.2	0.979	1.192	0.718	0.288	8.89
2.48	1.3	0.969	1.287	0.841	0.365	8.32
2.67	1.4	0.955	1.379	0.974	0.456	7.68
2.86	1.5	0.937	1.468	1.115	0.56	6.97
3.05	1.6	0.913	1.553	1.264	0.678	6.19
3.24	1.7	0.882	1.633	1.421	0.812	5.37
3.43	1.8	0.848	1.706	1.584	0.961	4.75
3.62	1.9	0.795	1.77	1.752	1.126	3.73
3.81	2	0.735	1.823	1.924	1.308	2.92
4.20	2.2	0.575	1.887	2.272	1.72	1.42
4.58	2.4	0.347	1.874	2.609	2.105	-2.05
4.96	2.6	0.033	1.755	2.907	2.724	-1.04
5.34	2.8	-0.385	1.49	3.128	3.288	-1.87
5.72	3	-0.928	1.037	3.225	3.858	-2.63
6.67	3.5	-2.928	-1.272	2.463	4.98	-3.67
7.63	4	-5.853	-5.941	-0.927	4.548	-4.33

1. Kiểm tra điều kiện chịu uốn của cọc

Kiểm tra cốt thép với $M_{z(max)} = 30.53(kN.m)$

Tính khả năng chịu lực của tiết diện cọc với $A_s = 4\times\frac{\pi\times16^2}{4} = 804.25(mm^2)$ $(4\varnothing16)$

$a = 50(mm) \Rightarrow h_o = h - a = 400 - 50 = 350(mm)$

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_o} = \frac{350\times804.25}{17\times400\times350} = 0.118 \Rightarrow \alpha = \xi(1-0.5\xi) = 0.118\times(1-0.5\times0.118) = 0.111$$

Khả năng chịu lực của tiết diện cọc:

$$[M] = R_b b h_o^2 \alpha = 17\times10^3\times0.4\times0.35^2\times0.111 = 92.5(kN.m) > M_{z(max)} = 30.53(kN.m)$$

➔ Cọc thỏa điều kiện chịu uốn

2. Kiểm tra ổn định nền xung quanh cọc

Ổn định nền đất xung quanh cọc khi có áp lực ngang do cọc tác động theo điều kiện:

$$\sigma_z \le \eta_1\eta_2\frac{4}{\cos\varphi_1}\left(\sigma_v' tg\varphi_1 + \xi c_1\right)$$

Trong đó:

σ_v' là ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng tại độ sâu z

c_1, φ_1 là lực dính và góc ma sát trong tính toán của đất

ξ là hệ số bằng 0.6 cho cọc nhồi và cọc ống; bằng 0.3 cho các cọc còn lại

η_1 hệ số bằng 1 cho mọi trường hợp trừ công trình chắn đất, chắn nước lấy bằng 0.7

η_2 hệ số xét đến tỷ lệ ảnh hưởng của phần tải trọng thường xuyên trong tổng tải

$$\eta_2 = \frac{M_p + M_v}{nM_p + M_v}$$

Với: M_p là Momen do tải thường xuyên

M_v là Momen do tải tạm thời

n lấy bằng 2.5

Ta có: $\sigma_{z(max)} = 9.78\left(kN/m^2\right)$

Tại độ sâu $z = -1.72(m)$ so với đáy đài hay $z = -3.72(m)$ so với mặt đất tự nhiên (Lớp đất số 3):

$\sigma_v^{'} = 18.4\times 0.5 + 8.4\times 0.5 + 8.6\times 1.5 + 6.67\times(3.72-2.5) = 34.4\left(kN/m^2\right)$

$c_I = 8.4\left(kN/m^2\right); \varphi_I = 3.2^\circ$

$$\eta_2 = \frac{877+1008.6}{2.5\times 877+1008.6} = 0.589$$

$$\rightarrow \quad \eta_1\eta_2\frac{4}{\cos\varphi_I}\left(\sigma_v^{'}tg\varphi_I + \xi c_I\right) = 1\times 0.589\times\frac{4}{\cos\left(3.2^\circ\right)}\times\left(34.4\times tg\left(3.2^\circ\right)+0.3\times 8.4\right)$$

$$= 10.48\left(kN/m^2\right) > \sigma_{z(max)} = 9.78\left(kN/m^2\right)$$

➔ Thỏa điều kiện ổn định nền xung quanh cọc.

9.6. THIẾT KẾ MÓNG CỌC KHOAN NHỒI

9.6.1. Sơ bộ chiều cao đài cọc

- Chọn chiều cao đài móng: $h_d = 1.8(m)$
- Chiều sâu đặt đáy đài tính từ mặt nền san lấp (code mặt đất tự nhiên) là -2.0 (m).

9.6.2. Sơ bộ kích thước cọc

- Chọn cọc khoan nhồi có đường kính: 800 (mm)
- Chọn $14\varnothing 22$ có hàm lượng thép: $\mu = \dfrac{14 \times \dfrac{\pi \times 22^2}{4}}{\dfrac{\pi \times 800^2}{4}} \times 100 = 1.06\%$ (vì công trình có xét động đất nên hàm lượng thép phải $\geq 1\%$)
- Mũi cọc cắm vào lớp đất số 7
- Cao độ mũi cọc (tính từ MĐTN): -42.5 (m)
- Đoạn cọc ngàm vào đài và đoạn đập đầu cọc: $L_{ngam} = 0.1 + 1 = 1.1(m)$
- Chiều dài tính toán cọc (tính từ đáy đài đến mũi cọc): $L_{tt} = 42.5 - 2 = 40.5(m)$
- Chiều dài thực tế của cọc: $L_{coc} = L_{tt} + L_{ngam} = 40.5 + 1.1 = 41.6(m)$

9.6.3. Xác định sức chịu tải của cọc

9.6.3.1. Sức chịu tải cọc theo vật liệu

Ta có: $R_{c,vl} = \varphi\left(\gamma_{cb}\gamma'_{cb}R_bA_b + R_sA_s\right)$

Trong đó: φ là hệ số uốn dọc của cọc chịu nén uốn, tính toán theo Giáo trình Nền và Móng-PGS. Tô Văn Lận: $\varphi = 1.028 - 0.0000288\lambda^2 - 0.0016\lambda$

λ là độ mảnh của cọc, $\lambda = \dfrac{\mu l}{r} = \dfrac{0.7 \times 40.5}{0.4} = 70.88$

➔ $\varphi = 1.028 - 0.0000288 \times 70.88^2 - 0.0016 \times 70.88 = 0.77$

γ_{cb} hệ số điều kiện làm việc kể đến việc đổ bê tông trong khoảng không gian chật hẹp của hố và ống vách, lấy $\gamma_{cb} = 0.85$

γ'_{cb} hệ số kể đến phương pháp thi công cọc. Việc khoan và đổ bê tông vào lòng hố khoan dưới dung dịch khoan, lấy $\gamma'_{cb} = 0.7$

R_b là cường độ chịu nén tính toán của bê tông

A_b là diện tích của tiết diện bê tông

R_s là cường độ chịu kéo tính toán của thép

A_s là diện tích cốt thép trên mặt cắt ngang của cọc

➔

$$R_{c,vl} = 0.77 \times \left(0.85 \times 0.7 \times (17 \times 10^3) \times \left(\frac{\pi \times 0.8^2}{4} - 14 \times \frac{\pi \times 0.022^2}{4} \right) + (350 \times 10^3) \times 14 \times \frac{\pi \times 0}{} \right.$$

$$= 5307(\text{kN}) = 530(\text{T})$$

9.6.3.2. Sức chịu tải của cọc theo các chỉ tiêu cơ lý đất, đá

Theo mục 7.2.3.1 TCVN 10304:2014, sức chịu tải của cọc khoan nhồi là:

$$R_{c,u} = \gamma_c \left(\gamma_{cq} q_b A_b + u \sum \gamma_{cf} f_i l_i \right)$$

Trong đó:

γ_c là hệ số điều kiện làm việc của cọc, $\gamma_c = 1$

γ_{cq} là hệ số điều kiện làm việc của đất dưới mũi cọc, lấy $\gamma_{cq} = 0.9$ cho trường hợp dùng phương pháp đổ bê tông dưới nước

q_b là cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc, tra Bảng 7

A_b là diện tích tiết diện ngang mũi cọc

u là chu vi tiết diện ngang thân cọc

γ_{cf} là hệ số điều kiện làm việc của đất trên thân cọc, phụ thuộc vào phương pháp tạo lỗ và điều kiện đổ bê tông, tra Bảng 5

f_i là cường độ sức kháng trung bình của lớp đất thứ "i" trên thân cọc, tra Bảng 3

l_i là chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất thứ "i".

a. Xác định sức chịu tải cực hạn do sức kháng mũi

$$Q_p = \gamma_{cq} q_b A_b$$

Tra bảng 7 và nội suy ta được: $q_b = 4300(\text{kN}/\text{m}^2)$

$$A_b = \frac{\pi \times 0.8^2}{4} = 0.503(\text{m}^2)$$

Cọc đang thiết kế trong khu vực có xét đến ảnh hưởng của động đất (Cấp 7), theo mục 12.3 TCVN 10304:2014 giá trị q_b cần nhân với hệ số giảm yếu điều kiện làm việc của đất nền γ_{eq1} ghi trong bảng 18. Tra bảng 18 ta được $\gamma_{eq1} = 0.9$

➔Khi không xét động đất: $Q_p = 0.9 \times 4300 \times 0.503 = 1945(kN)$

➔Khi xét ảnh hưởng động đất $Q_p^{EQ} = 0.9 \times 4300 \times 0.9 \times 0.503 = 1751(kN)$

b. Xác định sức chịu tải cực hạn do ma sát bên

$$Q_s = u\sum \gamma_{cf} f_i l_i$$

Cọc đang thiết kế trong khu vực có xét đến ảnh hưởng của động đất (Cấp 7), theo mục 12.3 TCVN 10304:2014 giá trị f_i cần nhân với hệ số giảm yếu điều kiện làm việc của đất nền γ_{eq2} ghi trong bảng 18.

Bảng 9-20 Sức chịu tải cực hạn do ma sát bên khi không xét động đất

Lớp đất	Độ sệt I_L	Chiều dày l_i (m)	Độ sâu z_i (m)	γ_{cf}	f_i (kN/m^2)	$\gamma_{cf} f_i l_i$ (kN/m)
3	0.73	0.5	2.25	0.8	6.725	2.69
4	1.07	2	3.5	0.8	5	8
4	1.07	2	5.5	0.8	6	9.6
4	1.07	2	7.5	0.8	6	9.6
4	1.07	2	9.5	0.8	6	9.6
4	1.07	2	11.5	0.8	6	9.6
4	1.07	1.5	13.25	0.8	6	7.2
5	0	2	15	0.9	72	129.6
5	0	2	17	0.9	74.8	134.64
5	0	2	19	0.9	77.6	139.68
5	0	0.5	20.25	0.9	79.35	35.7075
5a	0.53	2	21.5	0.8	27.42	43.872
5a	0.53	2	23.5	0.8	27.98	44.768
6	0	2	25.5	0.8	86.7	138.72
6	0	2	27.5	0.8	89.5	143.2
7	0.04	2	29.5	0.8	92.3	147.68
7	0.04	2	31.5	0.8	95.1	152.16
7	0.04	2	33.5	0.8	97.9	156.64
7	0.04	2	35.5	0.8	100	160
7	0.04	2	37.5	0.8	100	160
7	0.04	2	39.5	0.8	100	160
7	0.04	2	41.5	0.8	100	160
TỔNG						1963.0

➔ $Q_s = (\pi \times 0.8) \times 1963 = 4933.5(kN)$

➔ Sức chịu tải cực hạn của cọc khi không xét động đất:

$R_{c,u} = 1 \times (1945 + 4933.5) = 6878.5(kN)$

Bảng 9-21 Sức chịu tải cực hạn do ma sát bên khi xét động đất

Lớp đất	Độ sệt I_L	Chiều dày l_i (m)	Độ sâu z_i (m)	γ_{cf}	f_i (kN/m^2)	γ_{eq2}	$\gamma_{cf}\, f_i\, \gamma_{eq2}\, l_i$ (kN/m)
3	0.73	0.5	2.25	0.8	6.725	0.8	2.152
4	1.07	2	3.5	0.8	5	0.75	6
4	1.07	2	5.5	0.8	6	0.75	7.2
4	1.07	2	7.5	0.8	6	0.75	7.2
4	1.07	2	9.5	0.8	6	0.75	7.2
4	1.07	2	11.5	0.8	6	0.75	7.2
4	1.07	1.5	13.25	0.8	6	0.75	5.4
5	0	2	15	0.9	72	0.85	110.16
5	0	2	17	0.9	74.8	0.85	114.444
5	0	2	19	0.9	77.6	0.85	118.728
5	0	0.5	20.25	0.9	79.35	0.85	30.351375
5a	0.53	2	21.5	0.8	27.42	0.8	35.0976
5a	0.53	2	23.5	0.8	27.98	0.8	35.8144
6	0	2	25.5	0.8	86.7	0.85	117.912
6	0	2	27.5	0.8	89.5	0.85	121.72
7	0.04	2	29.5	0.8	92.3	0.8	118.144
7	0.04	2	31.5	0.8	95.1	0.8	121.728
7	0.04	2	33.5	0.8	97.9	0.8	125.312
7	0.04	2	35.5	0.8	100	0.8	128
7	0.04	2	37.5	0.8	100	0.8	128
7	0.04	2	39.5	0.8	100	0.8	128
7	0.04	2	41.5	0.8	100	0.8	128
TỔNG							1603.8

➔ $Q_s = (\pi \times 0.8) \times 1603.8 = 4030.8(kN)$

➔ Sức chịu tải cực hạn của cọc khi xét đến ảnh hưởng của động đất:

$R_{c,u} = 1 \times (1751 + 4030.8) = 5781.8(kN)$

9.6.3.3. Sức chịu tải của cọc theo kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT

Theo công thức của viện kiến trúc Nhật Bản (phụ lục G.3.2 TCVN 10304:2014)

Sức chịu tải cực hạn của cọc được viết dưới dạng:

$$R_{c,u} = q_b A_b + u\sum\left(f_{c,i} l_{c,i} + f_{s,i} l_{s,i}\right)$$

Trong đó:

q_b là cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc

A_b là diện tích tiết diện ngang cọc

u là chu vi tiết diện ngang cọc

$f_{c,i}$ là cường độ sức kháng trên đoạn cọc nằm trong lớp đất dính thứ "i"

$l_{c,i}$ là chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất dính thứ "i"

$f_{s,i}$ là cường độ sức kháng trên đoạn cọc nằm trong lớp đất rời thứ "i"

$l_{s,i}$ là chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất rời thứ "i"

a. Xác định cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc

Khi mũi cọc khoan nhồi nằm trong đất dính $q_b = 6c_u$

Với: c_u là cường độ sức kháng cắt không thoát nước của đất dính, xác định từ chỉ số SPT trong đất dính $c_{u,i} = 6.25N_{c,i}$, tính bằng kPa, trong đó $N_{c,i}$ là chỉ số SPT trong đất dính.

➔ $c_{u,i} = 6.25 \times 16 = 100\left(kN/m^2\right)$

➔ $q_b = 6 \times 100 = 600\left(kN/m^2\right)$

b. Xác định cường độ sức kháng thân cọc

Cường độ sức kháng trên đoạn cọc nằm trong lớp đất rời thứ "i" được tính theo công thức: $f_{s,i} = \dfrac{10N_{s,i}}{3}$

Với $N_{s,i}$ là chỉ số SPT trung bình trong lớp đất rời thứ "i".

Cường độ sức kháng trên đoạn cọc nằm trong lớp đất dính thứ i được tính theo công thức: $f_{c,i} = \alpha_p f_L c_{u,i}$

Trong đó:

α_p là hệ số điều chỉnh cho cọc đóng, phụ thuộc vào tỷ lệ giữa sức kháng cắt không thoát nước của đất dính c_u và trị số trung bình của ứng suất pháp hiệu quả thẳng đứng, xác định theo biểu đồ trên Hình G.2a TCVN 10304:2014

f_L là hệ số điều chỉnh theo độ mảnh h/d của cọc đóng, xác định theo biểu đồ trên hình G.2b TCVN 10304:2014

Bảng 9-22 Kết quả tính sức kháng thân cọc khi không xét động đất

Lớp đất	Loại đất	Độ sâu z_i (m)	l_i (m)	N	$C_{u,i}$ (kN/m^2)	γ' (kN/m^3)	$\sigma'_{v,i}$ (kN/m^2)	$\frac{C_{u,i}}{\sigma'_{v,i}}$	α_p	Z_i/d	f_L	$f_{c,i}$ (kN/m^2)	$f_{c,i}\,l_{c,i}$ (kN/m)	$f_{s,i}$ (kN/m^2)	$f_{s,i}\,l_{s,i}$ (kN/m)	$f_{c,i}\,l_{c,i}+f_{s,i}\,l_{s,i}$ (kN/m)
3	s	2.25	0.5	6	37.5	8.6	24.15	1.55	0.5	2.813	1	18.75	9.375	0.0	0.00	9.38
4	c	8.25	11.5	2	12.5	6.67	64.65	0.19	1	10.31	1	12.5	143.75	0.0	0.00	143.8
5	s	17.25	6.5	14	-	9.19	132.87			21.56	1	0	0	46.7	303.33	303.3
5a	c	22.5	4	10	62.5	8.45	179.64	0.35	1	28.13	1	62.5	250	0.0	0.00	250.0
6	s	26.5	4	65	-	10.65	217.84			33.13	1	0	0	216.7	866.67	866.7
7	c	35.5	14	16	100	9.23	303.75	0.33	1	44.38	1	100	1400	0.0	0.00	1400.0
TỔNG																2973.1

Cọc đang thiết kế trong khu vực có xét đến ảnh hưởng của động đất (Cấp 7), theo mục 12.3 TCVN 10304:2014 giá trị q_b và f_i cần nhân với những hệ số giảm yếu điều kiện làm việc của đất nền γ_{eq1} và γ_{eq2} ghi trong bảng 18. Tra bảng 18 ta được $\gamma_{eq1} = 0.9$

Bảng 9-23 Kết quả tính sức kháng thân cọc khi xét động đất

Lớp đất	Loại đất	Độ sâu z_i (m)	l_i (m)	N	$C_{u,i}$ (kN/m^2)	γ' (kN/m^3)	$\sigma'_{v,i}$ (kN/m^2)	$\frac{C_{u,i}}{\sigma'_{v,i}}$	α_p	Z_i/d	f_L	γ_{eq2}	$f_{c,i}$ (kN/m^2)	$f_{c,i}\,l_{c,i}\,\gamma_{eq2}$ (kN/m)	$f_{s,i}$ (kN/m^2)	$f_{s,i}\,l_{s,i}\,\gamma_{eq2}$ (kN/m)	$f_{c,i}\,l_{c,i}\,\gamma_{eq2}+f_{s,i}\,l_{s,i}\,\gamma_{eq2}$ (kN/m)
3	s	2.25	0.5	6	37.5	8.6	24.15	1.6	0.5	2.813	1	0.8	18.75	7.5	0	0	7.50
4	c	8.25	11.5	2	12.5	6.67	64.653	0.2	1	10.31	1	0.75	12.5	107.81	0	0	107.81
5	s	17.25	6.5	14	-	9.19	132.87			21.56	1	0.85	0	0	46.67	257.83	257.83
5a	c	22.5	4	10	62.5	8.45	179.64	0.3	1	28.13	1	0.8	62.5	200	0	0	200.00
6	s	26.5	4	65	-	10.65	217.84			33.13	1	0.85	0	0	216.7	736.67	736.67
7	c	35.5	14	16	100	9.23	303.75	0.3	1	44.38	1	0.8	100	1120	0	0	1120.00
TỔNG																	2429.8

➔ Sức chịu tải cực hạn của cọc khi không xét ảnh hưởng của động đất:

$$R_{c,u} = 600\times\left(\frac{\pi\times 0.8^2}{4}\right)+\left(\pi\times 0.8\right)\times 2973.1 = 7773.8\left(\text{kN}\right)$$

➔ Sức chịu tải cực hạn của cọc khi xét ảnh hưởng của động đất:

$$R_{c,u} = 600\times 0.9\times\left(\frac{\pi\times 0.8^2}{4}\right)+\left(\pi\times 0.8\right)\times 2429.8 = 6378.2\left(\text{kN}\right)$$

9.6.3.4. Sức chịu tải thiết kế của cọc

Sức chịu tải cực hạn của cọc khi không xét động đất:

$$R_{c,u} = \min\left\{R_{c,u-coly}, R_{c,u-SPT}\right\} = \left\{6878.5; 7773.8\right\} = 6878.5(kN)$$

Sức chịu tải cực hạn của cọc khi xét động đất:

$$R^{EQ}_{c,u} = \min\left\{R^{EQ}{}_{c,u-coly}, R^{EQ}{}_{c,u-SPT}\right\} = \left\{5781.8; 6378.2\right\} = 5781.8(kN)$$

Sức chịu tải thiết kế của cọc: $R_{c,d} = \frac{\gamma_o}{\gamma_n \gamma_k} R_{c,k} = \frac{\gamma_o}{\gamma_n \gamma_k} R_{c,u}$

Trong đó:

γ_o là hệ số điều kiện làm việc, kể đến yếu tố tăng mức độ đồng nhất của nền đất khi sử dụng móng cọc, móng nhiều cọc lấy $\gamma_o = 1.15$

γ_n là hệ số độ tin cậy về tầm quan trọng của công trình, công trình cấp II lấy $\gamma_n = 1.15$

γ_k là hệ số tin cậy theo đất phụ thuộc vào số lượng cọc trong móng, sơ bộ chọn $\gamma_k = 1.75$ (Móng có 1 đến 5 cọc)

➔ Sức chịu tải thiết kế khi không xét động đất:

$$R_{c,d} = \frac{1.15}{1.15 \times 1.75} \times 6878.5 = 3930(kN)$$ (Chọn $R_{c,d} = 390$ T)

➔ Sức chịu tải thiết kế khi xét động đất:

$$R^{EQ}{}_{c,d} = \frac{1.15}{1.15 \times 1.75} \times 5781.8 = 3303(kN)$$ (Chọn $R_{c,d} = 330$ T)

