

**BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO
TRƯỜNG ĐẠI HỌC SƯ PHẠM KỸ THUẬT
THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH**



**ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP
NGÀNH CÔNG NGHỆ KỸ THUẬT CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG**

CÔNG TRÌNH SACOMREAL

**GVHD: HÀ DUY KHÁNH
SVTH : VÕ QUỐC KHANG
MSSV: 15149022**



THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH, 2020

PHẦN 1

KIẾN TRÚC DỰ ÁN

CHƯƠNG 1. TỔNG QUAN CÔNG TRÌNH

1.1. GIỚI THIỆU DỰ ÁN



Hình 1-1: Phối cảnh tổng thể mặt bằng tổng thể dự án SSG Tower

Tọa lạc ngay 2 mặt tiền đường Hoàng Hoa Thám và Trần Văn Danh – SACOMREAL có giá bán khoảng 1,68 tỷ/căn cho căn 2 phòng ngủ nên rất phù hợp với nhu cầu an cư của các gia đình trẻ, cũng như nhu cầu đầu tư sinh lợi của giới địa ốc. Với chính sách thanh toán linh hoạt, hỗ trợ lãi suất vay, Sacomreal tạo mọi hỗ trợ

cần thiết để khách hàng dễ dàng sở hữu căn hộ Sacomreal. Hơn thế nữa, phục vụ cho nhu cầu “mua để ở ngay”, Sacomreal không chỉ cam kết hoàn thiện dự án đúng tiến độ mà còn trang bị gói nội thất cao cấp cho căn hộ: tủ bếp, kệ bếp, mặt ốp tường bếp bằng kính, bếp gas, máy hút mùi...

Sacomreal có tổng diện tích 1231 m², mật độ xây dựng khoảng 40% gồm 1 block căn hộ cao 16 tầng, kết hợp với 2 tầng hầm. Dự án có tổng cộng 106 căn hộ, trong đó có 103 căn 1-2 phòng ngủ, 2 shophouse và 1 căn penthouse. Diện tích căn hộ khá đa dạng, từ 46 - 64 - 129 m² với đầy đủ các tiện ích nội khu như phòng tập gym, spa, nhà trẻ, shophouse, hệ thống an ninh tòa nhà 24/24, thang máy trang bị thẻ từ, sảnh chờ sang trọng... sẽ mang đến cuộc sống hiện đại, tiện nghi cho cư dân. Bên cạnh đó, Sacomreal nằm liền kề Carillon Apartment nên được thừa hưởng toàn bộ những tiện ích mà khu dân cư này mang lại. Với phong cách thiết kế tận dụng tối đa không gian và sự chăm chút trong từng chi tiết, mỗi căn hộ đều toát lên vẻ năng động phù hợp với các gia đình trẻ.



Hình 1-2: Phối cảnh tổng thể mặt bằng tổng thể dự án Sacomreal Tower

1.2. VỊ TRÍ DỰ ÁN

Dự án có 3 mặt tiếp giáp đường nội khu tiếp cận dự án:

Phía Tây: Giáp đường Trần Văn Danh

Phía Đông: Giáp đường Hoàng Hoa Thám

Phía Bắc: Giáp đường Nguyễn Hiến Lê

Phía Nam: Giáp khu dân cư hiện hữu

Vị trí xây dựng nằm trên trục đường nhựa hiện hữu với lộ giới là 10m và 14m đều kết nối với đường Hoàng Hoa Thám nên dễ dàng liên hệ với các khu vực lân cận cũng như các khu vực chức năng trong quận Tân Bình. Từ dự án có thể dễ dàng đi ra đường Cộng Hòa là trục đường chính của quận Tân Bình để kết nối với các Quận, Huyện khác, về trung tâm Thành phố Hồ Chí Minh chỉ 20 phút theo trục đường Nguyễn Văn Trỗi, Nam Kỳ Khởi Nghĩa. Chung cư Sacomreal đi về sân bay Tân Sơn Nhất chỉ mất chưa đến 10 phút.



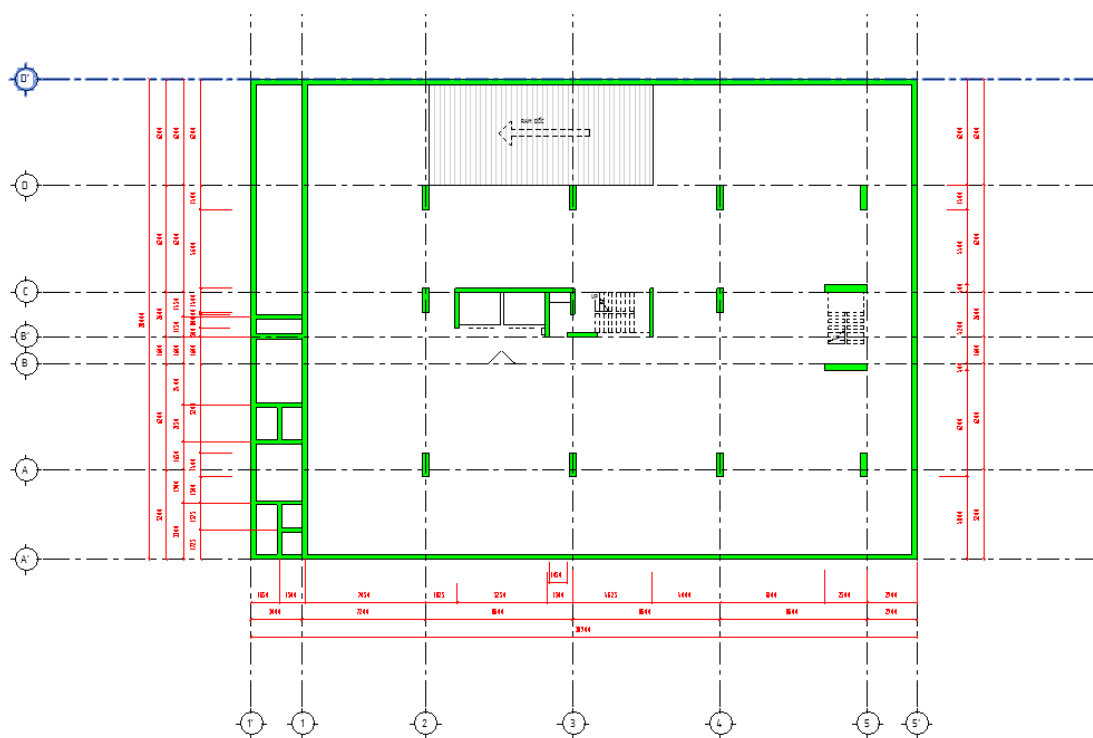
Hình 1-3: Vị trí dự án Sacomreal

1.3. KIẾN TRÚC DỰ ÁN