9.6.4. Thiết kế móng M1

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

Xác định số lượng cọc: $n_c = k \times \frac{N_{tt}}{R_{c,d}}$

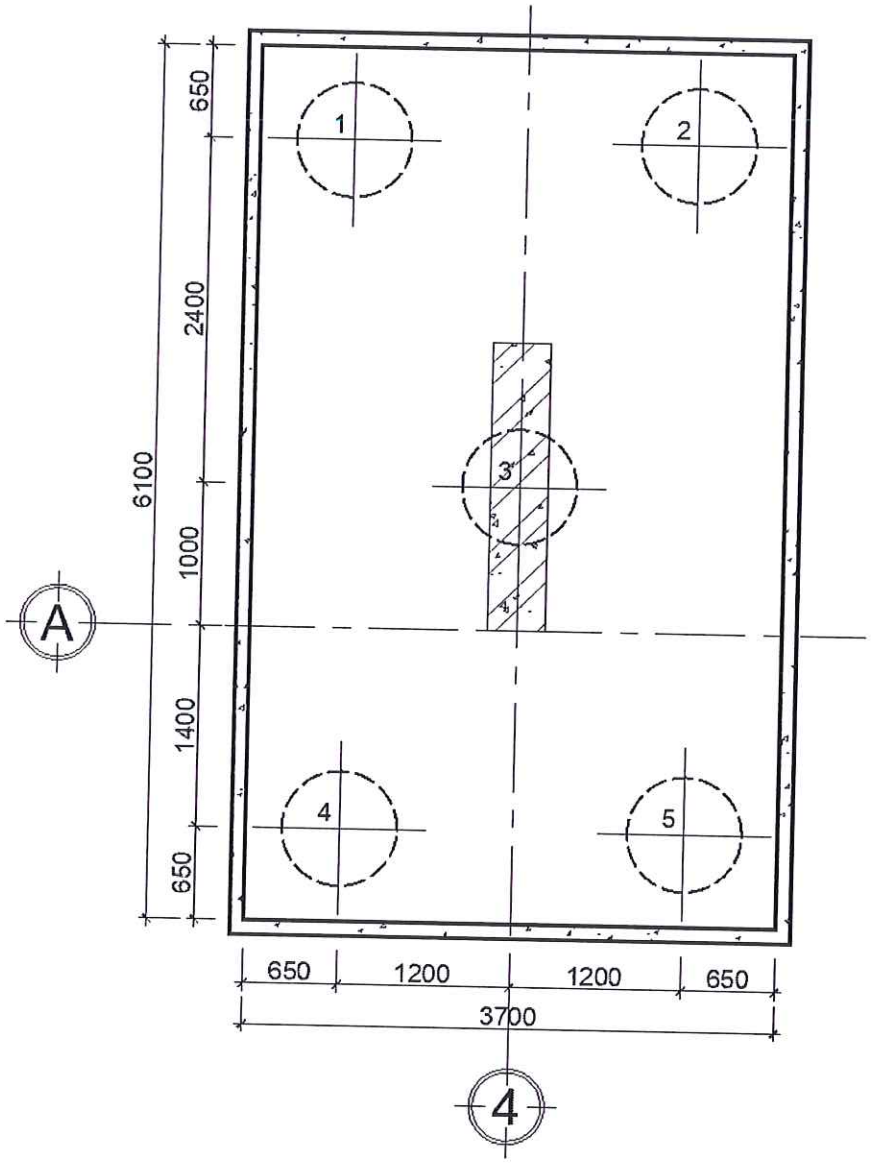
Trong đó:

N_{tt} là lực dọc tính toán tại chân vách

k là hệ số xét đến ảnh hưởng của momen $k = 1.1 \div 1.3$

➔ $n_c = 1.2 \times \frac{14733.2}{3900} = 4.53$

Chọn đài móng 5 cọc và bố trí như hình sau:



Hình 9.31 Mặt bằng bố trí cọc móng M1

9.6.4.2. Kiểm tra phản lực đầu cọc

Lý thuyết tính toán đã được trình bày ở mục 9.5.4.2

Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp N_{max}, $M_{xtư}$, $M_{ytư}$, $Q_{xtư}$, $Q_{ytư}$

Trọng lượng tính toán của đài:

$$N_{dai} = n\gamma_{bt}F_{dai}h_{dai} = 1.1\times25\times3.7\times6.1\times1.8 = 1117.215(kN)$$

$$\sum N^{tt} = N_o^{tt} + N_{dai} = 14733.2 + 1117.215 = 15850.4(kN)$$

$$\sum M_x^{tt} = |-0.5 - 0.4\times1.8| = 1.22(kN.m)$$

$$\sum M_y^{tt} = |706.7 + 144.2\times1.8| = 966.26(kN.m)$$

Bảng 9-24 Giá trị phản lực đầu cọc khi không xét động đất

STT cọc	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	Σx_i^2	Σy_i^2	P_i (kN)
1	-1.2	2.4	1.44	5.76	5.76	23.04	2968.9
2	1.2	2.4	1.44	5.76			3371.5
3	0	0	0	0			3170.1
4	-1.2	-2.4	1.44	5.76			2968.7
5	1.2	-2.4	1.44	5.76			3371.3

Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp khi xét động đất (E2 min)

Trọng lượng tính toán của đài:

$$N_{dai} = n\gamma_{bt}F_{dai}h_{dai} = 1.1\times25\times3.7\times6.1\times1.8 = 1117.215(kN)$$

$$\sum N^{tt} = N_o^{tt} + N_{dai} = 12342.7 + 1117.215 = 13459.9(kN)$$

$$\sum M_x^{tt} = |35 - 14.5\times1.8| = 8.9(kN.m)$$

$$\sum M_y^{tt} = |1108.3 + 184.2\times1.8| = 1439.86(kN.m)$$

Bảng 9-25 Giá trị phản lực đầu cọc khi xét động đất

STT cọc	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	Σx_i^2	Σy_i^2	P_i (kN)
1	-1.2	2.4	1.44	5.76	5.76	23.04	2392.9
2	1.2	2.4	1.44	5.76			2992.9
3	0	0	0	0			2692.0
4	-1.2	-2.4	1.44	5.76			2391.1
5	1.2	-2.4	1.44	5.76			2991.0

Kiểm tra phản lực đầu cọc:

Theo mục 7.1.11 TCVN 10304:2014, nếu tính toán móng cọc cho tổ hợp tải trọng có kể đến tải trọng gió, thì cho phép tăng 20% tải trọng tính toán lên cọc. (Trang 19)

$$P_{max} + W_{coc} = 3371.5 + \left(1.1 \times 25 \times \frac{\pi \times 0.8^2}{4} \times 40.5\right) = 3931.3(kN) < R_{c,d} = 3900 \times 1.2 = 4680(k$$

(đạt $84\%R_{c,d}$)

$$P^{EQ}_{max} + W_{coc} = 2992.9 + 559.8 = 3552.7(kN) < R^{EQ}_{c,d} = 3300 \times 1.2 = 3960(kN)$$

(đạt $89.7\%R^{EQ}_{c,d}$)

$$P_{min} = 2968.7(kN) > 0; P^{EQ}_{min} = 2391.1(kN) > 0$$

➔ Vậy tải trọng truyền xuống cọc đảm bảo không vượt quá sức chịu tải cho phép của cọc. Không có cọc nào trong móng chịu nhổ

9.6.4.3. Kiểm tra nền dưới đáy móng khối quy ước

1. Kích thước móng khối quy ước

Theo mục 7.4.4 TCVN 10304:2014, quy định ranh giới của móng khối quy ước được xác định như sau:

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

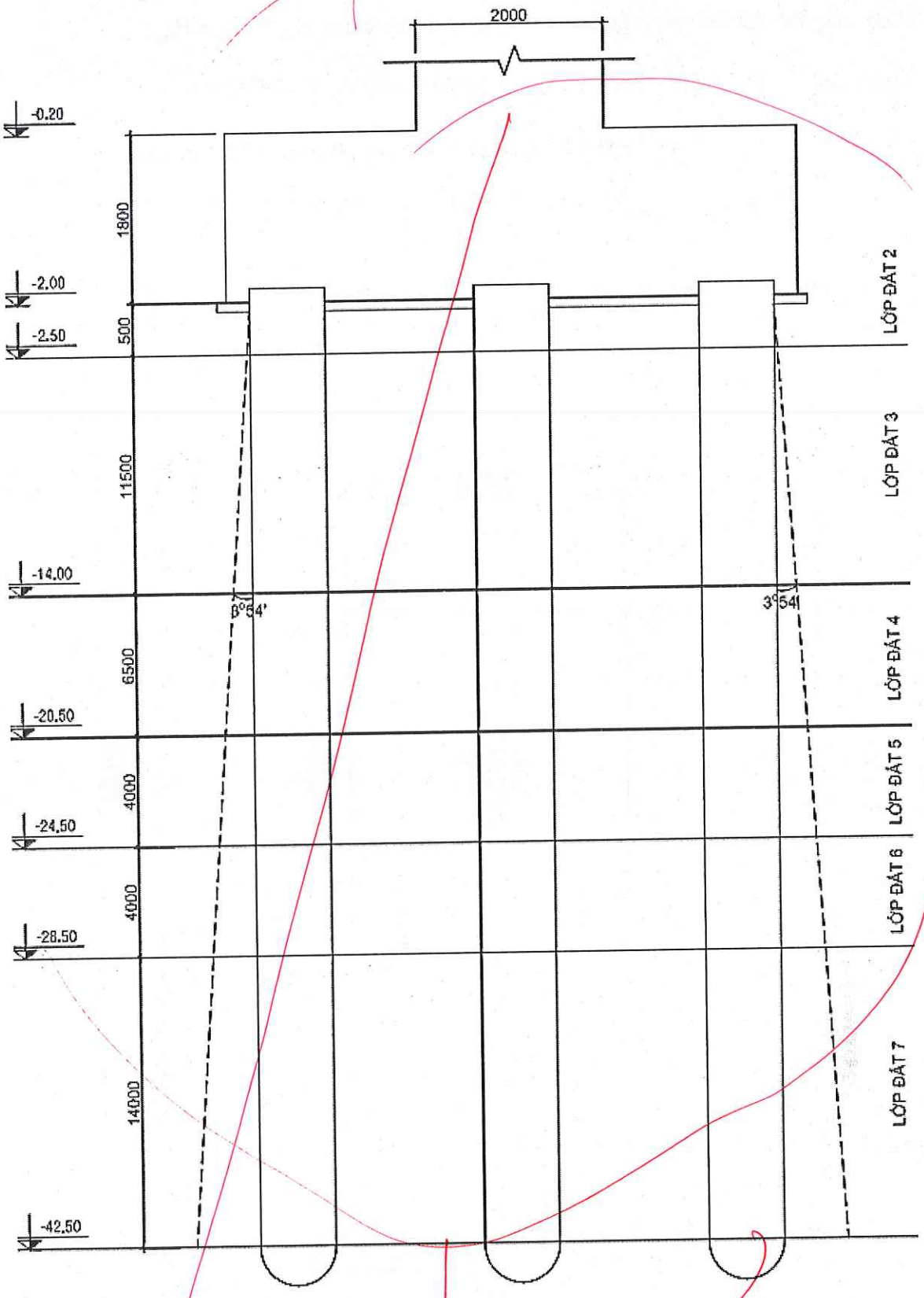
$$\varphi_{II,tb} = \frac{\sum \varphi_{II,i} l_i}{\sum l_i}$$

(Các đại lượng đã được trình bày ở mục 9.5.4.3)

➔

$$\varphi_{II,tb} = \frac{18.75 \times 0.5 + 3.2 \times 11.5 + 32.93 \times 6.5 + 7.93 \times 4 + 35.27 \times 4 + 14.25 \times 14}{0.5 + 11.5 + 6.5 + 4 + 4 + 14} = 15°37'4"$$

➔ $\frac{\varphi_{II,tb}}{4} = \frac{15°37'4"}{4} = 3°54'16"$



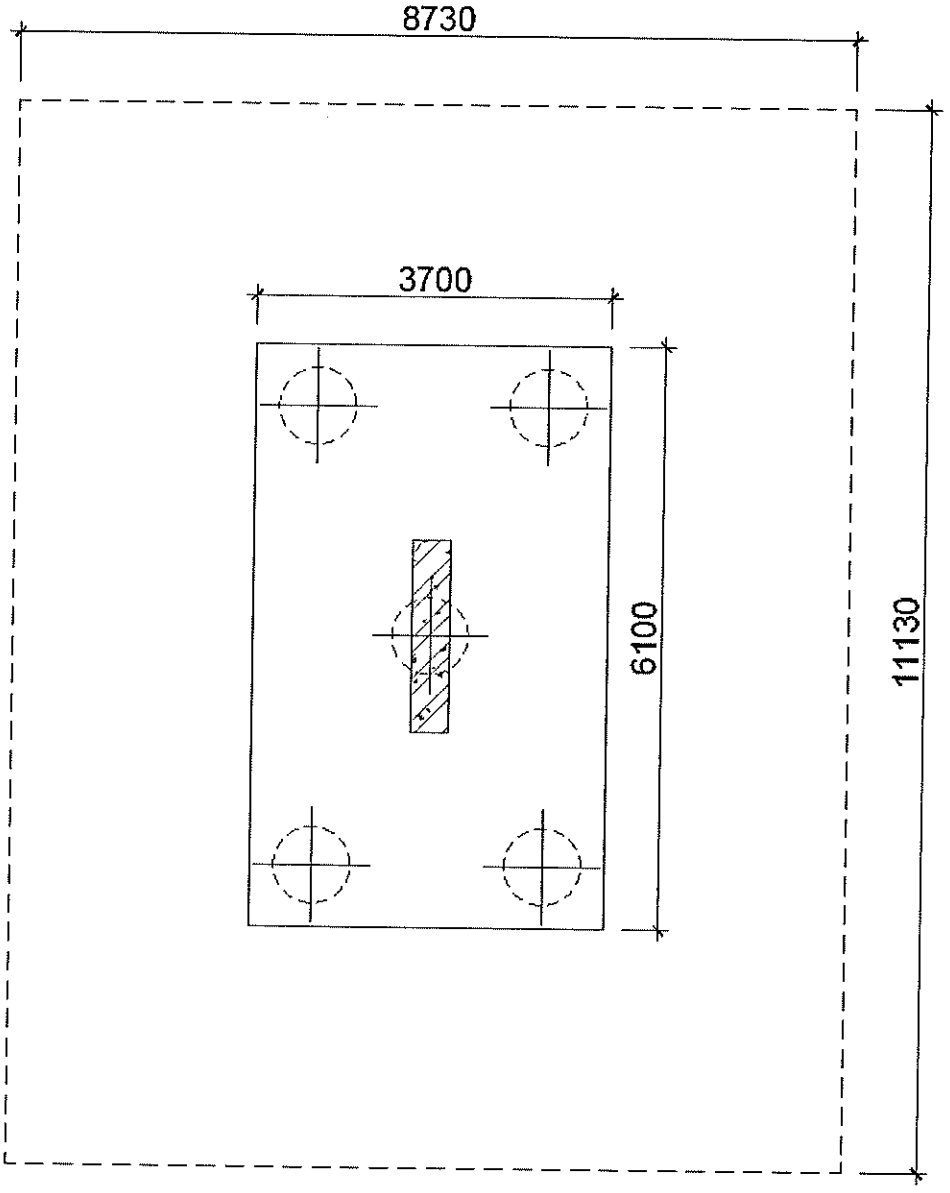
Hình 9.32 Sơ đồ móng khối quy ước

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

Trong đó: $B_{qu} = 2.4 + 0.4 \times 2 + \tan(3°54'16") \times 40.5 \times 2 = 8.73(m)$

$L_{qu} = 2.4 \times 2 + 0.4 \times 2 + \tan(3°54'16") \times 40.5 \times 2 = 11.13(m)$

➔ $A_{qu} = 11.13 \times 8.73 = 97.16(m^2)$



Hình 9.33 Kích thước móng khối quy ước

2. Trọng lượng móng khối quy ước

Trọng lượng đất trong móng khối quy ước:

$$W_{dat} = \left(A_{qu} - n \times A_{coc}\right) \times \sum \gamma_i h_i + \left(A_{qu} - A_{dai}\right) \times \sum \gamma_j h_j$$

Trong đó:

$$\sum \gamma_i h_i = 8.6 \times 0.5 + 6.67 \times 11.5 + 9.19 \times 6.5 + 8.45 \times 4 + 10.65 \times 4 + 9.23 \times 14 = 346.36 \left(kN/m^2\right)$$

$$\sum \gamma_j h_j = 18.4 \times 0.3 + 8.4 \times 0.5 + 8.6 \times 1 = 18.32 \left(kN/m^2\right)$$

$$\rightarrow W_{dat} = \left(97.16 - 5 \times \frac{\pi \times 0.8^2}{4}\right) \times 346.36 + \left(97.16 - 3.7 \times 6.1\right) \times 18.32 = 34148.33 (kN)$$

Trọng lượng đài móng: $W_{dai} = 15 \times 6.1 \times 3.7 \times 1.5 + 25 \times 6.1 \times 3.7 \times 0.3 = 677.1 (kN)$

Trọng lượng cọc: $W_{coc} = 5 \times 15 \times \frac{\pi \times 0.8^2}{4} \times 40.5 = 1526.8 (kN)$

➔ Trọng lượng móng khối quy ước: $W_{qu} = 34148.33 + 677.1 + 1526.8 = 36352.23 (kN)$

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

Tải trọng quy về đáy móng khối quy ước:

$$\sum N_{qu}^{tc} = N^{tc} + W_{qu} = 12811.5 + 36352.23 = 49163.73 (kN)$$

$$\sum M_{x-qu}^{tc} = \left|M_x - Q_y \times h_{MKQU}\right| = \left|-0.4 - 0.3 \times 42.3\right| = 13.09 (kN.m)$$

$$\sum M_{y-qu}^{tc} = \left|M_y + Q_x \times h_{MKQU}\right| = \left|614.5 + 125.4 \times 42.3\right| = 5918.92 (kN.m)$$

Momen chống uốn của móng khối quy ước:

$$W_x = \frac{B_{qu} \times L_{qu}^2}{6} = \frac{8.73 \times 11.13^2}{6} = 180.24 \left(m^3\right)$$

$$W_y = \frac{L_{qu} \times B_{qu}^2}{6} = \frac{11.13 \times 8.73^2}{6} = 141.37 \left(m^3\right)$$

4. Cường độ tiêu chuẩn của đất dưới đáy móng khối quy ước

Theo mục **4.6.9 TCVN 9362:2012**, cường độ tiêu chuẩn của đất nền được xác định theo công thức:

$$R = \frac{m_1 \times m_2}{k_{tc}} \left(A \times b \times \gamma_{II} + B \times h \times \gamma'_{II} + D \times c_{II} - \gamma_{II} \times h_o\right)$$

Trong đó: m_1 là hệ số điều kiện làm việc của đất nền, đối với đất sét có chỉ số sệt <0.5, $m_1 = 1.2$

$m_2 = 1.1$: là hệ số điều kiện làm việc của công trình tác động qua lại với đất nền, ứng với tỉ số giữa chiều dài và chiều cao công trình L/H=67.8/70.9=0.96

k_{tc} là hệ số độ tin cậy, $k_{tc} = 1$ khi các đặc trưng tính toán lấy trực tiếp từ các mẫu đất tại nơi xây dựng.

γ'_{II} là giá trị trung bình của trọng lượng thể tích các lớp đất phía trên độ sâu đặt móng

$$\gamma'_{II} = \frac{0.5\times18.4+0.5\times8.4+1.5\times8.6+11.5\times6.67+6.5\times9.19+4\times8.45+4\times10.65+14\times9.23}{42.5}$$
$$= 8.67\left(kN/m^3\right)$$

$\gamma_{II} = 9.23\left(kN/m^3\right)$ là giá trị trung bình của trọng lượng thể tích lớp đất phía dưới đáy móng (lớp đất số 7)

c_{II} là trị tính toán của lực dính đơn vị của đất nằm trực tiếp dưới đáy móng, $c_{II} = 20.4\left(kN/m^2\right)$

b là bề rộng (cạnh bé) của đáy khối móng quy ước, b = 8.73m

h = 42.5 m là chiều sâu đặt móng so với cốt quy định

$h_o = h - h_{td}$ là chiều sâu đến tầng hầm tính bằng mét. Khi không có tầng hầm thì lấy $h_o = 0$

A,B và D là các hệ số không thứ nguyên lấy theo bảng 14 TCVN 9362:2012 phụ thuộc vào trị tính toán của góc ma sát trong $\varphi_{II} = 14.25°$. Tra bảng ta được:

A = 0.299; B = 2.203; D = 4.729

➔ $$R = \frac{1.2\times1.1}{1}\times\left(0.299\times8.73\times9.23+2.203\times42.5\times8.67+4.729\times20.4-9.23\times0\right)$$
$$= 1230.7\left(kN/m^2\right)$$

5. Kiểm tra ứng suất dưới đáy móng khối quy ước

Ứng suất dưới đáy móng khối quy ước:

$$P_{tb}^{tc}=\frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}}=\frac{49163.73}{97.16}=506.01\left(kN/m^2\right)$$

$$P_{max}^{tc}=\frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}}+\frac{M_{x-qu}^{tc}}{W_x}+\frac{M_{y-qu}^{tc}}{W_y}=\frac{49163.73}{97.16}+\frac{13.09}{180.24}+\frac{5918.92}{141.37}=547.95\left(kN/m^2\right)$$

$$P_{min}^{tc}=\frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}}-\frac{M_{x-qu}^{tc}}{W_x}-\frac{M_{y-qu}^{tc}}{W_y}=\frac{49163.73}{97.16}-\frac{13.09}{180.24}-\frac{5918.92}{141.37}=464.07\left(kN/m^2\right)$$

Kiểm tra ứng suất:

$$\begin{cases}P_{tb}^{tc}=506.01\left(kN/m^2\right)<R=1230.7\left(kN/m^2\right)\\ P_{max}^{tc}=547.95\left(kN/m^2\right)<1.2R=1.2\times1230.7=1476.84\left(kN/m^2\right)\ \rightarrow \text{Thỏa}\\ P_{min}^{tc}=464.07\left(kN/m^2\right)>0\end{cases}$$

9.6.4.4. Kiểm tra độ lún móng khối quy ước

Ứng suất gây lún tại đáy móng khối quy ước:

$$P_{gl}=P_{tb}^{tc}-\sum\gamma_i h_i$$

Trong đó: P_{tb}^{tc} là áp lực tiêu chuẩn trung bình của đất nền dưới đáy móng khối quy ước

$$P_{tb}^{tc}=506.01\left(kN/m^2\right)$$

$\sum\gamma_i h_i$ là tổng ứng suất hữu hiệu theo phương đứng do trọng lượng bản thân tự nhiên của đất nền gây ra tại đáy móng khối quy ước

$$\sum\gamma_i h_i=18.4\times0.5+8.4\times0.5+8.6\times1.5+6.67\times11.5+9.19\times6.5+8.45\times4+10.65\times4+9.23\times14$$
$$=368.36\left(kN/m^2\right)$$

$$\rightarrow P_{gl}=506.01-368.36=137.65\left(kN/m^2\right)$$

Chia đất nền thành các lớp có chiều dày $h_i\le\frac{B_{qu}}{4}=\frac{8.73}{4}=2.2(m)$ → chọn $h_i=1(m)$

Xét 1 điểm thuộc trục qua tâm móng có độ sâu z kể từ đáy móng khối quy ước. Khi đó ứng suất do tải trọng ngoài gây ra được xác định theo công thức: $\sigma_z^{gl} = P_{gl}\alpha$, với α là hệ số tra bảng với tỉ số $\frac{L_{qu}}{B_{qu}} = \frac{11.13}{8.73} = 1.275$ và $\frac{2z}{B_{qu}}$ **(Bảng C.1 TCVN 9362:2012)**

LỚP ĐẤT	ĐIỂM	CAO TRÌNH (m)	h_i (m)	z (m)	γ (kN/m^3)	$2z/B_{qu}$	α	σ^{bt}_z (kN/m^2)	σ^{gl}_z (kN/m^2)	$\sigma^{bt}_z/\sigma^{gl}$
7	0	-42.5	0	0	9.23	0.00	1	368.36	137.65	2.68
7	1	-43.5	1	1	9.23	0.23	0.982	377.59	135.17	2.79
7	2	-44.5	1	2	9.23	0.46	0.948	386.82	130.49	2.96
7	3	-45.5	1	3	9.23	0.69	0.87	396.05	119.76	3.31
7	4	-46.5	1	4	9.23	0.92	0.781	405.28	107.50	3.77
7	5	-47.5	1	5	9.23	1.15	0.68	414.51	93.60	4.43
7	6	-48.5	1	6	9.23	1.37	0.593	423.74	81.63	5.19

Lớp đất 7 có $E = 19384\left(kN/m^2\right) > 5000\left(kN/m^2\right)$ và $\sigma_z^{bt}/\sigma_z^{gl} > 5$ nên ảnh hưởng lún từ lớp này trở xuống không đáng kể, do đó chỉ cần tính lún tới điểm thứ 6

Độ lún móng khối quy ước:

Theo mục C.1.6 Phụ lục C TCVN 9362:2012, độ lún nền móng theo phương pháp cộng lớp xác định theo công thức:

$$S = \beta \times \sum_{1}^{n} \frac{p_i \times h_i}{E_i}$$

Các đại lượng đã được trình bày ở mục 9.5.5.4

Bảng 9-26 Kết quả tính lún móng M1

LỚP ĐẤT	ĐIỂM	σ^{gl}_{zi} (kN/m^2)	$\sigma^{gl\text{-}tb}_{zi}$ (kN/m^2)	β	h_i (m)	E (kN/m^2)	S (cm)
7	0	137.65	136.41	0.8	1	19384	0.56
7	1	135.17					
7	1	135.17	132.83	0.8	1	19384	0.55
7	2	130.49					
7	2	130.49	125.12	0.8	1	19384	0.52
7	3	119.76					
7	3	119.76	113.63	0.8	1	19384	0.47
7	4	107.50					
7	4	107.50	100.55	0.8	1	19384	0.41
7	5	93.60					
7	5	93.60	87.61	0.8	1	19384	0.36
7	6	81.63					
TỔNG							2.87

Theo Phụ lục E **TCVN 10304:2014** Trị biến dạng giới hạn của nền S_{gh} đối với khung bê tông cốt thép, độ lún tuyệt đối lớn nhất là S_{gh}=10(cm).

➔ $S = 2.87(\text{cm}) < S_{gh} = 10(\text{cm})$ ➔ Thỏa điều kiện độ lún.

9.6.4.5. Kiểm tra điều kiện chọc thủng của vách đối với đài

1. Kiểm tra điều kiện chọc thủng tự do với tháp chọc thủng có góc nghiêng 45°

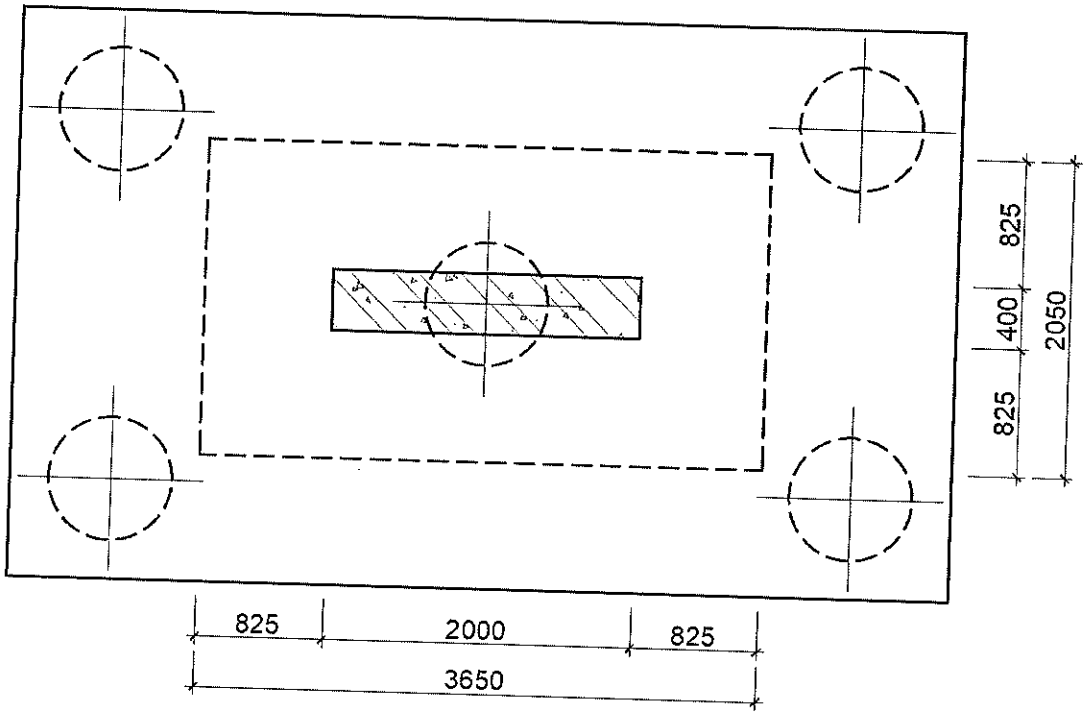
Điều kiện kiểm tra: $P_{ct} \le P_{cct}$.

Với: $P_{cct} = R_{bt} A_b$; $A_b = u h_o$

Trong đó: A_b là diện tích tiết diện ngang tính toán nằm ở khoảng cách $0.5h_o$, tính từ biên của diện truyền lực tập trung F, với chiều cao làm việc của tiết diện h_o

u là chu vi đường bao của tiết diện ngang tính toán

$h_o = h - a = 1.8 - 0.15 = 1.65(\text{m})$



Hình 9.34 Mặt bằng tháp chọc thủng tự do móng M1

Lực gây chọc thủng cho đài là tổng phản lực đầu cọc nằm ngoài tháp chọc thủng

$$P_{ct} = P_1 + P_2 + P_4 + P_5 = 2968.9 + 3371.5 + 2968.7 + 3371.3 = 12680.4(kN)$$

$$P_{cct} = 1.15 \times 10^3 \times (3.65 + 2.05) \times 2 \times 1.65 = 21631.5(kN)$$

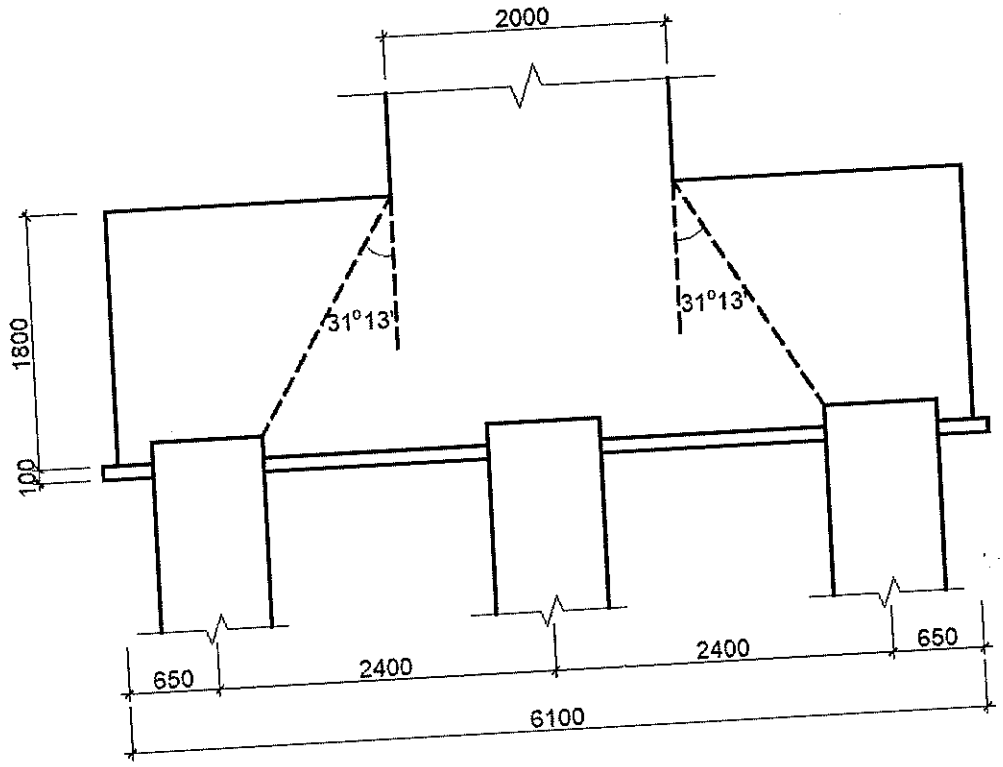
➔ $P_{ct} = 12680.4(kN) < P_{cct} = 21631.5(kN)$

➔ Thỏa điều kiện chọc thủng

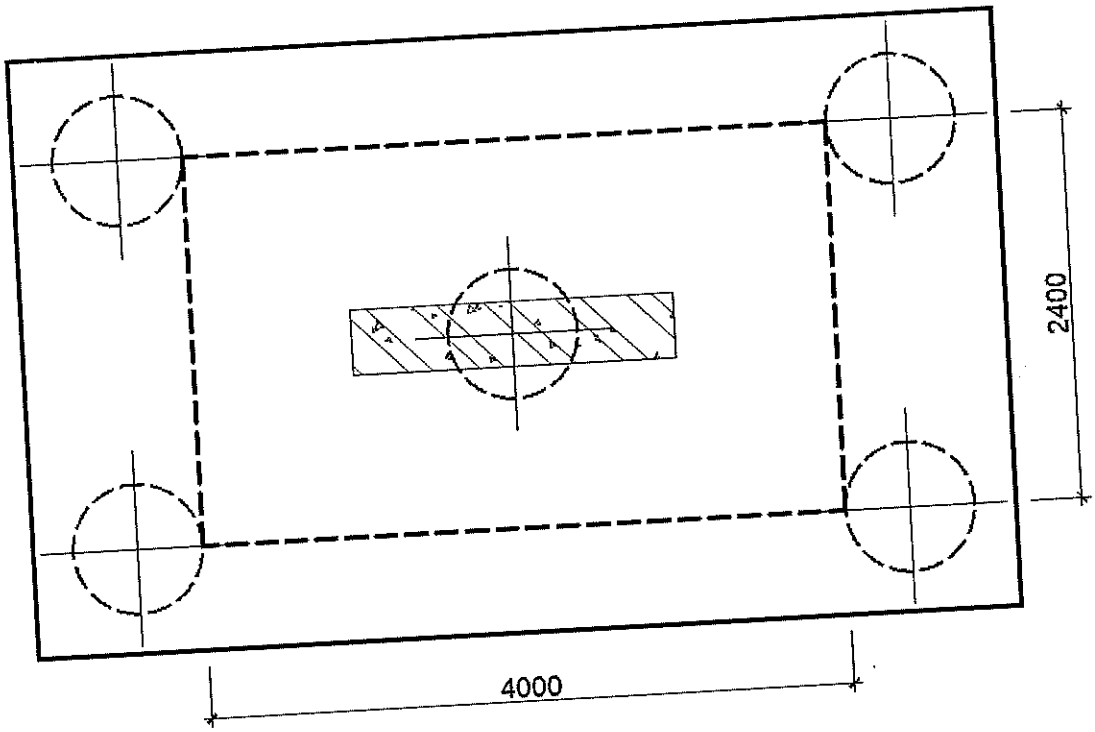
2. Kiểm tra điều kiện chọc thủng hạn chế với góc chọc thủng <45°

Điều kiện kiểm tra: $P_{ct} \le P_{cct} = \alpha R_{bt} u_m h_o \frac{h_o}{c}$

Các đại lượng đã được trình bày ở mục 9.5.4.5



Hình 9.35 Mặt đứng tháp chọc thủng hạn chế móng M1



Hình 9.36 Mặt bằng tháp chọc thủng hạn chế móng M1

Ta có: $P_{ct} = P_1 + P_2 + P_4 + P_5 = 2968.9 + 3371.5 + 2968.7 + 3371.3 = 12680.4(kN)$

$$u_m = \frac{(0.4+2)\times 2 + (4+2.4)\times 2}{2} = 8.8(m)$$

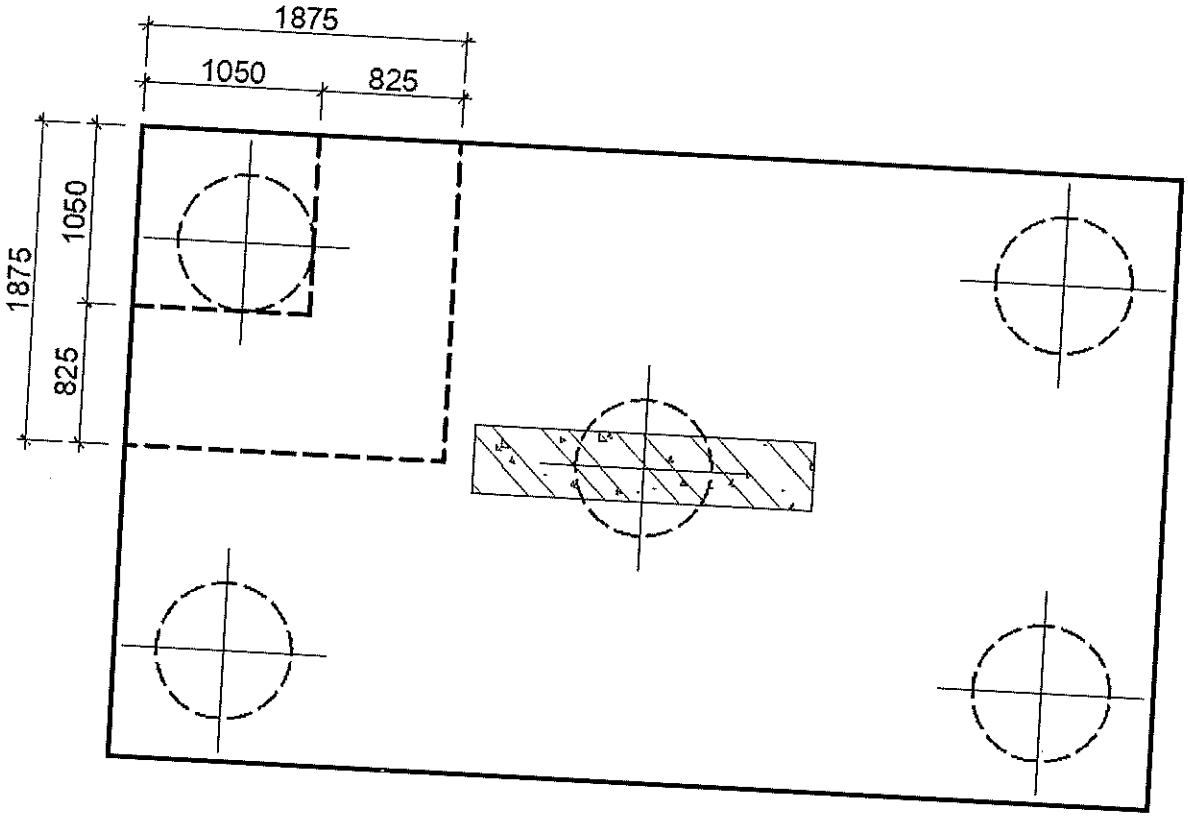
➔ $P_{cct} = 1.15\times 1000\times 8.8\times 1.65\times \frac{1.65}{1} = 27551.7(kN) > P_{ct} = 12680.4(kN)$

➔ Thỏa điều kiện chọc thủng

9.6.4.6. Kiểm tra điều kiện chọc thủng của cọc đối với đài

Điều kiện kiểm tra: $P_{ct} \le P_{cct}$

Các đại lượng đã được trình bày ở mục 9.5.4.6



Hình 9.37 Mặt bằng tháp chọc thủng của cọc đối với đài móng M1

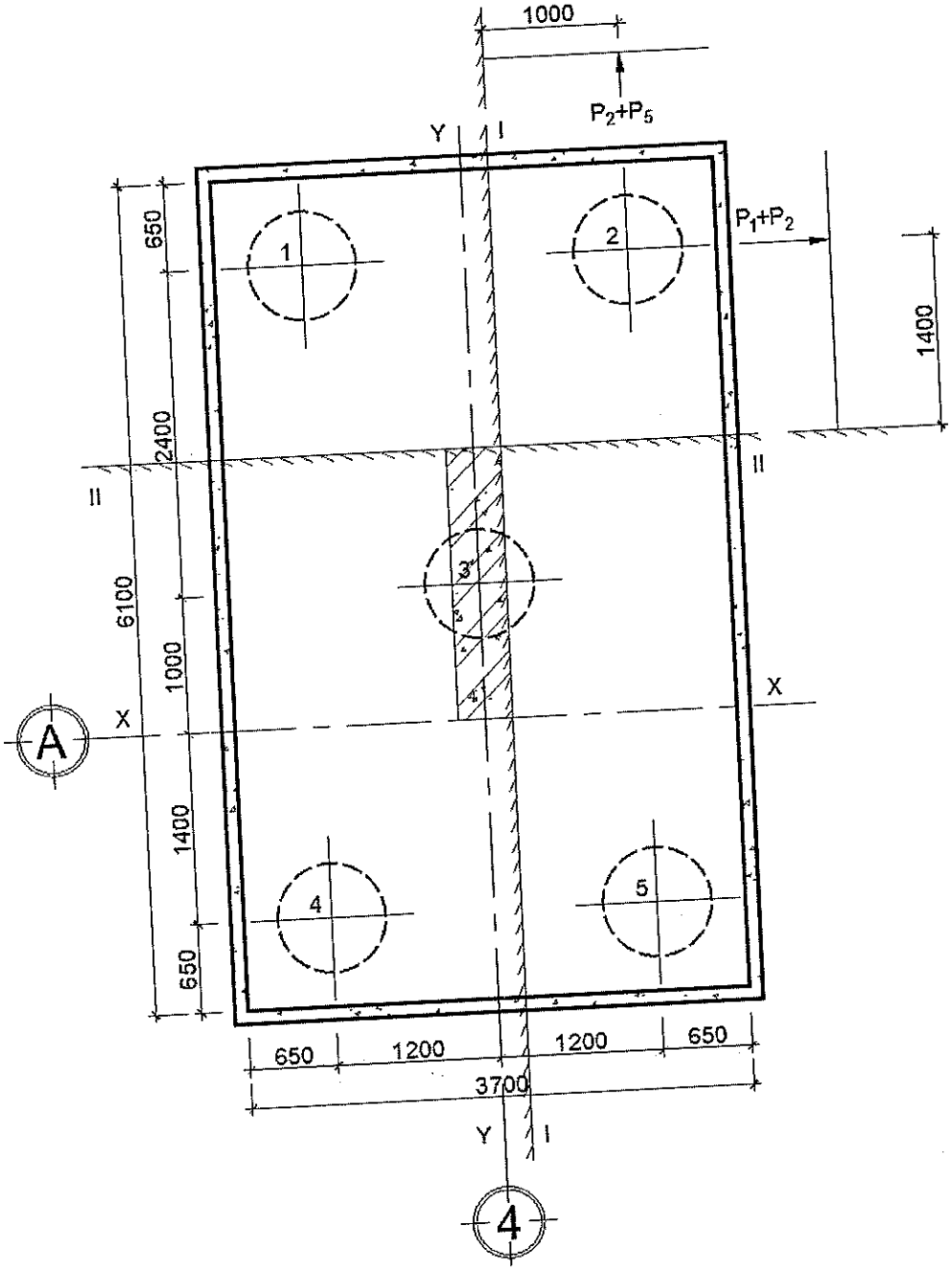
Ta có: $P_{ct} = P_{max} = 3371.5(kN)$

➔ $P_{cct} = (1.15\times 1000)\times(1.875+1.875)\times 2\times 1.65 = 14231.25(kN) > P_{ct} = 3371.5(kN)$

➔ Thỏa điều kiện chọc thủng.

9.6.4.7. Tính toán cốt thép cho đài móng

Lý thuyết tính toán đã được trình bày ở mục 9.5.4.7



Hình 9.38 Sơ đồ tính thép đài móng

a. Tính thép phương X

$$P_2 + P_5 = 3371.5 + 3371.3 = 6742.8(\text{kN})$$

$$M = 1 \times 6742.8 = 6742.8(\text{kN.m})$$

$$\alpha = \frac{6742.8}{1\times17\times10^3\times6.1\times1.65^2} = 0.024$$

$$\xi = 1-\sqrt{1-2\times0.024} = 0.024$$

$$A_s = \frac{0.024\times1\times17\times6100\times1650}{350} = 11732.9\left(mm^2\right)$$

➔Chọn $\varnothing18a125\left(A_s = 12418\ mm^2\right)$

b. Tính thép phương Y

$$P_1 + P_2 = 2968.9 + 3371.5 = 6340.4(kN)$$

$$M = 1.4\times6340.4 = 8876.56(kN.m)$$

$$\alpha = \frac{8876.56}{1\times17\times10^3\times3.7\times1.65^2} = 0.052$$

$$\xi = 1-\sqrt{1-2\times0.052} = 0.053$$

$$A_s = \frac{0.053\times1\times17\times3700\times1650}{350} = 15716\left(mm^2\right)$$

➔Chọn $\varnothing25a100\left(A_s = 18162\ mm^2\right)$

9.6.5. Thiết kế móng M2

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

Xác định số lượng cọc: $n_c = k\times\frac{N_{tt}}{R_{c,d}}$

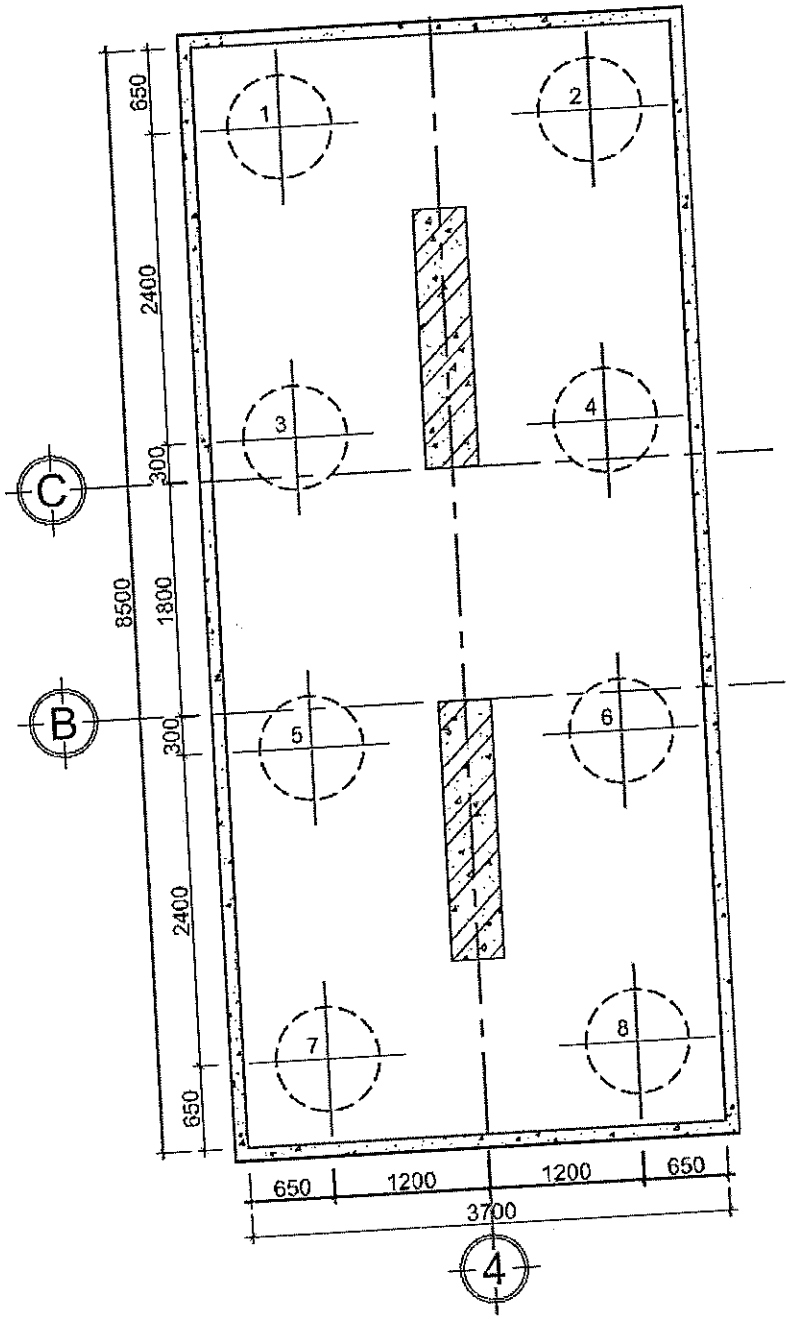
Trong đó:

N_{tt} là lực dọc tính toán tại chân vách

k là hệ số xét đến ảnh hưởng của momen $k = 1.1\div1.3$

➔ $n_c = 1.1\times\frac{13993.4+13079.3}{3900} = 7.64$

Chọn đài móng chung cho 2 vách có 8 cọc và bố trí như hình sau:



Hình 9.39 Mặt bằng bố trí cọc móng M2

9.6.5.2. Kiểm tra phản lực đầu cọc

Lý thuyết tính toán đã được trình bày ở mục 9.5.4.2

Nội lực tính toán đã được trình bày ở mục 9.3.1

- **Quy đổi nội lực từ chân vách về trọng tâm mặt trên đài móng:**

$$N^{tt} = 13993.4 + 13079.3 = 27072.7\,(kN)$$

$$M_x^{tt} = -0.8 - 19.9 - (13993.4 \times 1.9 - 13079.3 \times 1.9) = -1757.49\,(kN.m)$$

$M_y^{tt} = 577.9 - 360.4 = 217.5(kN.m)$

$Q_x^{tt} = 67.9 - 57.9 = 10(kN)$

$Q_y^{tt} = -0.6 - 14.4 = -15(kN)$

- **Quy đổi nội lực từ trọng tâm mặt trên đài móng xuống đáy đài móng:**

$N_{dai} = 1.1 \times 25 \times 8.5 \times 3.7 \times 1.8 = 1556.775(kN)$

$\sum N^{tt} = 27072.7 + 1556.775 = 28629.475(kN)$

$\sum M_x^{tt} = |-1757.49 + 15 \times 1.8| = 1730.49(kN.m)$

$\sum M_y^{tt} = |217.5 + 10 \times 1.8| = 235.5(kN.m)$

- **Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp N_{max}, M_{xtu}, M_{ytu}, Q_{xtu}, Q_{ytu}**

Bảng 9-27 Giá trị phản lực đầu cọc

STT cọc	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	Σx_i^2	Σy_i^2	P_i (kN)
1	-1.2	3.6	1.44	12.96	11.52	57.6	3662.3
2	1.2	3.6	1.44	12.96			3711.4
3	-1.2	1.2	1.44	1.44			3590.2
4	1.2	1.2	1.44	1.44			3639.3
5	-1.2	-1.2	1.44	1.44			3518.1
6	1.2	-1.2	1.44	1.44			3567.2
7	-1.2	-3.6	1.44	12.96			3446.0
8	1.2	-3.6	1.44	12.96			3495.1

Kiểm tra phản lực đầu cọc:

Theo mục 7.1.11 TCVN 10304:2014, nếu tính toán móng cọc cho tổ hợp tải trọng có kể đến tải trọng gió, thì cho phép tăng 20% tải trọng tính toán lên cọc. (Trang 19)

Qua tính toán kiểm tra phản lực đầu cọc cho móng M1, ta thấy giá trị phản lực đầu cọc khi tính với tổ hợp tải trọng động đất nhỏ hơn so với khi tính theo tổ hợp tải trọng gió, do đó sinh viên chỉ cần kiểm tra phản lực đầu cọc ứng với tổ hợp tải trọng có gió.

$P_{max} + W_{coc} = 3711.4 + 559.8 = 4271.2(kN) < R_{c,d} = 3900 \times 1.2 = 4680(kN)$

(đạt $91.3\%R_{c,d}$)

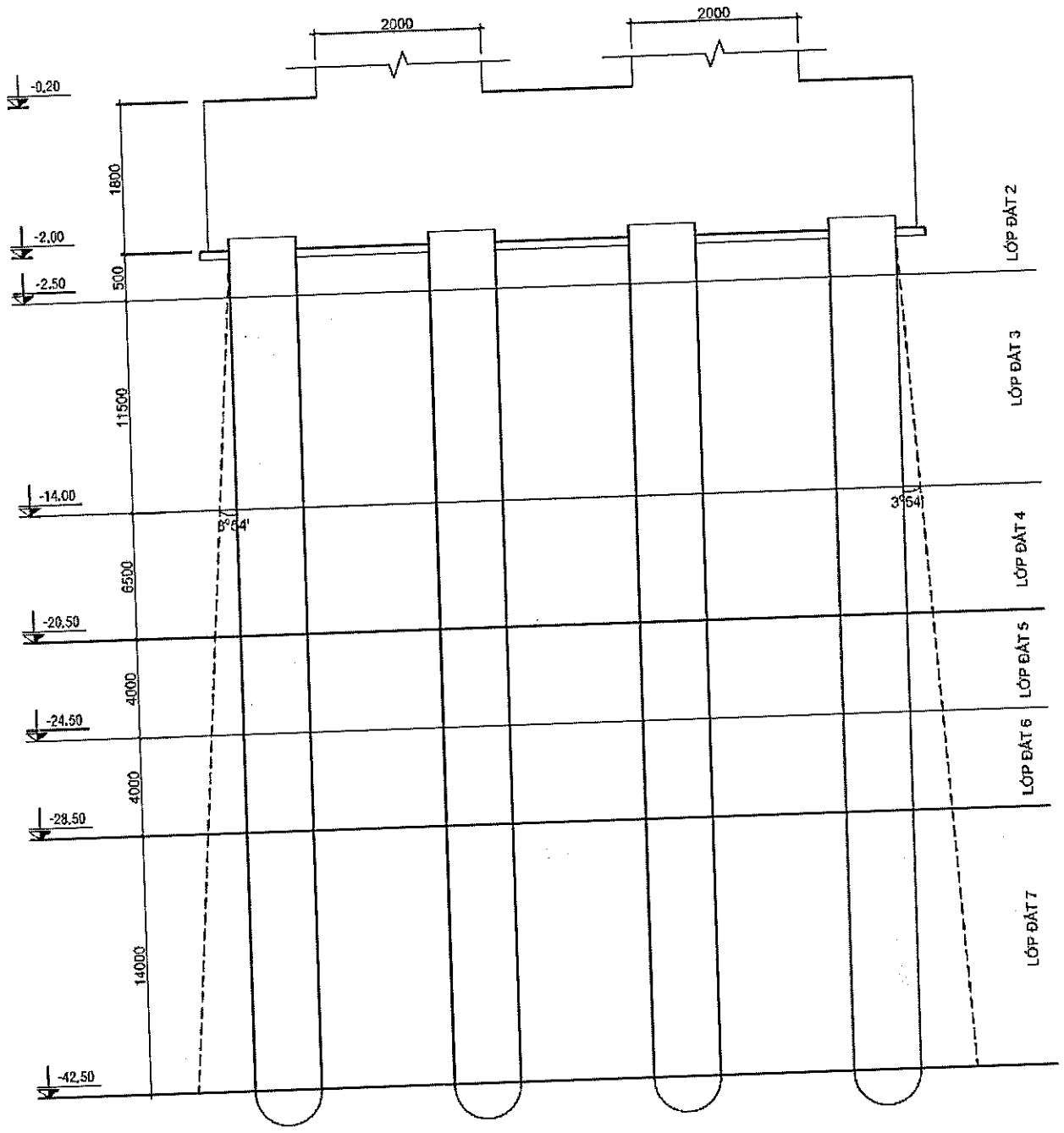
$P_{min} = 3446(kN) > 0$

➔ Vậy tải trọng truyền xuống cọc đảm bảo không vượt quá sức chịu tải cho phép của cọc. Không có cọc nào trong móng chịu nhổ.

9.6.5.3. Kiểm tra nền dưới đáy móng khối quy ước

1. Kích thước móng khối quy ước

Theo mục 7.4.4 TCVN 10304:2014, quy định ranh giới của móng khối quy ước được xác định như sau:



Hình 9.40 Sơ đồ móng khối quy ước

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

$$\varphi_{II,tb} = \frac{\sum \varphi_{II,i} l_i}{\sum l_i}$$

(Các đại lượng đã được trình bày ở mục 9.5.4.3)

➔

$$\varphi_{II,tb} = \frac{18.75\times 0.5 + 3.2\times 11.5 + 32.93\times 6.5 + 7.93\times 4 + 35.27\times 4 + 14.25\times 14}{0.5+11.5+6.5+4+4+14} = 15^\circ 37'4"$$

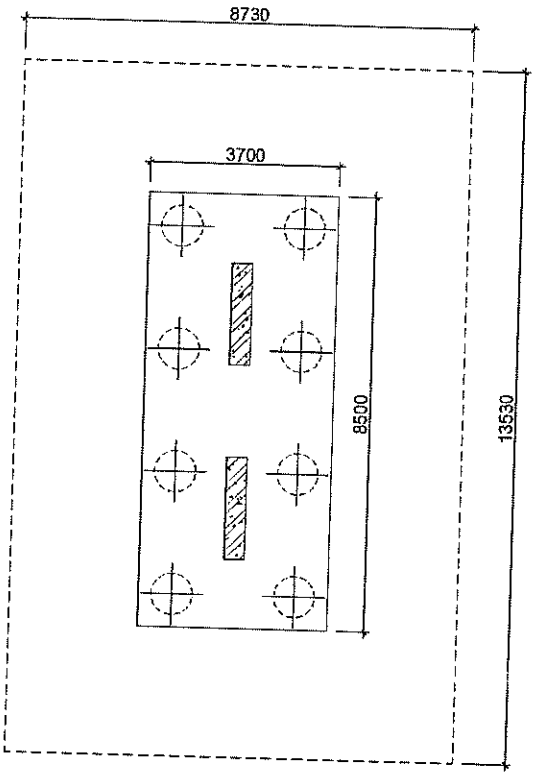
➔ $\frac{\varphi_{II,tb}}{4} = \frac{15^\circ 37'4"}{4} = 3^\circ 54'16"$

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

Trong đó: $B_{qu} = 2.4 + 0.4\times 2 + \tan(3^\circ 54'16")\times 40.5\times 2 = 8.73(\text{m})$

$L_{qu} = 2.4\times 3 + 0.4\times 2 + \tan(3^\circ 54'16")\times 40.5\times 2 = 13.53(\text{m})$

➔ $A_{qu} = 13.53\times 8.73 = 118.12(\text{m}^2)$



Hình 9.41 Kích thước móng khối quy ước

2. Trọng lượng móng khối quy ước

Trọng lượng đất trong móng khối quy ước:

$$W_{dat} = \left(A_{qu} - n \times A_{coc}\right) \times \sum \gamma_i h_i + \left(A_{qu} - A_{dai}\right) \times \sum \gamma_j h_j$$

Trong đó:

$$\sum \gamma_i h_i = 8.6 \times 0.5 + 6.67 \times 11.5 + 9.19 \times 6.5 + 8.45 \times 4 + 10.65 \times 4 + 9.23 \times 14 = 346.36\left(kN/m^2\right)$$

$$\sum \gamma_j h_j = 18.4 \times 0.3 + 8.4 \times 0.5 + 8.6 \times 1 = 18.32\left(kN/m^2\right)$$

→

$$W_{dat} = \left(118.12 - 8 \times \frac{\pi \times 0.8^2}{4}\right) \times 346.36 + \left(118.12 - 3.7 \times 8.5\right) \times 18.32 = 41107.04\left(kN\right)$$

Trọng lượng đài móng: $W_{dai} = 15 \times 8.5 \times 3.7 \times 1.5 + 25 \times 8.5 \times 3.7 \times 0.3 = 943.5\left(kN\right)$

Trọng lượng cọc: $W_{coc} = 8 \times 15 \times \frac{\pi \times 0.8^2}{4} \times 40.5 = 2442.9\left(kN\right)$

→ Trọng lượng móng khối quy ước: $W_{qu} = 41107.04 + 943.5 + 2442.9 = 44493.44\left(kN\right)$

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

Quy đổi nội lực từ chân vách về trọng tâm mặt trên đài móng (tải tiêu chuẩn):

$$N^{tc} = 12168.2 + 11373.3 = 23541.5\left(kN\right)$$

$$M_x^{tc} = -0.7 - 17.3 - \left(12168.2 \times 1.9 - 11373.3 \times 1.9\right) = -1528.31\left(kN.m\right)$$

$$M_y^{tc} = 502.5 - 313.4 = 189.1\left(kN.m\right)$$

$$Q_x^{tc} = 59 - 50.3 = 8.7\left(kN\right)$$

$$Q_y^{tc} = -0.5 - 12.5 = -13\left(kN\right)$$

Tải trọng quy về đáy móng khối quy ước:

$$\sum N_{qu}^{tc} = N^{tc} + W_{qu} = 23541.5 + 44493.44 = 68034.94\left(kN\right)$$

$$\sum M_{x-qu}^{tc} = \left|M_x - Q_y \times h_{MKQU}\right| = \left|-1528.31 + 13 \times 42.3\right| = 978.41\left(kN.m\right)$$

$$\sum M_{y-qu}^{tc} = \left|M_y + Q_x \times h_{MKQU}\right| = \left|189.1 + 8.7 \times 42.3\right| = 557.11\left(kN.m\right)$$

Momen chống uốn của móng khối quy ước:

$$W_x = \frac{B_{qu} \times L_{qu}^2}{6} = \frac{8.73 \times 13.53^2}{6} = 266.35\left(m^3\right)$$

$$W_y = \frac{L_{qu} \times B_{qu}^2}{6} = \frac{13.53 \times 8.73^2}{6} = 171.86\left(m^3\right)$$

4. Cường độ tiêu chuẩn của đất dưới đáy móng khối quy ước

Theo mục **4.6.9 TCVN 9362:2012**, cường độ tiêu chuẩn của đất nền được xác định theo công thức:

$$R = \frac{m_1 \times m_2}{k_{tc}}\left(A \times b \times \gamma_{II} + B \times h \times \gamma_{II}^{'} + D \times c_{II} - \gamma_{II} \times h_o\right)$$

Trong đó: m_1 là hệ số điều kiện làm việc của đất nền, đối với đất sét có chỉ số sệt <0.5, $m_1 = 1.2$

$m_2 = 1.1$: là hệ số điều kiện làm việc của công trình tác động qua lại với đất nền, ứng với tỉ số giữa chiều dài và chiều cao công trình L/H=67.8/70.9=0.96

k_{tc} là hệ số độ tin cậy, $k_{tc} = 1$ khi các đặc trưng tính toán lấy trực tiếp từ các mẫu đất tại nơi xây dựng.

$\gamma_{II}^{'}$ là giá trị trung bình của trọng lượng thể tích các lớp đất phía trên độ sâu đặt móng

$$\gamma_{II}^{'} = \frac{0.5 \times 18.4 + 0.5 \times 8.4 + 1.5 \times 8.6 + 11.5 \times 6.67 + 6.5 \times 9.19 + 4 \times 8.45 + 4 \times 10.65 + 14 \times 9.23}{42.5}$$

$$= 8.67\left(kN/m^3\right)$$

$\gamma_{II} = 9.23\left(kN/m^3\right)$ là giá trị trung bình của trọng lượng thể tích lớp đất phía dưới đáy móng (lớp đất số 7)

c_{II} là trị tính toán của lực dính đơn vị của đất nằm trực tiếp dưới đáy móng, $c_{II} = 20.4\left(kN/m^2\right)$

b là bề rộng (cạnh bé) của đáy khối móng quy ước, b = 8.73m

h = 42.5 m là chiều sâu đặt móng so với cốt quy định

$h_o = h - h_{td}$ là chiều sâu đến tầng hầm tính bằng mét. Khi không có tầng hầm thì lấy $h_o = 0$

A,B và D là các hệ số không thứ nguyên lấy theo bảng 14 TCVN 9362:2012 phụ thuộc vào trị tính toán của góc ma sát trong $\varphi_{II} = 14.25^\circ$. Tra bảng ta được:

A = 0.299; B = 2.203; D = 4.729

$$R = \frac{1.2\times1.1}{1}\times(0.299\times8.73\times9.23+2.203\times42.5\times8.67+4.729\times20.4-9.23\times0)$$

➔ $$=1230.7\left(kN/m^2\right)$$

5. Kiểm tra ứng suất dưới đáy móng khối quy ước

Ứng suất dưới đáy móng khối quy ước:

$$P_{tb}^{tc}=\frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}}=\frac{68034.94}{118.12}=575.98\left(kN/m^2\right)$$

$$P_{max}^{tc}=\frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}}+\frac{M_{x-qu}^{tc}}{W_x}+\frac{M_{y-qu}^{tc}}{W_y}=\frac{68034.94}{118.12}+\frac{978.41}{266.35}+\frac{557.11}{171.86}=582.9\left(kN/m^2\right)$$

$$P_{min}^{tc}=\frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}}-\frac{M_{x-qu}^{tc}}{W_x}-\frac{M_{y-qu}^{tc}}{W_y}=\frac{68034.94}{118.12}-\frac{978.41}{266.35}-\frac{557.11}{171.86}=569.07\left(kN/m^2\right)$$

Kiểm tra ứng suất:

$$\begin{cases}P_{tb}^{tc}=575.98\left(kN/m^2\right)<R=1230.7\left(kN/m^2\right)\\ P_{max}^{tc}=582.9\left(kN/m^2\right)<1.2R=1.2\times1230.7=1476.84\left(kN/m^2\right)\\ P_{min}^{tc}=569.07\left(kN/m^2\right)>0\end{cases}$$ ➔ Thỏa

9.6.5.4. Kiểm tra độ lún móng khối quy ước

Ứng suất gây lún tại đáy móng khối quy ước:

$$P_{gl}=P_{tb}^{tc}-\sum\gamma_i h_i$$

Trong đó: P_{tb}^{tc} là áp lực tiêu chuẩn trung bình của đất nền dưới đáy móng khối quy ước

$$P_{tb}^{tc}=575.98\left(kN/m^2\right)$$

$\sum\gamma_i h_i$ là tổng ứng suất hữu hiệu theo phương đứng do trọng lượng bản thân tự nhiên của đất nền gây ra tại đáy móng khối quy ước

$$\sum\gamma_i h_i=18.4\times0.5+8.4\times0.5+8.6\times1.5+6.67\times11.5+9.19\times6.5+8.45\times4+10.65\times4+9.23\times14$$

$$=368.36\left(kN/m^2\right)$$

➔ $$P_{gl}=575.98-368.36=207.62\left(kN/m^2\right)$$

Chia đất nền thành các lớp có chiều dày $h_i \le \frac{B_{qu}}{4} = \frac{8.73}{4} = 2.2(m)$ ➔ chọn $h_i = 1(m)$

Xét 1 điểm thuộc trục qua tâm móng có độ sâu z kể từ đáy móng khối quy ước. Khi đó ứng suất do tải trọng ngoài gây ra được xác định theo công thức: $\sigma_z^{gl} = P_{gl}\alpha$, với α là hệ số tra bảng với tỉ số $\frac{L_{qu}}{B_{qu}} = \frac{13.53}{8.73} = 1.550$ và $\frac{2z}{B_{qu}}$ **(Bảng C.1 TCVN 9362:2012)**

LỚP ĐẤT	ĐIỂM	CAO TRÌNH (m)	h_i (m)	z (m)	γ (kN/m^3)	$2z/B_{qu}$	α	σ^{bt}_z (kN/m^2)	σ^{gl}_z (kN/m^2)	$\sigma^{bt}_z/\sigma^{gl}_z$
7	0	-42.5	0	0	9.23	0.00	1	368.36	207.62	1.77
7	1	-43.5	1	1	9.23	0.23	0.984	377.59	204.30	1.85
7	2	-44.5	1	2	9.23	0.46	0.955	386.82	198.28	1.95
7	3	-45.5	1	3	9.23	0.69	0.887	396.05	184.16	2.15
7	4	-46.5	1	4	9.23	0.92	0.807	405.28	167.55	2.42
7	5	-47.5	1	5	9.23	1.15	0.715	414.51	148.45	2.79
7	6	-48.5	1	6	9.23	1.37	0.633	423.74	131.42	3.22
7	7	-49.5	1	7	9.23	1.60	0.549	432.97	113.98	3.80
7	8	-50.5	1	8	9.23	1.83	0.482	442.2	100.07	4.42
7	9	-51.5	1	9	9.23	2.06	0.419	451.43	86.99	5.19

Lớp đất 7 có $E = 19384(kN/m^2) > 5000(kN/m^2)$ và $\sigma_z^{bt}/\sigma_z^{gl} > 5$ nên ảnh hưởng lún từ lớp này trở xuống không đáng kể, do đó chỉ cần tính lún tới điểm thứ 9

Độ lún móng khối quy ước:

Theo mục C.1.6 Phụ lục C TCVN 9362:2012, độ lún nền móng theo phương pháp cộng lớp xác định theo công thức:

$$S = \beta \times \sum_{1}^{n} \frac{p_i \times h_i}{E_i}$$

Các đại lượng đã được trình bày ở mục 9.5.5.4

Bảng 9-28 Kết quả tính lún móng M2

LỚP ĐẤT	ĐIỂM	σ^{gl}_{zi} (kN/m^2)	$\sigma^{gl\text{-}tb}_{zi}$ (kN/m^2)	β	h_i (m)	E (kN/m^2)	S (cm)
7	0	207.62	205.96	0.8	1	19384	0.85
7	1	204.30					
7	1	204.30	201.29	0.8	1	19384	0.83
7	2	198.28					
7	2	198.28	191.22	0.8	1	19384	0.79
7	3	184.16					
7	3	184.16	175.85	0.8	1	19384	0.73
7	4	167.55					
7	4	167.55	158.00	0.8	1	19384	0.65
7	5	148.45					
7	5	148.45	139.94	0.8	1	19384	0.58
7	6	131.42					
7	6	131.42	122.70	0.8	1	19384	0.51
7	7	113.98					
7	7	113.98	107.03	0.8	1	19384	0.44
7	8	100.07					
7	8	100.07	93.53	0.8	1	19384	0.39
7	9	86.99					
TỔNG							5.76

Theo Phụ lục E **TCVN 10304:2014** Trị biến dạng giới hạn của nền S_{gh} đối với khung bê tông cốt thép, độ lún tuyệt đối lớn nhất là S_{gh}=10(cm).

➔ $S = 5.76(\text{cm}) < S_{gh} = 10(\text{cm})$ ➔ Thỏa điều kiện độ lún.

9.6.5.5. Kiểm tra điều kiện chọc thủng của vách đối với đài

1. Kiểm tra điều kiện chọc thủng tự do với tháp chọc thủng có góc nghiêng 45°

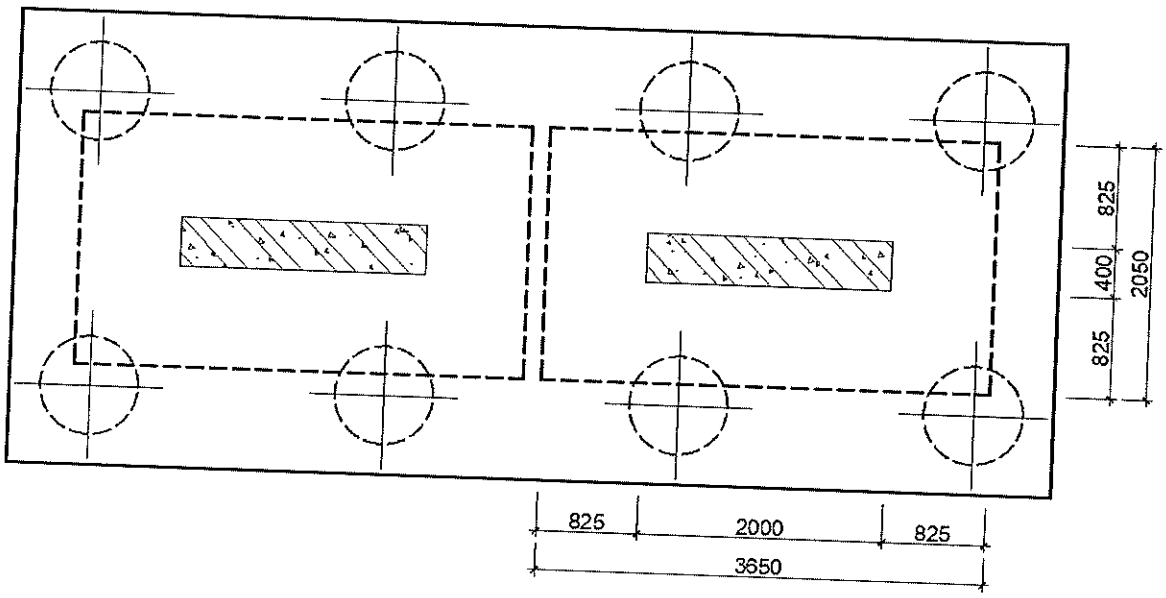
Điều kiện kiểm tra: $P_{ct} \le P_{cct}$

Với: $P_{cct} = R_{bt} A_b$; $A_b = uh_o$

Trong đó: A_b là diện tích tiết diện ngang tính toán nằm ở khoảng cách $0.5h_o$, tính từ biên của diện truyền lực tập trung F, với chiều cao làm việc của tiết diện h_o

u là chu vi đường bao của tiết diện ngang tính toán

$h_o = h - a = 1.8 - 0.15 = 1.65(\text{m})$



Hình 9.42 Mặt bằng tháp chọc thủng tự do móng M2

Lực gây chọc thủng cho đài là tổng phản lực đầu cọc nằm ngoài tháp chọc thủng

$$P_{ct} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 3662.3 + 3711.4 + 3590.2 + 3639.3 = 14603.2(\text{kN})$$

$$P_{cct} = 1.15 \times 10^3 \times (3.65 + 2.05) \times 2 \times 1.65 = 21631.5(\text{kN})$$

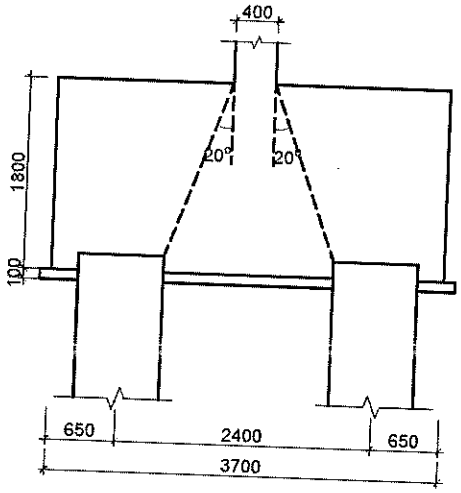
➔ $P_{ct} = 14603.2(\text{kN}) < P_{cct} = 21631.5(\text{kN})$

➔ Thỏa điều kiện chọc thủng.

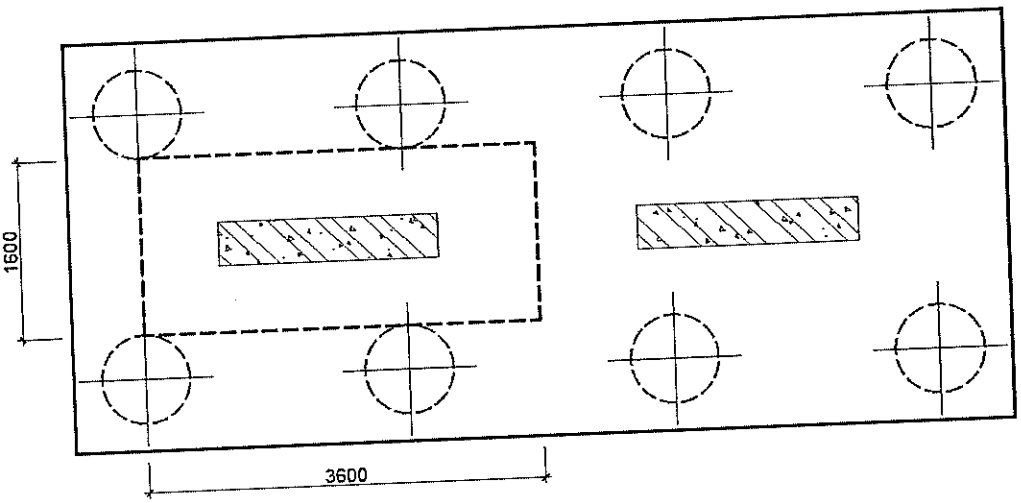
2. Kiểm tra điều kiện chọc thủng hạn chế với góc chọc thủng <45°

Điều kiện kiểm tra: $P_{ct} \le P_{cct} = \alpha R_{bt} u_m h_o \dfrac{h_o}{c}$

Các đại lượng đã được trình bày ở mục 9.5.4.5



Hình 9.43 Mặt đứng tháp chọc thủng hạn chế móng M2



Hình 9.44 Mặt bằng tháp chọc thủng hạn chế móng M2

Ta có: $P_{ct} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 3662.3 + 3711.4 + 3590.2 + 3639.3 = 14603.2(kN)$

$$u_m = \frac{(0.4+2)\times 2 + (3.6+1.6)\times 2}{2} = 7.6(m)$$

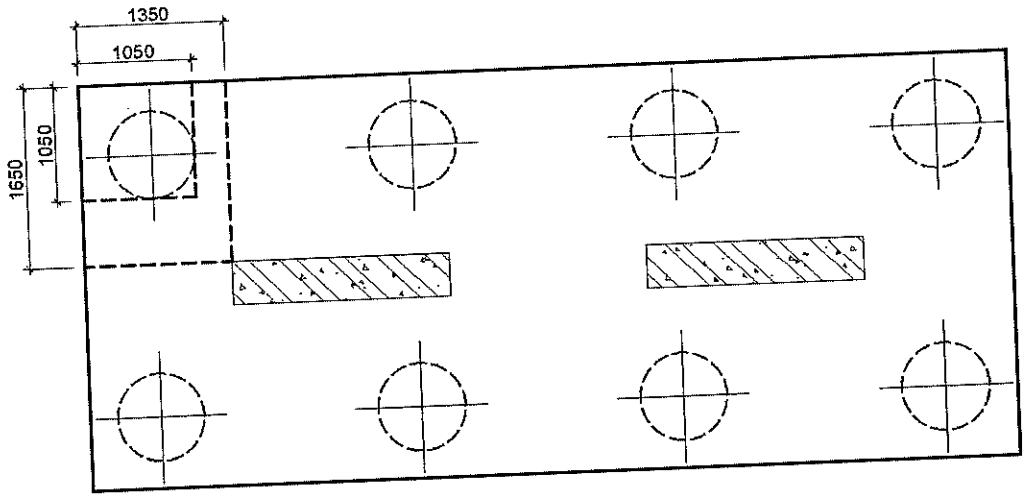
➔ $P_{cct} = 1.15\times 1000\times 7.6\times 1.65\times \frac{1.65}{0.7} = 33992(kN) > P_{ct} = 14603.2(kN)$

➔ Thỏa điều kiện chọc thủng

9.6.5.6. Kiểm tra điều kiện chọc thủng của cọc đối với đài

Điều kiện kiểm tra: $P_{ct} \le P_{cct}$

Các đại lượng đã được trình bày ở mục 9.5.4.5.2



Hình 9.45 Mặt bằng tháp chọc thủng của cọc đối với đài móng M2

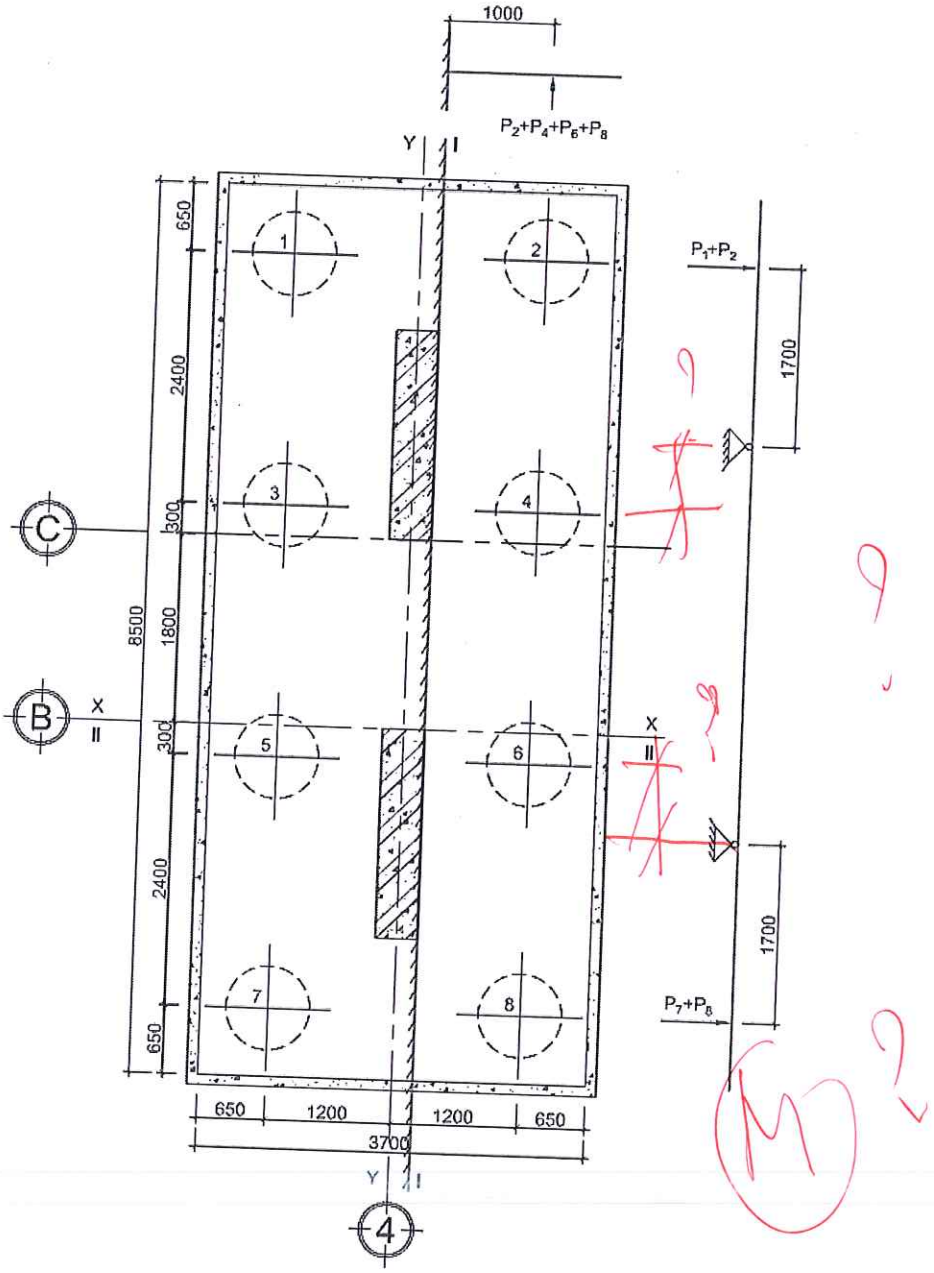
Ta có: $P_{ct} = P_{max} = 3711.4(kN)$; $u_m = \frac{(1.05+1.05)\times 2+(1.65+1.35)\times 2}{2} = 5.1(m)$

➔ $P_{cct} = (1.15\times 1000)\times 5.1\times 1.65\times \frac{1.65}{0.6} = 26612(kN) > P_{ct} = 3711.4(kN)$

➔ Thỏa điều kiện chọc thủng.

9.6.5.7. Tính toán cốt thép cho đài móng

Lý thuyết tính toán đã được trình bày ở mục 9.5.4.7



Hình 9.46 Sơ đồ tính thép đài móng

a. Tính thép phương X

$$P_2+P_4+P_6+P_8=3711.4+3639.3+3567.2+3495.1=14413(kN)$$

$$M=1\times14413=14413(kN.m)$$

$$\alpha=\frac{14413}{1\times17\times10^3\times8.5\times1.65^2}=0.037$$

$$\xi=1-\sqrt{1-2\times0.037}=0.038$$

$$A_s=\frac{0.038\times1\times17\times8500\times1650}{350}=25886.14(mm^2)$$

➔Chọn $\varnothing25a150(A_s=27816.2\ mm^2)$

b. Tính thép phương Y

$$P_1+P_2=3662.3+3711.4=7373.7(kN)$$

$$P_7+P_8=3446+3495.1=6941.1(kN)$$

$$M=1.7\times7373.7=12535.29(kN.m)$$

$$\alpha=\frac{12535.29}{1\times17\times10^3\times3.7\times1.65^2}=0.073$$

$$\xi=1-\sqrt{1-2\times0.073}=0.076$$

$$A_s=\frac{0.076\times1\times17\times3700\times1650}{350}=22536.2(mm^2)$$

➔Chọn $\varnothing28a100(A_s=22782.8\ mm^2)$ được rồi đấy !

9.6.6. Thiết kế móng M3

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

Xác định số lượng cọc: $n_c=k\times\frac{N_{tt}}{R_{c,d}}$

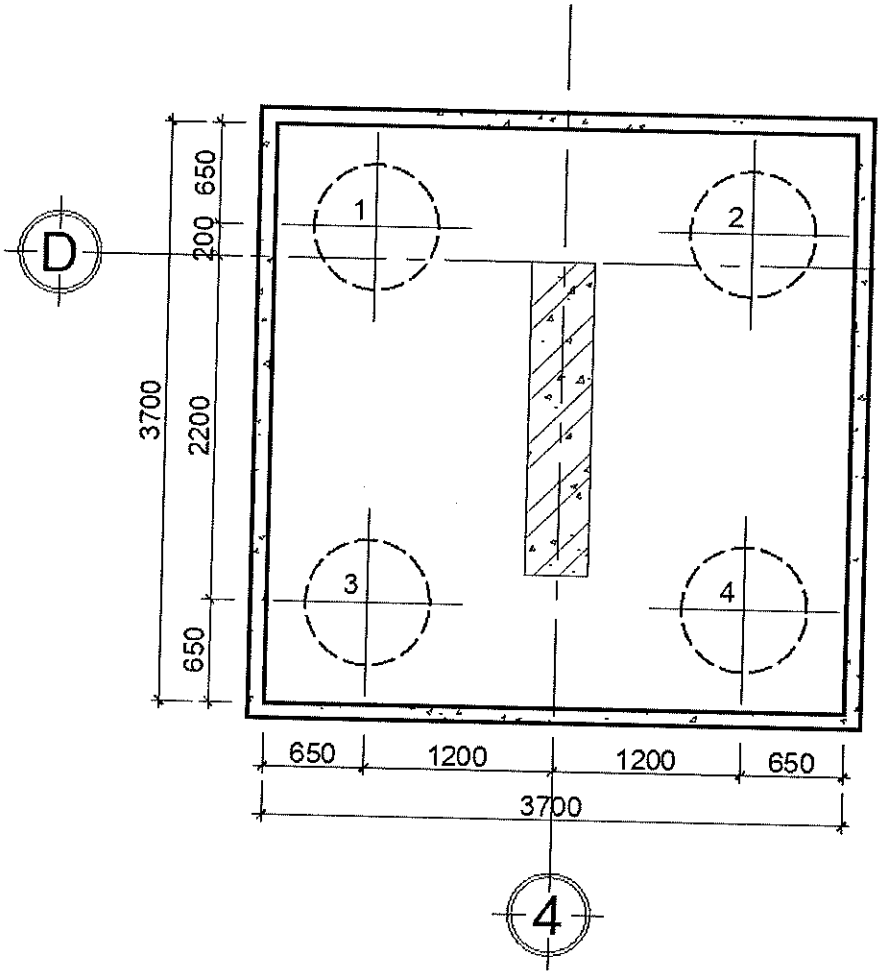
Trong đó:

N_{tt} là lực dọc tính toán tại chân vách

k là hệ số xét đến ảnh hưởng của momen $k=1.1\div1.3$

➔ $n_c=1.2\times\frac{12198.7}{3900}=3.75$

Chọn đài móng có 4 cọc và bố trí như hình sau:



Hình 9.47 Mặt bằng bố trí cọc móng M3

9.6.6.2. Kiểm tra phản lực đầu cọc

Lý thuyết tính toán đã được trình bày ở mục 9.5.4.2

Kiểm tra phản lực đầu cọc với tổ hợp N_{max}, $M_{xtư}$, $M_{ytư}$, $Q_{xtư}$, $Q_{ytư}$

Trọng lượng tính toán của đài:

$$N_{dai} = n\gamma_{bt}F_{dai}h_{dai} = 1.1\times 25\times 3.7\times 3.7\times 1.8 = 677.655(kN)$$

$$\sum N^{tt} = N_o^{tt} + N_{dai} = 12198.7 + 677.655 = 12876.4(kN)$$

$$\sum M_x^{tt} = |-52.5 + 36\times 1.8| = 12.3(kN.m)$$

$$\sum M_y^{tt} = |-566.8 - 196.8\times 1.8| = 921.04(kN.m)$$

Bảng 9-29 Giá trị phản lực đầu cọc

STT cọc	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	Σx_i^2	Σy_i^2	P_i (kN)
1	-1.2	1.2	1.44	1.44	5.76	5.76	3029.8
2	1.2	1.2	1.44	1.44			3413.5
3	-1.2	-1.2	1.44	1.44			3024.6
4	1.2	-1.2	1.44	1.44			3408.4

Kiểm tra phản lực đầu cọc:

Theo mục 7.1.11 TCVN 10304:2014, nếu tính toán móng cọc cho tổ hợp tải trọng có kể đến tải trọng gió, thì cho phép tăng 20% tải trọng tính toán lên cọc. (Trang 19)

$$P_{max} + W_{coc} = 3413.5 + 559.8 = 3973.3(\text{kN}) < R_{c,d} = 3900 \times 1.2 = 4680(\text{kN})$$

(đạt $84.9\%R_{c,d}$) ; $P_{min} = 3024.6(\text{kN}) > 0$

➔ Vậy tải trọng truyền xuống cọc đảm bảo không vượt quá sức chịu tải cho phép của cọc. Không có cọc nào trong móng chịu nhổ.

9.6.6.3. Kiểm tra nền dưới đáy móng khối quy ước

1. Kích thước móng khối quy ước

Theo mục 7.4.4 TCVN 10304:2014, quy định ranh giới của móng khối quy ước được xác định như sau:

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

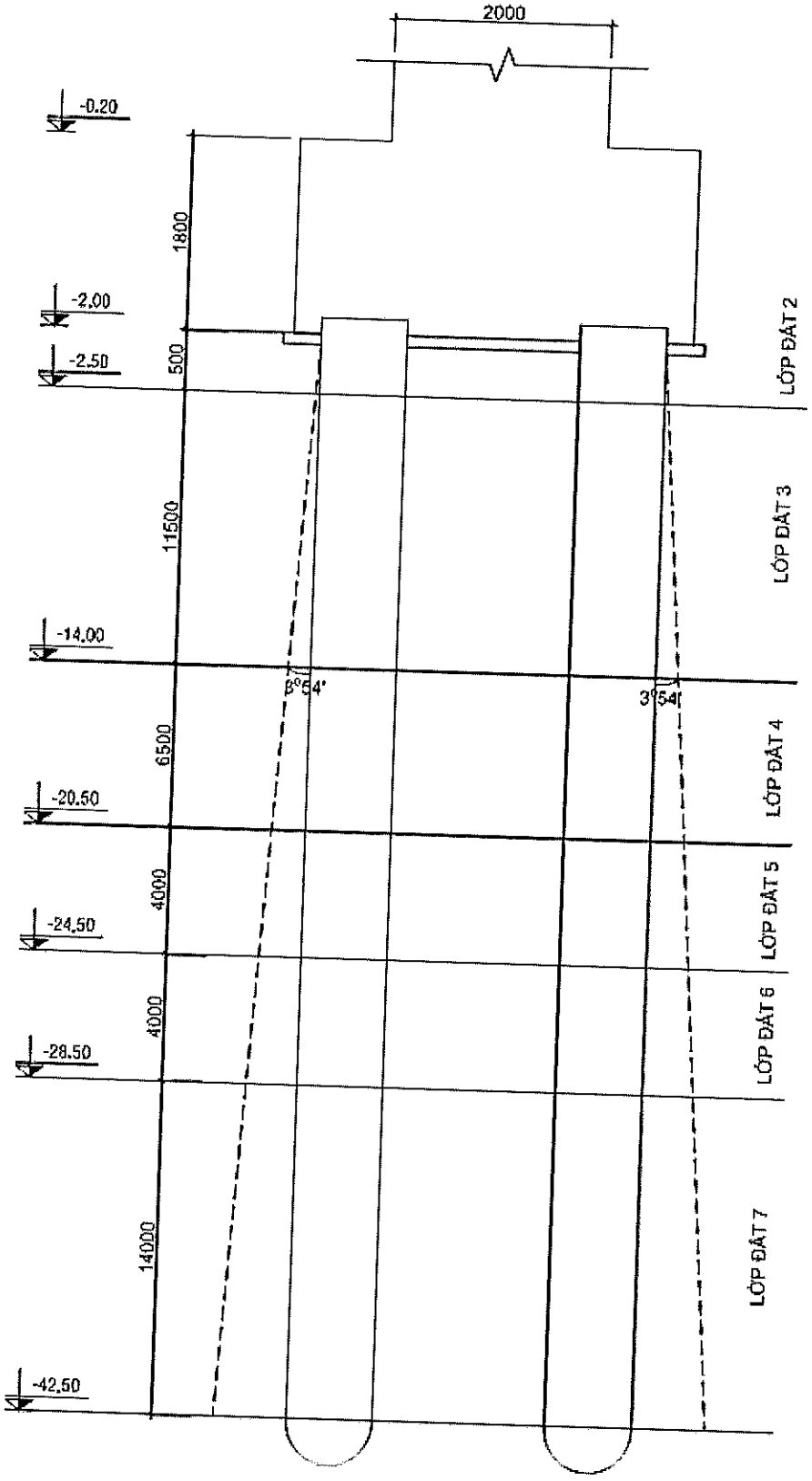
$$\varphi_{II,tb} = \frac{\sum \varphi_{II,i} l_i}{\sum l_i}$$

(Các đại lượng đã được trình bày ở mục 9.5.4.3)

➔

$$\varphi_{II,tb} = \frac{18.75 \times 0.5 + 3.2 \times 11.5 + 32.93 \times 6.5 + 7.93 \times 4 + 35.27 \times 4 + 14.25 \times 14}{0.5 + 11.5 + 6.5 + 4 + 4 + 14} = 15°37'4"$$

➔ $$\frac{\varphi_{II,tb}}{4} = \frac{15°37'4"}{4} = 3°54'16"$$



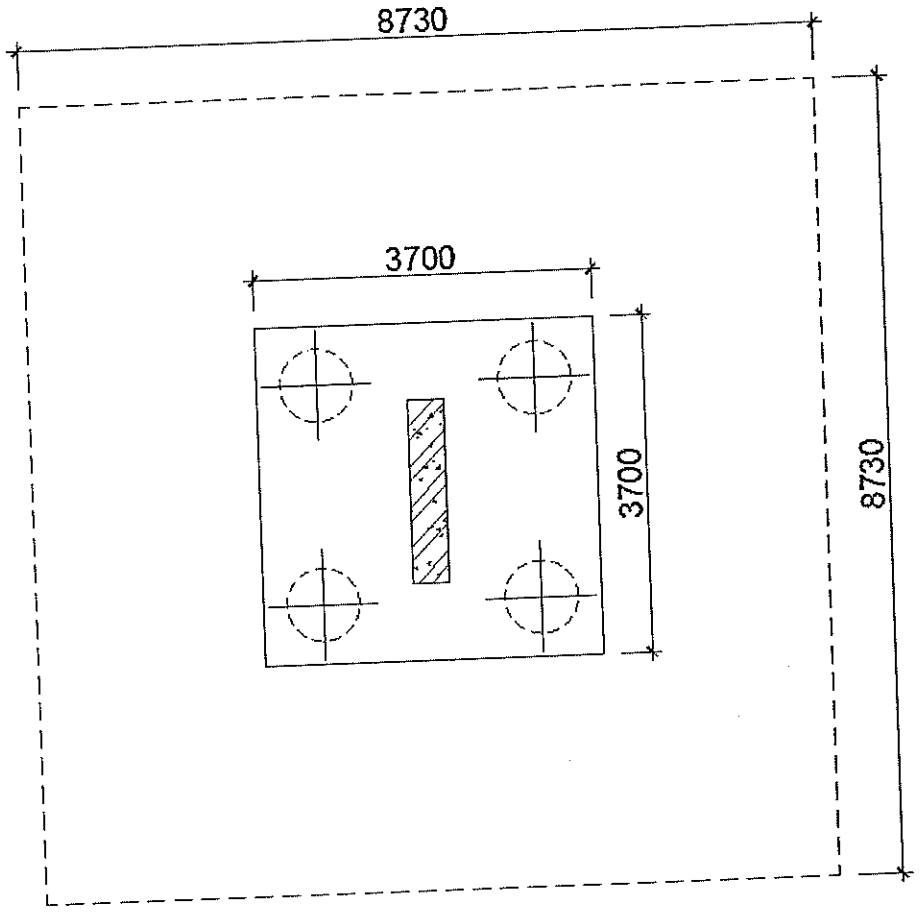
Hình 9.48 Sơ đồ móng khối quy ước

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

Trong đó: $B_{qu} = 2.4 + 0.4 \times 2 + \tan(3°54'16") \times 40.5 \times 2 = 8.73(m)$

$L_{qu} = 2.4 + 0.4 \times 2 + \tan(3°54'16") \times 40.5 \times 2 = 8.73(m)$

➔ $A_{qu} = 8.73 \times 8.73 = 76.21(m^2)$



Hình 9.49 Kích thước móng khối quy ước

2. Trọng lượng móng khối quy ước

Trọng lượng đất trong móng khối quy ước:

$$W_{dat} = (A_{qu} - n \times A_{coc}) \times \sum \gamma_i h_i + (A_{qu} - A_{dai}) \times \sum \gamma_j h_j$$

Trong đó:

$\sum \gamma_i h_i = 8.6 \times 0.5 + 6.67 \times 11.5 + 9.19 \times 6.5 + 8.45 \times 4 + 10.65 \times 4 + 9.23 \times 14 = 346.36(kN/m^2)$

$\sum \gamma_j h_j = 18.4 \times 0.3 + 8.4 \times 0.5 + 8.6 \times 1 = 18.32(kN/m^2)$

➔ $W_{dat} = \left(76.21 - 4 \times \frac{\pi \times 0.8^2}{4}\right) \times 346.36 + (76.21 - 3.7 \times 3.7) \times 18.32 = 26845.06(kN)$

Trọng lượng đài móng: $W_{dai} = 15 \times 3.7 \times 3.7 \times 1.5 + 25 \times 3.7 \times 3.7 \times 0.3 = 410.7(kN)$

Trọng lượng cọc: $W_{coc} = 4 \times 15 \times \frac{\pi \times 0.8^2}{4} \times 40.5 = 1221.5(kN)$

➔ Trọng lượng móng khối quy ước: $W_{qu} = 26845.06 + 410.7 + 1221.5 = 28477.26(kN)$

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

Tải trọng quy về đáy móng khối quy ước:

$$\sum N_{qu}^{tc} = N^{tc} + W_{qu} = 10607.6 + 28477.26 = 39084.86(kN)$$

$$\sum M_{x-qu}^{tc} = |M_x - Q_y \times h_{MKQU}| = |-45.7 + 31.3 \times 42.3| = 1278.29(kN.m)$$

$$\sum M_{y-qu}^{tc} = |M_y + Q_x \times h_{MKQU}| = |-429.9 - 171.1 \times 42.3| = 7667.43(kN.m)$$

Momen chống uốn của móng khối quy ước:

$$W_x = \frac{B_{qu} \times L_{qu}^2}{6} = \frac{8.73 \times 8.73^2}{6} = 110.89(m^3)$$

$$W_y = \frac{L_{qu} \times B_{qu}^2}{6} = \frac{8.73 \times 8.73^2}{6} = 110.89(m^3)$$

4. Cường độ tiêu chuẩn của đất dưới đáy móng khối quy ước

Theo mục **4.6.9 TCVN 9362:2012**, cường độ tiêu chuẩn của đất nền được xác định theo công thức:

$$R = \frac{m_1 \times m_2}{k_{tc}} \left(A \times b \times \gamma_{II} + B \times h \times \gamma_{II}' + D \times c_{II} - \gamma_{II} \times h_o\right)$$

Trong đó: m_1 là hệ số điều kiện làm việc của đất nền, đối với đất sét có chỉ số sệt <0.5, $m_1 = 1.2$

$m_2 = 1.1$: là hệ số điều kiện làm việc của công trình tác động qua lại với đất nền, ứng với tỉ số giữa chiều dài và chiều cao công trình L/H=67.8/70.9=0.96

k_{tc} là hệ số độ tin cậy, $k_{tc} = 1$ khi các đặc trưng tính toán lấy trực tiếp từ các mẫu đất tại nơi xây dựng.

γ_{II}' là giá trị trung bình của trọng lượng thể tích các lớp đất phía trên độ sâu đặt móng

$$\gamma'_{II} = \frac{0.5\times18.4+0.5\times8.4+1.5\times8.6+11.5\times6.67+6.5\times9.19+4\times8.45+4\times10.65+14\times9.23}{42.5}$$

$$= 8.67\left(kN/m^3\right)$$

$\gamma_{II} = 9.23\left(kN/m^3\right)$ là giá trị trung bình của trọng lượng thể tích lớp đất phía dưới đáy móng (lớp đất số 7)

c_{II} là trị tính toán của lực dính đơn vị của đất nằm trực tiếp dưới đáy móng, $c_{II} = 20.4\left(kN/m^2\right)$

b là bề rộng (cạnh bé) của đáy khối móng quy ước, b = 8.73m

h = 42.5 m là chiều sâu đặt móng so với cốt quy định

$h_o = h - h_{td}$ là chiều sâu đến tầng hầm tính bằng mét. Khi không có tầng hầm thì lấy $h_o = 0$

A,B và D là các hệ số không thứ nguyên lấy theo bảng 14 TCVN 9362:2012 phụ thuộc vào trị tính toán của góc ma sát trong $\varphi_{II} = 14.25^\circ$. Tra bảng ta được:

A = 0.299; B = 2.203; D = 4.729

$$\rightarrow R = \frac{1.2\times1.1}{1}\times\left(0.299\times8.73\times9.23+2.203\times42.5\times8.67+4.729\times20.4-9.23\times0\right)$$

$$= 1230.7\left(kN/m^2\right)$$

5. Kiểm tra ứng suất dưới đáy móng khối quy ước

Ứng suất dưới đáy móng khối quy ước:

$$P_{tb}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} = \frac{39084.86}{76.21} = 512.86\left(kN/m^2\right)$$

$$P_{max}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} + \frac{M_{x-qu}^{tc}}{W_x} + \frac{M_{y-qu}^{tc}}{W_y} = \frac{39084.86}{76.21} + \frac{1278.29}{110.89} + \frac{7667.43}{110.89} = 593.53\left(kN/m^2\right)$$

$$P_{min}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} - \frac{M_{x-qu}^{tc}}{W_x} - \frac{M_{y-qu}^{tc}}{W_y} = \frac{39084.86}{76.21} - \frac{1278.29}{110.89} - \frac{7667.43}{110.89} = 432.19\left(kN/m^2\right)$$

Kiểm tra ứng suất:

$$\begin{cases} P_{tb}^{tc} = 512.86\left(kN/m^2\right) < R = 1230.7\left(kN/m^2\right) \\ P_{max}^{tc} = 593.53\left(kN/m^2\right) < 1.2R = 1.2\times1230.7 = 1476.84\left(kN/m^2\right) \\ P_{min}^{tc} = 432.19\left(kN/m^2\right) > 0 \end{cases}$$ ➔ Thỏa

9.6.6.4. Kiểm tra độ lún móng khối quy ước

Ứng suất gây lún tại đáy móng khối quy ước:

$$P_{gl} = P_{tb}^{tc} - \sum \gamma_i h_i$$

Trong đó: P_{tb}^{tc} là áp lực tiêu chuẩn trung bình của đất nền dưới đáy móng khối quy ước

$$P_{tb}^{tc} = 512.86\left(kN/m^2\right)$$

$\sum \gamma_i h_i$ là tổng ứng suất hữu hiệu theo phương đứng do trọng lượng bản thân tự nhiên của đất nền gây ra tại đáy móng khối quy ước

$$\sum \gamma_i h_i = 18.4\times 0.5 + 8.4\times 0.5 + 8.6\times 1.5 + 6.67\times 11.5 + 9.19\times 6.5 + 8.45\times 4 + 10.65\times 4 + 9.23$$
$$= 368.36\left(kN/m^2\right)$$

➔ $P_{gl} = 512.86 - 368.36 = 144.5\left(kN/m^2\right)$

Chia đất nền thành các lớp có chiều dày $h_i \le \frac{B_{qu}}{4} = \frac{8.73}{4} = 2.2(m)$ ➔ chọn $h_i = 1(m)$

Xét 1 điểm thuộc trục qua tâm móng có độ sâu z kể từ đáy móng khối quy ước. Khi đó ứng suất do tải trọng ngoài gây ra được xác định theo công thức: $\sigma_z^{gl} = P_{gl}\alpha$, với α là hệ số tra bảng với tỉ số $\frac{L_{qu}}{B_{qu}} = \frac{8.73}{8.73} = 1$ và $\frac{2z}{B_{qu}}$ **(Bảng C.1 TCVN 9362:2012)**

LỚP ĐẤT	ĐIỂM	CAO TRÌNH (m)	h_i (m)	z (m)	γ (kN/m^3)	$2z/B_{qu}$	α	σ^{bt}_z (kN/m^2)	σ^{gl}_z (kN/m^2)	$\sigma^{bt}_z/\sigma^{gl}_z$
7	0	-42.5	0	0	9.23	0.00	1	368.36	144.50	2.55
7	1	-43.5	1	1	9.23	0.23	0.977	377.59	141.18	2.67
7	2	-44.5	1	2	9.23	0.46	0.936	386.82	135.25	2.86
7	3	-45.5	1	3	9.23	0.69	0.844	396.05	121.96	3.25
7	4	-46.5	1	4	9.23	0.92	0.742	405.28	107.22	3.78
7	5	-47.5	1	5	9.23	1.15	0.63	414.51	91.04	4.55
7	6	-48.5	1	6	9.23	1.37	0.539	423.74	77.89	5.44

Lớp đất 7 có $E = 19384\left(kN/m^2\right) > 5000\left(kN/m^2\right)$ và $\sigma_z^{bt}/\sigma_z^{gl} > 5$ nên ảnh hưởng lún từ lớp này trở xuống không đáng kể, do đó chỉ cần tính lún tới điểm thứ 6

Độ lún móng khối quy ước:

Theo mục C.1.6 Phụ lục C TCVN 9362:2012, độ lún nền móng theo phương pháp cộng lớp xác định theo công thức:

$$S = \beta \times \sum_{1}^{n} \frac{p_i \times h_i}{E_i}$$

Các đại lượng đã được trình bày ở mục 9.5.5.4

Bảng 9-30 Kết quả tính lún móng M3

LỚP ĐẤT	ĐIỂM	σ^{gl}_{zi} (kN/m^2)	$\sigma^{gl\text{-}tb}_{zi}$ (kN/m^2)	β	h_i (m)	E (kN/m^2)	S (cm)
7	0	144.50	142.84	0.8	1	19384	0.59
7	1	141.18					
7	1	141.18	138.21	0.8	1	19384	0.57
7	2	135.25					
7	2	135.25	128.61	0.8	1	19384	0.53
7	3	121.96					
7	3	121.96	114.59	0.8	1	19384	0.47
7	4	107.22					
7	4	107.22	99.13	0.8	1	19384	0.41
7	5	91.04					
7	5	91.04	84.46	0.8	1	19384	0.35
7	6	77.89					
TỔNG							2.92

Theo Phụ lục E **TCVN 10304:2014** Trị biến dạng giới hạn của nền S_{gh} đối với khung bê tông cốt thép, độ lún tuyệt đối lớn nhất là S_{gh}=10(cm).

➔ $S = 2.92(\text{cm}) < S_{gh} = 10(\text{cm})$ ➔ Thỏa điều kiện độ lún.

9.6.6.5. Kiểm tra điều kiện chọc thủng của vách đối với đài

1. Kiểm tra điều kiện chọc thủng tự do với tháp chọc thủng có góc nghiêng 45°

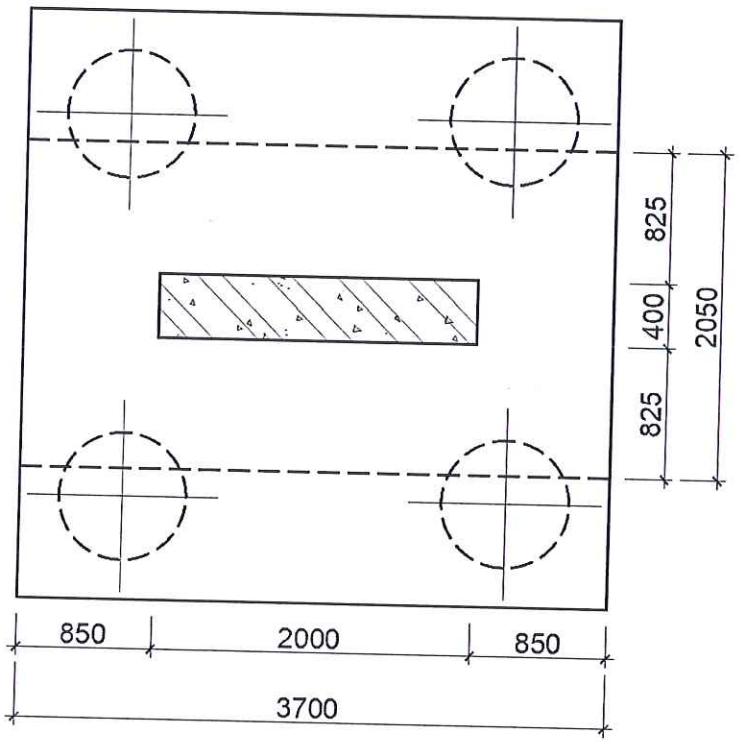
Điều kiện kiểm tra: $P_{ct} \le P_{cct}$

Với: $P_{cct} = R_{bt} A_b$; $A_b = u h_o$

Trong đó: A_b là diện tích tiết diện ngang tính toán nằm ở khoảng cách $0.5h_o$, tính từ biên của diện truyền lực tập trung F, với chiều cao làm việc của tiết diện h_o

u là chu vi đường bao của tiết diện ngang tính toán

$h_o = h - a = 1.8 - 0.15 = 1.65(m)$



Hình 9.50 Mặt bằng tháp chọc thủng tự do móng M3

Lực gây chọc thủng cho đài là tổng phản lực đầu cọc nằm ngoài tháp chọc thủng

$P_{ct} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 3029.8 + 3413.5 + 3024.6 + 3408.4 = 12876.3(kN)$

$P_{cct} = 1.15 \times 10^3 \times (3.7 + 2.05) \times 2 \times 1.65 = 21821.25(kN)$

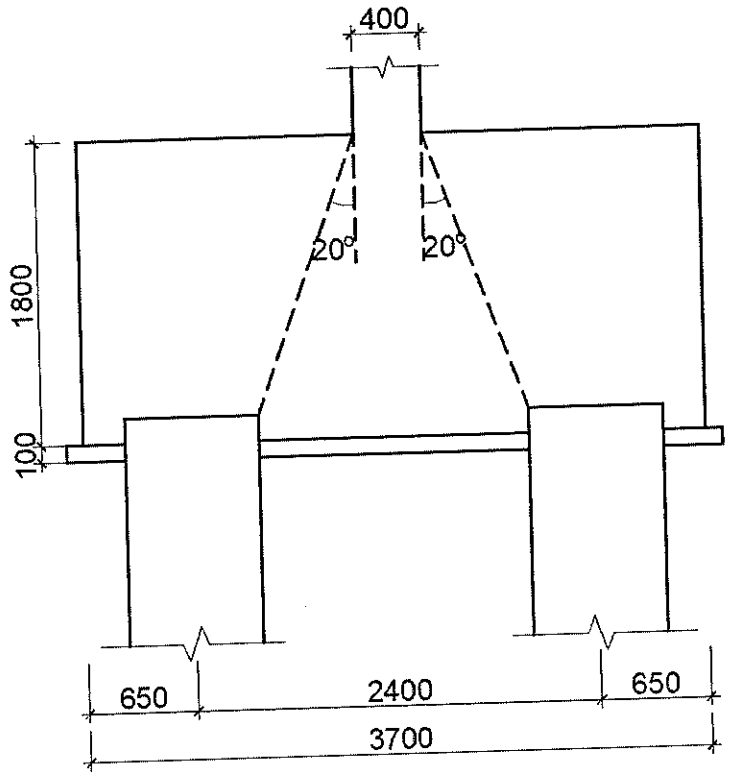
➔ $P_{ct} = 12876.3(kN) < P_{cct} = 21821.25(kN)$

➔ Thỏa điều kiện chọc thủng.

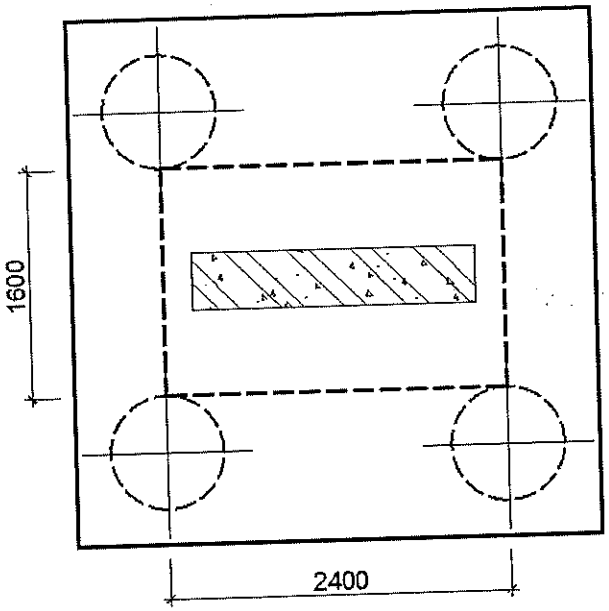
2. Kiểm tra điều kiện chọc thủng hạn chế với góc chọc thủng <45°

Điều kiện kiểm tra: $P_{ct} \le P_{cct} = \alpha R_{bt} u_m h_o \frac{h_o}{c}$

Các đại lượng đã được trình bày ở mục 9.5.4.5



Hình 9.51 Mặt đứng tháp chọc thủng hạn chế móng M3



Hình 9.52 Mặt bằng tháp chọc thủng hạn chế móng M3

Ta có: $P_{ct} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 3029.8 + 3413.5 + 3024.6 + 3408.4 = 12876.3(kN)$

$$u_m = \frac{(0.4+2)\times 2 + (2.4+1.6)\times 2}{2} = 6.4(m)$$

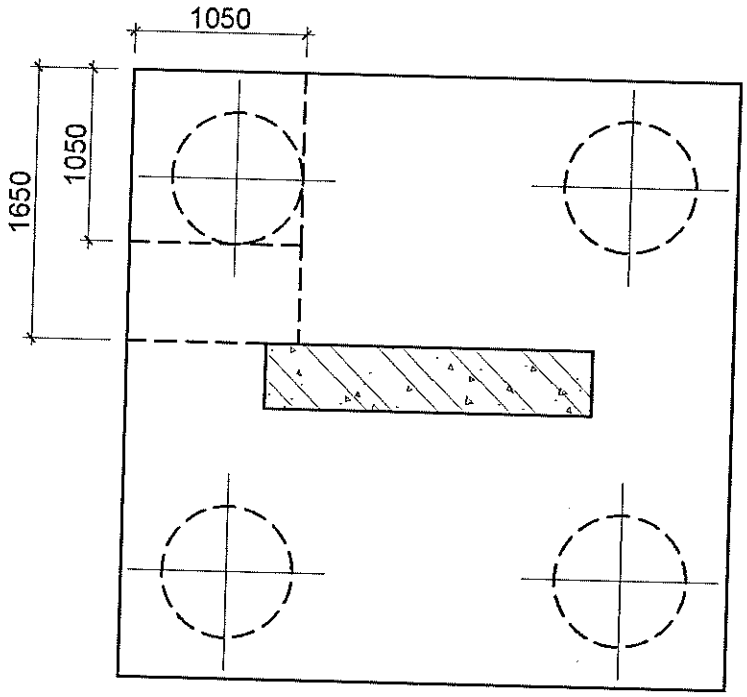
➔ $P_{cct} = 1.15\times 1000\times 6.4\times 1.65\times \frac{1.65}{0.6} = 33396(kN) > P_{ct} = 12876.3(kN)$

➔ Thỏa điều kiện chọc thủng

9.6.6.6. Kiểm tra điều kiện chọc thủng của cọc đối với đài

Điều kiện kiểm tra: $P_{ct} \le P_{cct}$

Các đại lượng đã được trình bày ở mục 9.5.4.5.2



Hình 9.53 Mặt bằng tháp chọc thủng của cọc đối với đài móng M3

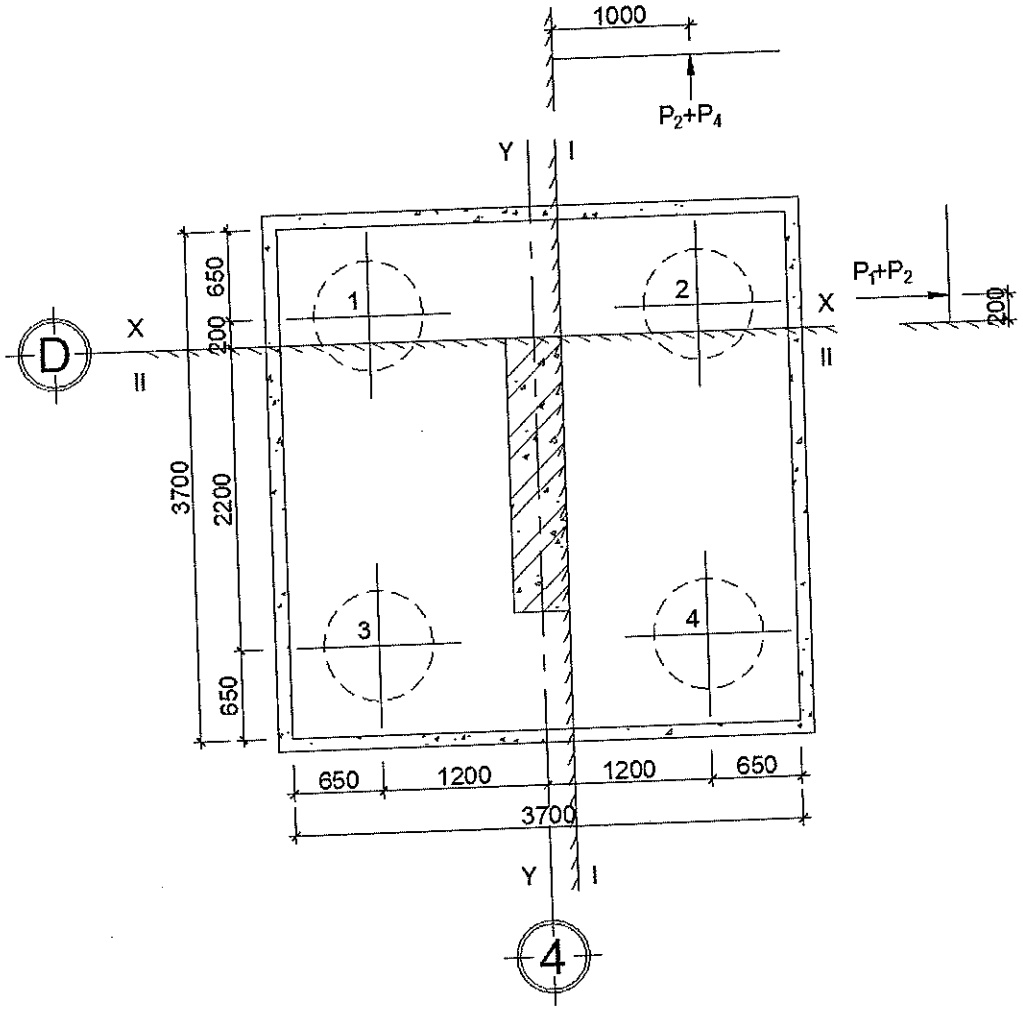
Ta có: $P_{ct} = P_{max} = 3413.5(kN)$; $u_m = \frac{(1.05+1.05)\times 2 + (1.65+1.05)\times 2}{2} = 4.8(m)$

➔ $P_{cct} = (1.15\times 1000)\times 4.8\times 1.65\times \frac{1.65}{0.6} = 25047(kN) > P_{ct} = 3413.5(kN)$

➔ Thỏa điều kiện chọc thủng.

9.6.6.7. Tính toán cốt thép cho đài móng

Lý thuyết tính toán đã được trình bày ở mục 9.5.4.7



Hình 9.54 Sơ đồ tính thép đài móng

a. Tính thép phương X

$$P_2 + P_4 = 3413.5 + 3408.4 = 6821.9(\text{kN})$$

$$M = 1 \times 6821.9 = 6821.9(\text{kN.m})$$

$$\alpha = \frac{6821.9}{1 \times 17 \times 10^3 \times 3.7 \times 1.65^2} = 0.040$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.040} = 0.041$$

$$A_s = \frac{0.041 \times 1 \times 17 \times 3700 \times 1650}{350} = 12157.67(\text{mm}^2)$$

➔Chọn $\varnothing 22a100 \left(A_s = 14064.9\ \text{mm}^2\right)$

b. Tính thép phương Y

$P_1 + P_2 = 3029.8 + 3413.5 = 6443.3(kN)$

$M = 0.2 \times 6443.3 = 1288.66(kN.m)$

$$\alpha = \frac{1288.66}{1 \times 17 \times 10^3 \times 3.7 \times 1.65^2} = 0.008$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.008} = 0.008$$

$$A_s = \frac{0.008 \times 1 \times 17 \times 3700 \times 1650}{350} = 2372.23(mm^2)$$

➔Chọn $\varnothing 14a200 (A_s = 2847.9\ mm^2)$

9.6.7. Kiểm tra cọc chịu tải trọng ngang

Tài liệu tham khảo: **"Phân tích và tính toán móng cọc – Võ Phán, Hoàng Thế Thao"**

9.6.7.1. Kiểm tra cho móng M1

- Lực cắt lớn nhất tại chân vách: $H^{tt} = 184.2(kN)$
- Momen đã chuyển thành lực dọc trong cọc, vì vậy Momen đầu cọc $M_o = 0$
- Lực ngang ở đỉnh cọc được xác định như sau (xem đài móng cứng tuyệt đối):

$$\begin{cases} H_o = \dfrac{H}{n} = \dfrac{184.2}{5} = 36.84(kN) \\ M_o = 0 \end{cases}$$

- Momen quán tính tiết diện ngang của cọc:
  $I = 0.05D^4 = 0.05 \times 0.8^4 = 0.02048(m^4)$
- Modun đàn hồi của bê tông B30: $E_b = 32500000(kN/m^2)$
- Chiều rộng quy ước của cọc:

  Khi $d \geq 0.8m$ thì $b_c = d + 1m = 0.8 + 1 = 1.8(m)$

- Hệ số tỷ lệ: $K = 5000(kN/m^4)$
- Hệ số biến dạng: $\alpha_{bd} = \sqrt[5]{\dfrac{Kb_c}{E_b I}} = \sqrt[5]{\dfrac{5000 \times 1.8}{32500000 \times 0.02048}} = 0.423$
- Chiều dài cọc trong đất tính đổi: $L_e = \alpha_{bd} L = 0.423 \times 40.5 = 17.13(m)$
- Tra bảng 2.19 (Trang 64) ta được các giá trị:
  $A_o = 2.441; B_o = 1.621; C_o = 1.751$

- Xác định chuyển vị ngang y_o và góc xoay ψ_o:

  Các chuyển vị $\delta_{HH},\delta_{HM},\delta_{MH},\delta_{MM}$ của cọc ở cao trình mặt đất, do các ứng lực đơn vị đặt vào cao trình này:

$$\delta_{HH}=\frac{1}{\alpha_{bd}^3E_bI}A_o=\frac{1}{0.423^3\times32500000\times0.02048}\times2.441=0.000048\left(m/kN\right)$$

$$\delta_{MH}=\delta_{HM}=\frac{1}{\alpha_{bd}^2E_bI}B_o=\frac{1}{0.423^2\times32500000\times0.02048}\times1.621=1.362\times10^{-5}\left(m/kN\right)$$

$$\delta_{MM}=\frac{1}{\alpha_{bd}E_bI}C_o=\frac{1}{0.423\times32500000\times0.02048}\times1.751=6.221\times10^{-6}\left(m/kN\right)$$

$$\rightarrow\begin{cases}y_o=H_o\delta_{HH}+M_o\delta_{HM}=36.84\times0.000048=1.768\times10^{-3}\left(m\right)\\ \psi_o=H_o\delta_{MH}+M_o\delta_{MM}=36.84\times1.362\times10^{-5}=5.018\times10^{-4}\left(rad\right)\end{cases}$$

- Chuyển vị của cọc ở cao trình đặt lực:

$$\Delta=y_o+\psi_oL_o+\frac{HL_o^3}{3E_bI}+\frac{ML_o^2}{2E_bI}=1.768\times10^{-3}\left(m\right)$$

  Cọc đài thấp: $L_o=0$

- Góc xoay của cọc ở cao trình đặt lực:

$$\psi=\psi_o+\frac{HL_o^2}{2E_bI}+\frac{ML_o}{E_bI}=5.018\times10^{-4}\left(rad\right)$$

  Cọc đài thấp: $L_o=0$

- Áp lực tính toán $\sigma_z\left(kN/m^2\right)$; Momen uốn $M_z\left(kN.m\right)$; Lực cắt $Q_z\left(kN\right)$ trong các tiết diện của cọc được tính theo các công thức sau:

$$\sigma_z=\frac{K}{\alpha_{bd}}z_e\left(y_oA_1-\frac{\psi_o}{\alpha_{bd}}B_1+\frac{M_o}{\alpha_{bd}^2E_bI}C_1+\frac{H_o}{\alpha_{bd}^3E_bI}D_1\right)$$

$$M_z=\alpha_{bd}^2E_bIy_oA_3-\alpha_{bd}E_bI\psi_oB_3+M_oC_3+\frac{H_o}{\alpha_{bd}}D_3$$

$$Q_z=\alpha_{bd}^3E_bIy_oA_4-\alpha_{bd}^2E_bI\psi_oB_4+\alpha_{bd}M_oC_4+H_oD_4$$

  Với z_e là chiều sâu tính đổi $z_e=\alpha_{bd}z$

  $A_1,A_3,A_4,B_1,B_3,B_4,C_1,C_3,C_4,D_1,D_3,D_4$ tra bảng 2.20 (Trang 66) theo z_e

- **Momen uốn M_z**

Z (m)	Z_e (m)	A_3	B_3	C_3	D_3	M_z (kN.m)
0.00	0	0	0	1	0	0.00
0.24	0.1	0	0	1	0.1	8.71
0.47	0.2	-0.001	0	1	0.2	17.21
0.71	0.3	-0.005	-0.001	1	0.3	25.21
0.95	0.4	-0.011	0.002	1	0.4	32.23
1.18	0.5	-0.021	-0.005	0.999	0.5	39.80
1.42	0.6	-0.036	-0.011	0.998	0.6	46.17
1.66	0.7	-0.057	-0.02	0.996	0.699	51.60
1.89	0.8	-0.085	-0.034	0.992	0.799	56.33
2.13	0.9	-0.121	-0.055	0.985	0.897	60.18
2.36	1	-0.167	-0.083	0.975	0.994	62.80
2.60	1.1	-0.222	-0.122	0.96	1.09	64.98
2.84	1.2	-0.287	-0.173	0.938	1.183	66.46
3.07	1.3	-0.365	-0.238	0.907	1.273	66.89
3.31	1.4	-0.455	-0.319	0.866	1.358	66.60
3.55	1.5	-0.559	-0.42	0.881	1.437	65.63
3.78	1.6	-0.676	-0.543	0.739	1.507	64.21
4.02	1.7	-0.808	-0.691	0.646	1.566	62.18
4.26	1.8	-0.956	-0.867	0.53	1.612	59.57
4.49	1.9	-1.118	-1.074	0.385	1.64	56.79
4.73	2	-1.295	-1.314	0.207	1.646	53.57
5.20	2.2	-1.693	-1.906	-0.271	1.575	46.35
5.68	2.4	-2.141	-2.663	-0.941	1.352	38.55
6.15	2.6	-2.621	-3.6	-1.877	0.917	30.90
6.62	2.8	-3.103	-4.718	-3.408	0.197	23.56
7.09	3	-3.541	-6	-4.688	-0.891	16.68
8.28	3.5	-3.919	-9.544	-10.34	-5.854	4.40
9.46	4	-1.614	-11.73	-17.91	-15.07	0.40

- **Lực cắt Q_z**

Z (m)	Z_e (m)	A_4	B_4	C_4	D_4	Q_z (kN)
0.00	0	0	0	0	1	36.84
0.24	0.1	-0.005	0	0	1	36.39
0.47	0.2	-0.02	-0.003	0	1	35.22
0.71	0.3	-0.045	-0.009	-0.001	1	33.33
0.95	0.4	-0.08	-0.021	-0.003	1	30.90
1.18	0.5	-0.125	-0.042	-0.008	0.999	28.07
1.42	0.6	-0.18	-0.072	-0.016	0.997	24.84
1.66	0.7	-0.245	-0.114	-0.03	0.994	21.39
1.89	0.8	-0.32	-0.171	-0.051	0.989	17.87
2.13	0.9	-0.404	-0.243	-0.082	0.98	14.28
2.36	1	-0.499	-0.333	-0.125	0.967	10.64
2.60	1.1	-0.603	-0.443	-0.183	0.946	7.08
2.84	1.2	-0.714	-0.575	-0.259	0.917	3.91
3.07	1.3	-0.838	-0.73	-0.356	0.876	0.51
3.31	1.4	-0.967	-0.91	-0.479	0.821	-2.37
3.55	1.5	-1.105	-1.116	-0.63	0.747	-5.20
3.78	1.6	-1.248	-1.35	-0.815	0.652	-7.59
4.02	1.7	-1.396	-1.643	-1.036	0.529	-7.93
4.26	1.8	-1.547	-1.906	-1.299	0.374	-11.52
4.49	1.9	-1.699	-2.227	-1.608	0.181	-13.13
4.73	2	-1.848	-2.578	-1.966	-0.057	-14.33
5.20	2.2	-2.125	-3.36	-2.849	-0.692	-15.94
5.68	2.4	-2.339	-4.228	-3.973	-1.592	-16.50
6.15	2.6	-2.437	-5.14	-5.355	-2.821	-16.13
6.62	2.8	-2.346	-6.023	-6.99	-4.445	-15.04
7.09	3	-1.969	-6.765	-8.84	-6.52	-13.27
8.28	3.5	1.074	-6.789	-13.69	-13.83	-7.49
9.46	4	9.244	-0.358	-15.61	-23.14	0.18

- **Áp lực tính toán σ_z**

Z (m)	Z_e (m)	A_1	B_1	C_1	D_1	σ_z (kN/m^2)
0.00	0	1	0	0	0	0.00
0.24	0.1	1	0.1	0.005	0	1.97
0.47	0.2	1	0.2	0.02	0.001	3.67
0.71	0.3	1	0.3	0.045	0.005	5.09
0.95	0.4	1	0.4	0.08	0.011	6.24
1.18	0.5	1	0.5	0.125	0.021	7.15
1.42	0.6	0.999	0.6	0.018	0.036	7.80
1.66	0.7	0.999	0.7	0.245	0.057	8.24
1.89	0.8	0.997	0.799	0.32	0.085	8.47
2.13	0.9	0.995	0.899	0.405	0.121	8.51
2.36	1	0.992	0.997	0.499	0.167	8.42
2.60	1.1	0.987	1.095	0.604	0.222	8.15
2.84	1.2	0.979	1.192	0.718	0.288	7.74
3.07	1.3	0.969	1.287	0.841	0.365	7.25
3.31	1.4	0.955	1.379	0.974	0.456	6.69
3.55	1.5	0.937	1.468	1.115	0.56	6.07
3.78	1.6	0.913	1.553	1.264	0.678	5.39
4.02	1.7	0.882	1.633	1.421	0.812	4.68
4.26	1.8	0.848	1.706	1.584	0.961	4.14
4.49	1.9	0.795	1.77	1.752	1.126	3.25
4.73	2	0.735	1.823	1.924	1.308	2.55
5.20	2.2	0.575	1.887	2.272	1.72	1.23
5.68	2.4	0.347	1.874	2.609	2.105	-1.78
6.15	2.6	0.033	1.755	2.907	2.724	-0.91
6.62	2.8	-0.385	1.49	3.128	3.288	-1.63
7.09	3	-0.928	1.037	3.225	3.858	-2.29
8.28	3.5	-2.928	-1.272	2.463	4.98	-3.19
9.46	4	-5.853	-5.941	-0.927	4.548	-3.77

1. Kiểm tra điều kiện chịu uốn của cọc

Kiểm tra cốt thép với $M_{z(max)} = 66.89(kN.m)$

Tính khả năng chịu lực của tiết diện cọc với

$$A_s = 7 \times \frac{\pi \times 22^2}{4} = 2660.93(mm^2) \quad (7\varnothing 22)$$

$$a = 75(mm) \Rightarrow h_o = h - a = 800 - 75 = 725(mm)$$

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_o} = \frac{350 \times 2660.93}{17 \times 800 \times 725} = 0.094 \Rightarrow \alpha = \xi(1 - 0.5\xi) = 0.094 \times (1 - 0.5 \times 0.094) = 0.090$$

Khả năng chịu lực của tiết diện cọc:

$$[M] = R_b b h_o^2 \alpha = 17 \times 10^3 \times 0.8 \times 0.725^2 \times 0.090 = 643.4(kN.m) > M_{z(max)} = 66.89(kN.m)$$

➔ Cọc thỏa điều kiện chịu uốn

2. Kiểm tra ổn định nền xung quanh cọc

Ổn định nền đất xung quanh cọc khi có áp lực ngang do cọc tác động theo điều kiện:

$$\sigma_z \le \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_I} \left(\sigma_v' tg\varphi_I + \xi c_I \right)$$

Trong đó:

σ_v' là ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng tại độ sâu z

c_I, φ_I là lực dính và góc ma sát trong tính toán của đất

ξ là hệ số bằng 0.6 cho cọc nhồi và cọc ống; bằng 0.3 cho các cọc còn lại

η_1 hệ số bằng 1 cho mọi trường hợp trừ công trình chắn đất, chắn nước lấy bằng 0.7

η_2 hệ số xét đến tỷ lệ ảnh hưởng của phần tải trọng thường xuyên trong tổng tải

$$\eta_2 = \frac{M_p + M_v}{nM_p + M_v}$$

Với: M_p là Momen do tải thường xuyên

M_v là Momen do tải tạm thời

n lấy bằng 2.5

Ta có: $\sigma_{z(max)} = 8.51\left(kN/m^2\right)$

Tại độ sâu $z = -2.13(m)$ so với đáy đài hay $z = -4.13(m)$ so với mặt đất tự nhiên (Lớp đất số 3): $\sigma_v' = 18.4\times0.5 + 8.4\times0.5 + 8.6\times1.5 + 6.67\times(4.13-2.5) = 37.2\left(kN/m^2\right)$

$c_I = 8.4\left(kN/m^2\right); \varphi_I = 3.2^\circ$

$$\eta_2 = \frac{450.3+517.9}{2.5\times450.3+517.9} = 0.589$$

$$\rightarrow \quad \eta_1\eta_2\frac{4}{\cos\varphi_I}\left(\sigma_v' tg\varphi_I + \xi c_I\right) = 1\times0.589\times\frac{4}{\cos\left(3.2^\circ\right)}\times\left(37.2\times tg\left(3.2^\circ\right)+0.6\times8.4\right)$$

$$= 16.8\left(kN/m^2\right) > \sigma_{z(max)} = 8.51\left(kN/m^2\right)$$

➔ Thỏa điều kiện ổn định nền xung quanh cọc.

9.6.7.2. Kiểm tra cho móng M2

- Lực cắt lớn nhất tại chân vách: $H^{tt} = 259.3(kN)$
- Momen đã chuyển thành lực dọc trong cọc, vì vậy Momen đầu cọc $M_o = 0$
- Lực ngang ở đỉnh cọc được xác định như sau (xem đài móng cứng tuyệt đối):

$$\begin{cases} H_o = \dfrac{H}{n} = \dfrac{259.3}{8} = 32.41(kN) \\ M_o = 0 \end{cases}$$

- Momen quán tính tiết diện ngang của cọc:
  $I = 0.05D^4 = 0.05\times0.8^4 = 0.02048\left(m^4\right)$
- Modun đàn hồi của bê tông B30: $E_b = 32500000\left(kN/m^2\right)$
- Chiều rộng quy ước của cọc:

  Khi $d \geq 0.8m$ thì $b_c = d + 1m = 0.8+1 = 1.8(m)$

- Hệ số tỷ lệ: $K = 5000\left(kN/m^4\right)$
- Hệ số biến dạng: $\alpha_{bd} = \sqrt[5]{\dfrac{Kb_c}{E_bI}} = \sqrt[5]{\dfrac{5000\times1.8}{32500000\times0.02048}} = 0.423$
- Chiều dài cọc trong đất tính đổi: $L_c = \alpha_{bd}L = 0.423\times40.5 = 17.13(m)$
- Tra bảng 2.19 (Trang 64) ta được các giá trị:
  $A_o = 2.441; B_o = 1.621; C_o = 1.751$

- Xác định chuyển vị ngang y_o và góc xoay ψ_o:

  Các chuyển vị $\delta_{HH},\delta_{HM},\delta_{MH},\delta_{MM}$ của cọc ở cao trình mặt đất, do các ứng lực đơn vị đặt vào cao trình này:

$$\delta_{HH}=\frac{1}{\alpha_{bd}^3E_bI}A_o=\frac{1}{0.423^3\times32500000\times0.02048}\times2.441=0.000048\left(m/kN\right)$$

$$\delta_{MH}=\delta_{HM}=\frac{1}{\alpha_{bd}^2E_bI}B_o=\frac{1}{0.423^2\times32500000\times0.02048}\times1.621=1.362\times10^{-5}\left(m/kN\right)$$

$$\delta_{MM}=\frac{1}{\alpha_{bd}E_bI}C_o=\frac{1}{0.423\times32500000\times0.02048}\times1.751=6.221\times10^{-6}\left(m/kN\right)$$

$$\rightarrow\begin{cases}y_o=H_o\delta_{HH}+M_o\delta_{HM}=32.41\times0.000048=1.556\times10^{-3}\left(m\right)\\ \psi_o=H_o\delta_{MH}+M_o\delta_{MM}=32.41\times1.362\times10^{-5}=4.414\times10^{-4}\left(rad\right)\end{cases}$$

- Chuyển vị của cọc ở cao trình đặt lực:

$$\Delta=y_o+\psi_oL_o+\frac{HL_o^3}{3E_bI}+\frac{ML_o^2}{2E_bI}=1.556\times10^{-3}\left(m\right)$$

  Cọc đài thấp: $L_o=0$

- Góc xoay của cọc ở cao trình đặt lực:

$$\psi=\psi_o+\frac{HL_o^2}{2E_bI}+\frac{ML_o}{E_bI}=4.414\times10^{-4}\left(rad\right)$$

  Cọc đài thấp: $L_o=0$

- Áp lực tính toán $\sigma_z\left(kN/m^2\right)$; Momen uốn $M_z\left(kN.m\right)$; Lực cắt $Q_z\left(kN\right)$ trong các tiết diện của cọc được tính theo các công thức sau:

$$\sigma_z=\frac{K}{\alpha_{bd}}z_e\left(y_oA_1-\frac{\psi_o}{\alpha_{bd}}B_1+\frac{M_o}{\alpha_{bd}^2E_bI}C_1+\frac{H_o}{\alpha_{bd}^3E_bI}D_1\right)$$

$$M_z=\alpha_{bd}^2E_bIy_oA_3-\alpha_{bd}E_bI\psi_oB_3+M_oC_3+\frac{H_o}{\alpha_{bd}}D_3$$

$$Q_z=\alpha_{bd}^3E_bIy_oA_4-\alpha_{bd}^2E_bI\psi_oB_4+\alpha_{bd}M_oC_4+H_oD_4$$

  Với z_e là chiều sâu tính đổi $z_e=\alpha_{bd}z$

  $A_1,A_3,A_4,B_1,B_3,B_4,C_1,C_3,C_4,D_1,D_3,D_4$ tra bảng 2.20 (Trang 66) theo z_e

- **Momen uốn** M_z

Z (m)	Z_e (m)	A_3	B_3	C_3	D_3	M_z (kN.m)
0.00	0	0	0	1	0	0.00
0.24	0.1	0	0	1	0.1	7.66
0.47	0.2	-0.001	0	1	0.2	15.14
0.71	0.3	-0.005	-0.001	1	0.3	22.18
0.95	0.4	-0.011	0.002	1	0.4	28.35
1.18	0.5	-0.021	-0.005	0.999	0.5	35.02
1.42	0.6	-0.036	-0.011	0.998	0.6	40.62
1.66	0.7	-0.057	-0.02	0.996	0.699	45.40
1.89	0.8	-0.085	-0.034	0.992	0.799	49.56
2.13	0.9	-0.121	-0.055	0.985	0.897	52.95
2.36	1	-0.167	-0.083	0.975	0.994	55.26
2.60	1.1	-0.222	-0.122	0.96	1.09	57.17
2.84	1.2	-0.287	-0.173	0.938	1.183	58.47
3.07	1.3	-0.365	-0.238	0.907	1.273	58.85
3.31	1.4	-0.455	-0.319	0.866	1.358	58.59
3.55	1.5	-0.559	-0.42	0.881	1.437	57.74
3.78	1.6	-0.676	-0.543	0.739	1.507	56.50
4.02	1.7	-0.808	-0.691	0.646	1.566	54.71
4.26	1.8	-0.956	-0.867	0.53	1.612	52.41
4.49	1.9	-1.118	-1.074	0.385	1.64	49.97
4.73	2	-1.295	-1.314	0.207	1.646	47.13
5.20	2.2	-1.693	-1.906	-0.271	1.575	40.78
5.68	2.4	-2.141	-2.663	-0.941	1.352	33.92
6.15	2.6	-2.621	-3.6	-1.877	0.917	27.19
6.62	2.8	-3.103	-4.718	-3.408	0.197	20.73
7.09	3	-3.541	-6	-4.688	-0.891	14.67
8.28	3.5	-3.919	-9.544	-10.34	-5.854	3.87
9.46	4	-1.614	-11.73	-17.91	-15.07	0.35

- **Lực cắt Q_z**

Z (m)	Z_e (m)	A_4	B_4	C_4	D_4	Q_z (kN)
0.00	0	0	0	0	1	32.41
0.24	0.1	-0.005	0	0	1	32.02
0.47	0.2	-0.02	-0.003	0	1	30.99
0.71	0.3	-0.045	-0.009	-0.001	1	29.33
0.95	0.4	-0.08	-0.021	-0.003	1	27.19
1.18	0.5	-0.125	-0.042	-0.008	0.999	24.70
1.42	0.6	-0.18	-0.072	-0.016	0.997	21.86
1.66	0.7	-0.245	-0.114	-0.03	0.994	18.82
1.89	0.8	-0.32	-0.171	-0.051	0.989	15.72
2.13	0.9	-0.404	-0.243	-0.082	0.98	12.57
2.36	1	-0.499	-0.333	-0.125	0.967	9.36
2.60	1.1	-0.603	-0.443	-0.183	0.946	6.23
2.84	1.2	-0.714	-0.575	-0.259	0.917	3.44
3.07	1.3	-0.838	-0.73	-0.356	0.876	0.45
3.31	1.4	-0.967	-0.91	-0.479	0.821	-2.09
3.55	1.5	-1.105	-1.116	-0.63	0.747	-4.58
3.78	1.6	-1.248	-1.35	-0.815	0.652	-6.68
4.02	1.7	-1.396	-1.643	-1.036	0.529	-6.98
4.26	1.8	-1.547	-1.906	-1.299	0.374	-10.13
4.49	1.9	-1.699	-2.227	-1.608	0.181	-11.55
4.73	2	-1.848	-2.578	-1.966	-0.057	-12.61
5.20	2.2	-2.125	-3.36	-2.849	-0.692	-14.02
5.68	2.4	-2.339	-4.228	-3.973	-1.592	-14.52
6.15	2.6	-2.437	-5.14	-5.355	-2.821	-14.19
6.62	2.8	-2.346	-6.023	-6.99	-4.445	-13.23
7.09	3	-1.969	-6.765	-8.84	-6.52	-11.68
8.28	3.5	1.074	-6.789	-13.69	-13.83	-6.59
9.46	4	9.244	-0.358	-15.61	-23.14	0.16

- **Áp lực tính toán σ_z**

Z (m)	Z_e (m)	A_1	B_1	C_1	D_1	σ_z (kN/m^2)
0.00	0	1	0	0	0	0.00
0.24	0.1	1	0.1	0.005	0	1.74
0.47	0.2	1	0.2	0.02	0.001	3.23
0.71	0.3	1	0.3	0.045	0.005	4.48
0.95	0.4	1	0.4	0.08	0.011	5.49
1.18	0.5	1	0.5	0.125	0.021	6.29
1.42	0.6	0.999	0.6	0.018	0.036	6.86
1.66	0.7	0.999	0.7	0.245	0.057	7.25
1.89	0.8	0.997	0.799	0.32	0.085	7.45
2.13	0.9	0.995	0.899	0.405	0.121	7.49
2.36	1	0.992	0.997	0.499	0.167	7.40
2.60	1.1	0.987	1.095	0.604	0.222	7.17
2.84	1.2	0.979	1.192	0.718	0.288	6.81
3.07	1.3	0.969	1.287	0.841	0.365	6.38
3.31	1.4	0.955	1.379	0.974	0.456	5.88
3.55	1.5	0.937	1.468	1.115	0.56	5.34
3.78	1.6	0.913	1.553	1.264	0.678	4.74
4.02	1.7	0.882	1.633	1.421	0.812	4.11
4.26	1.8	0.848	1.706	1.584	0.961	3.64
4.49	1.9	0.795	1.77	1.752	1.126	2.86
4.73	2	0.735	1.823	1.924	1.308	2.24
5.20	2.2	0.575	1.887	2.272	1.72	1.08
5.68	2.4	0.347	1.874	2.609	2.105	-1.57
6.15	2.6	0.033	1.755	2.907	2.724	-0.80
6.62	2.8	-0.385	1.49	3.128	3.288	-1.43
7.09	3	-0.928	1.037	3.225	3.858	-2.02
8.28	3.5	-2.928	-1.272	2.463	4.98	-2.81
9.46	4	-5.853	-5.941	-0.927	4.548	-3.31

1. Kiểm tra điều kiện chịu uốn của cọc

Kiểm tra cốt thép với $M_{z(max)} = 58.85(kN.m)$

Tính khả năng chịu lực của tiết diện cọc với

$$A_s = 7 \times \frac{\pi \times 22^2}{4} = 2660.93(mm^2) \quad (7\varnothing 22)$$

$$a = 75(mm) \Rightarrow h_o = h - a = 800 - 75 = 725(mm)$$

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_o} = \frac{350 \times 2660.93}{17 \times 800 \times 725} = 0.094 \Rightarrow \alpha = \xi(1 - 0.5\xi) = 0.094 \times (1 - 0.5 \times 0.094) = 0.090$$

Khả năng chịu lực của tiết diện cọc:

$$[M] = R_b b h_o^2 \alpha = 17 \times 10^3 \times 0.8 \times 0.725^2 \times 0.090 = 643.4(kN.m) > M_{z(max)} = 58.85(kN.m)$$

➔ Cọc thỏa điều kiện chịu uốn

2. Kiểm tra ổn định nền xung quanh cọc

Ổn định nền đất xung quanh cọc khi có áp lực ngang do cọc tác động theo điều kiện:

$$\sigma_z \le \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos\varphi_I}\left(\sigma_v' tg\varphi_I + \xi c_I\right)$$

Trong đó:

σ_v' là ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng tại độ sâu z

c_I, φ_I là lực dính và góc ma sát trong tính toán của đất

ξ là hệ số bằng 0.6 cho cọc nhồi và cọc ống; bằng 0.3 cho các cọc còn lại

η_1 hệ số bằng 1 cho mọi trường hợp trừ công trình chắn đất, chắn nước lấy bằng 0.7

η_2 hệ số xét đến tỷ lệ ảnh hưởng của phần tải trọng thường xuyên trong tổng tải

$$\eta_2 = \frac{M_p + M_v}{nM_p + M_v}$$

Với: M_p là Momen do tải thường xuyên

M_v là Momen do tải tạm thời

n lấy bằng 2.5

Ta có: $\sigma_{z(max)} = 7.49\left(kN/m^2\right)$

Tại độ sâu $z = -2.13(m)$ so với đáy đài hay $z = -4.13(m)$ so với mặt đất tự nhiên (Lớp đất số 3): $\sigma_v^{'} = 18.4\times0.5 + 8.4\times0.5 + 8.6\times1.5 + 6.67\times(4.13-2.5) = 37.2\left(kN/m^2\right)$

$c_I = 8.4\left(kN/m^2\right); \varphi_I = 3.2^\circ$

$$\eta_2 = \frac{1025.7+1179.5}{2.5\times1025.7+1179.5} = 0.589$$

$$\rightarrow \quad \eta_1\eta_2\frac{4}{\cos\varphi_I}\left(\sigma_v^{'}tg\varphi_I + \xi c_I\right) = 1\times0.589\times\frac{4}{\cos\left(3.2^\circ\right)}\times\left(37.2\times tg\left(3.2^\circ\right) + 0.6\times8.4\right)$$

$$= 16.8\left(kN/m^2\right) > \sigma_{z(max)} = 7.49\left(kN/m^2\right)$$

➔ Thỏa điều kiện ổn định nền xung quanh cọc.

9.6.7.3. Kiểm tra cho móng M3

- Lực cắt lớn nhất tại chân vách: $H^{tt} = 229.4(kN)$
- Momen đã chuyển thành lực dọc trong cọc, vì vậy Momen đầu cọc $M_o = 0$
- Lực ngang ở đỉnh cọc được xác định như sau (xem đài móng cứng tuyệt đối):

$$\begin{cases} H_o = \dfrac{H}{n} = \dfrac{229.4}{4} = 57.35(kN) \\ M_o = 0 \end{cases}$$

- Momen quán tính tiết diện ngang của cọc:
  $I = 0.05D^4 = 0.05\times0.8^4 = 0.02048\left(m^4\right)$
- Modun đàn hồi của bê tông B30: $E_b = 32500000\left(kN/m^2\right)$
- Chiều rộng quy ước của cọc:

  Khi $d \geq 0.8m$ thì $b_c = d + 1m = 0.8 + 1 = 1.8(m)$

- Hệ số tỷ lệ: $K = 5000\left(kN/m^4\right)$
- Hệ số biến dạng: $\alpha_{bd} = \sqrt[5]{\dfrac{Kb_c}{E_bI}} = \sqrt[5]{\dfrac{5000\times1.8}{32500000\times0.02048}} = 0.423$
- Chiều dài cọc trong đất tính đổi: $L_e = \alpha_{bd}L = 0.423\times40.5 = 17.13(m)$
- Tra bảng 2.19 (Trang 64) ta được các giá trị:
  $A_o = 2.441; B_o = 1.621; C_o = 1.751$

- Xác định chuyển vị ngang y_o và góc xoay ψ_o:

  Các chuyển vị $\delta_{HH},\delta_{HM},\delta_{MH},\delta_{MM}$ của cọc ở cao trình mặt đất, do các ứng lực đơn vị đặt vào cao trình này:

$$\delta_{HH}=\frac{1}{\alpha_{bd}^3E_bI}A_o=\frac{1}{0.423^3\times32500000\times0.02048}\times2.441=0.000048(m/kN)$$

$$\delta_{MH}=\delta_{HM}=\frac{1}{\alpha_{bd}^2E_bI}B_o=\frac{1}{0.423^2\times32500000\times0.02048}\times1.621=1.362\times10^{-5}(m/kN)$$

$$\delta_{MM}=\frac{1}{\alpha_{bd}E_bI}C_o=\frac{1}{0.423\times32500000\times0.02048}\times1.751=6.221\times10^{-6}(m/kN)$$

$$\rightarrow\quad y_o=H_o\delta_{HH}+M_o\delta_{HM}=57.35\times0.000048=2.753\times10^{-3}(m)$$
$$\psi_o=H_o\delta_{MH}+M_o\delta_{MM}=57.35\times1.362\times10^{-5}=7.811\times10^{-4}(rad)$$

- Chuyển vị của cọc ở cao trình đặt lực:

$$\Delta=y_o+\psi_oL_o+\frac{HL_o^3}{3E_bI}+\frac{ML_o^2}{2E_bI}=2.753\times10^{-3}(m)$$

  Cọc đài thấp: $L_o=0$

- Góc xoay của cọc ở cao trình đặt lực:

$$\psi=\psi_o+\frac{HL_o^2}{2E_bI}+\frac{ML_o}{E_bI}=7.811\times10^{-4}(rad)$$

  Cọc đài thấp: $L_o=0$

- Áp lực tính toán $\sigma_z(kN/m^2)$; Momen uốn $M_z(kN.m)$; Lực cắt $Q_z(kN)$ trong các tiết diện của cọc được tính theo các công thức sau:

$$\sigma_z=\frac{K}{\alpha_{bd}}z_e\left(y_oA_1-\frac{\psi_o}{\alpha_{bd}}B_1+\frac{M_o}{\alpha_{bd}^2E_bI}C_1+\frac{H_o}{\alpha_{bd}^3E_bI}D_1\right)$$

$$M_z=\alpha_{bd}^2E_bIy_oA_3-\alpha_{bd}E_bI\psi_oB_3+M_oC_3+\frac{H_o}{\alpha_{bd}}D_3$$

$$Q_z=\alpha_{bd}^3E_bIy_oA_4-\alpha_{bd}^2E_bI\psi_oB_4+\alpha_{bd}M_oC_4+H_oD_4$$

  Với z_e là chiều sâu tính đổi $z_e=\alpha_{bd}z$

  $A_1,A_3,A_4,B_1,B_3,B_4,C_1,C_3,C_4,D_1,D_3,D_4$ tra bảng 2.20 (Trang 66) theo z_e

- **Momen uốn** M_z

Z (m)	Z_e (m)	A_3	B_3	C_3	D_3	M_z (kN.m)
0.00	0	0	0	1	0	0.00
0.24	0.1	0	0	1	0.1	13.56
0.47	0.2	-0.001	0	1	0.2	26.79
0.71	0.3	-0.005	-0.001	1	0.3	39.25
0.95	0.4	-0.011	0.002	1	0.4	50.17
1.18	0.5	-0.021	-0.005	0.999	0.5	61.96
1.42	0.6	-0.036	-0.011	0.998	0.6	71.87
1.66	0.7	-0.057	-0.02	0.996	0.699	80.33
1.89	0.8	-0.085	-0.034	0.992	0.799	87.70
2.13	0.9	-0.121	-0.055	0.985	0.897	93.69
2.36	1	-0.167	-0.083	0.975	0.994	97.77
2.60	1.1	-0.222	-0.122	0.96	1.09	101.15
2.84	1.2	-0.287	-0.173	0.938	1.183	103.46
3.07	1.3	-0.365	-0.238	0.907	1.273	104.13
3.31	1.4	-0.455	-0.319	0.866	1.358	103.67
3.55	1.5	-0.559	-0.42	0.881	1.437	102.16
3.78	1.6	-0.676	-0.543	0.739	1.507	99.96
4.02	1.7	-0.808	-0.691	0.646	1.566	96.80
4.26	1.8	-0.956	-0.867	0.53	1.612	92.74
4.49	1.9	-1.118	-1.074	0.385	1.64	88.41
4.73	2	-1.295	-1.314	0.207	1.646	83.39
5.20	2.2	-1.693	-1.906	-0.271	1.575	72.15
5.68	2.4	-2.141	-2.663	-0.941	1.352	60.02
6.15	2.6	-2.621	-3.6	-1.877	0.917	48.11
6.62	2.8	-3.103	-4.718	-3.408	0.197	36.68
7.09	3	-3.541	-6	-4.688	-0.891	25.96
8.28	3.5	-3.919	-9.544	-10.34	-5.854	6.85
9.46	4	-1.614	-11.73	-17.91	-15.07	0.62

- **Lực cắt Q_z**

Z (m)	Z_e (m)	A_4	B_4	C_4	D_4	Q_z (kN)
0.00	0	0	0	0	1	57.35
0.24	0.1	-0.005	0	0	1	56.65
0.47	0.2	-0.02	-0.003	0	1	54.83
0.71	0.3	-0.045	-0.009	-0.001	1	51.89
0.95	0.4	-0.08	-0.021	-0.003	1	48.10
1.18	0.5	-0.125	-0.042	-0.008	0.999	43.70
1.42	0.6	-0.18	-0.072	-0.016	0.997	38.67
1.66	0.7	-0.245	-0.114	-0.03	0.994	33.31
1.89	0.8	-0.32	-0.171	-0.051	0.989	27.82
2.13	0.9	-0.404	-0.243	-0.082	0.98	22.24
2.36	1	-0.499	-0.333	-0.125	0.967	16.56
2.60	1.1	-0.603	-0.443	-0.183	0.946	11.02
2.84	1.2	-0.714	-0.575	-0.259	0.917	6.09
3.07	1.3	-0.838	-0.73	-0.356	0.876	0.79
3.31	1.4	-0.967	-0.91	-0.479	0.821	-3.69
3.55	1.5	-1.105	-1.116	-0.63	0.747	-8.10
3.78	1.6	-1.248	-1.35	-0.815	0.652	-11.82
4.02	1.7	-1.396	-1.643	-1.036	0.529	-12.35
4.26	1.8	-1.547	-1.906	-1.299	0.374	-17.93
4.49	1.9	-1.699	-2.227	-1.608	0.181	-20.43
4.73	2	-1.848	-2.578	-1.966	-0.057	-22.31
5.20	2.2	-2.125	-3.36	-2.849	-0.692	-24.81
5.68	2.4	-2.339	-4.228	-3.973	-1.592	-25.69
6.15	2.6	-2.437	-5.14	-5.355	-2.821	-25.11
6.62	2.8	-2.346	-6.023	-6.99	-4.445	-23.42
7.09	3	-1.969	-6.765	-8.84	-6.52	-20.66
8.28	3.5	1.074	-6.789	-13.69	-13.83	-11.66
9.46	4	9.244	-0.358	-15.61	-23.14	0.28

- **Áp lực tính toán σ_z**

Z (m)	Z_e (m)	A_1	B_1	C_1	D_1	σ_z (kN/m^2)
0.00	0	1	0	0	0	0.00
0.24	0.1	1	0.1	0.005	0	3.07
0.47	0.2	1	0.2	0.02	0.001	5.71
0.71	0.3	1	0.3	0.045	0.005	7.92
0.95	0.4	1	0.4	0.08	0.011	9.72
1.18	0.5	1	0.5	0.125	0.021	11.13
1.42	0.6	0.999	0.6	0.018	0.036	12.14
1.66	0.7	0.999	0.7	0.245	0.057	12.83
1.89	0.8	0.997	0.799	0.32	0.085	13.19
2.13	0.9	0.995	0.899	0.405	0.121	13.25
2.36	1	0.992	0.997	0.499	0.167	13.10
2.60	1.1	0.987	1.095	0.604	0.222	12.69
2.84	1.2	0.979	1.192	0.718	0.288	12.05
3.07	1.3	0.969	1.287	0.841	0.365	11.28
3.31	1.4	0.955	1.379	0.974	0.456	10.41
3.55	1.5	0.937	1.468	1.115	0.56	9.45
3.78	1.6	0.913	1.553	1.264	0.678	8.39
4.02	1.7	0.882	1.633	1.421	0.812	7.28
4.26	1.8	0.848	1.706	1.584	0.961	6.44
4.49	1.9	0.795	1.77	1.752	1.126	5.05
4.73	2	0.735	1.823	1.924	1.308	3.96
5.20	2.2	0.575	1.887	2.272	1.72	1.92
5.68	2.4	0.347	1.874	2.609	2.105	-2.77
6.15	2.6	0.033	1.755	2.907	2.724	-1.41
6.62	2.8	-0.385	1.49	3.128	3.288	-2.53
7.09	3	-0.928	1.037	3.225	3.858	-3.57
8.28	3.5	-2.928	-1.272	2.463	4.98	-4.97
9.46	4	-5.853	-5.941	-0.927	4.548	-5.86

1. Kiểm tra điều kiện chịu uốn của cọc

Kiểm tra cốt thép với $M_{z(max)} = 104.13(kN.m)$

Tính khả năng chịu lực của tiết diện cọc với

$$A_s = 7 \times \frac{\pi \times 22^2}{4} = 2660.93(mm^2) \quad (7\varnothing 22)$$

$$a = 75(mm) \Rightarrow h_o = h - a = 800 - 75 = 725(mm)$$

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_o} = \frac{350 \times 2660.93}{17 \times 800 \times 725} = 0.094 \Rightarrow \alpha = \xi(1 - 0.5\xi) = 0.094 \times (1 - 0.5 \times 0.094) = 0.090$$

Khả năng chịu lực của tiết diện cọc:

$$[M] = R_b b h_o^2 \alpha = 17 \times 10^3 \times 0.8 \times 0.725^2 \times 0.090 = 643.4(kN.m) > M_{z(max)} = 104.13(kN.m)$$

➔ Cọc thỏa điều kiện chịu uốn

2. Kiểm tra ổn định nền xung quanh cọc

Ổn định nền đất xung quanh cọc khi có áp lực ngang do cọc tác động theo điều kiện:

$$\sigma_z \le \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_I} \left(\sigma_v' tg\varphi_I + \xi c_I \right)$$

Trong đó:

σ_v' là ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng tại độ sâu z

c_I, φ_I là lực dính và góc ma sát trong tính toán của đất

ξ là hệ số bằng 0.6 cho cọc nhồi và cọc ống; bằng 0.3 cho các cọc còn lại

η_1 hệ số bằng 1 cho mọi trường hợp trừ công trình chắn đất, chắn nước lấy bằng 0.7

η_2 hệ số xét đến tỷ lệ ảnh hưởng của phần tải trọng thường xuyên trong tổng tải

$$\eta_2 = \frac{M_p + M_v}{n M_p + M_v}$$

Với: M_p là Momen do tải thường xuyên

M_v là Momen do tải tạm thời

n lấy bằng 2.5

Ta có: $\sigma_{z(max)} = 13.25\left(kN/m^2\right)$

Tại độ sâu $z = -2.13(m)$ so với đáy đài hay $z = -4.13(m)$ so với mặt đất tự nhiên (Lớp đất số 3): $\sigma_v' = 18.4\times0.5 + 8.4\times0.5 + 8.6\times1.5 + 6.67\times(4.13-2.5) = 37.2\left(kN/m^2\right)$

$c_I = 8.4\left(kN/m^2\right); \varphi_I = 3.2^\circ$

$$\eta_2 = \frac{877+1008.6}{2.5\times877+1008.6} = 0.589$$

$$\rightarrow \quad \eta_1\eta_2\frac{4}{\cos\varphi_I}\left(\sigma_v' tg\varphi_I + \xi c_I\right) = 1\times0.589\times\frac{4}{\cos\left(3.2^\circ\right)}\times\left(37.2\times tg\left(3.2^\circ\right)+0.6\times8.4\right)$$

$$= 16.8\left(kN/m^2\right) > \sigma_{z(max)} = 13.25\left(kN/m^2\right)$$

➔ Thỏa điều kiện ổn định nền xung quanh cọc.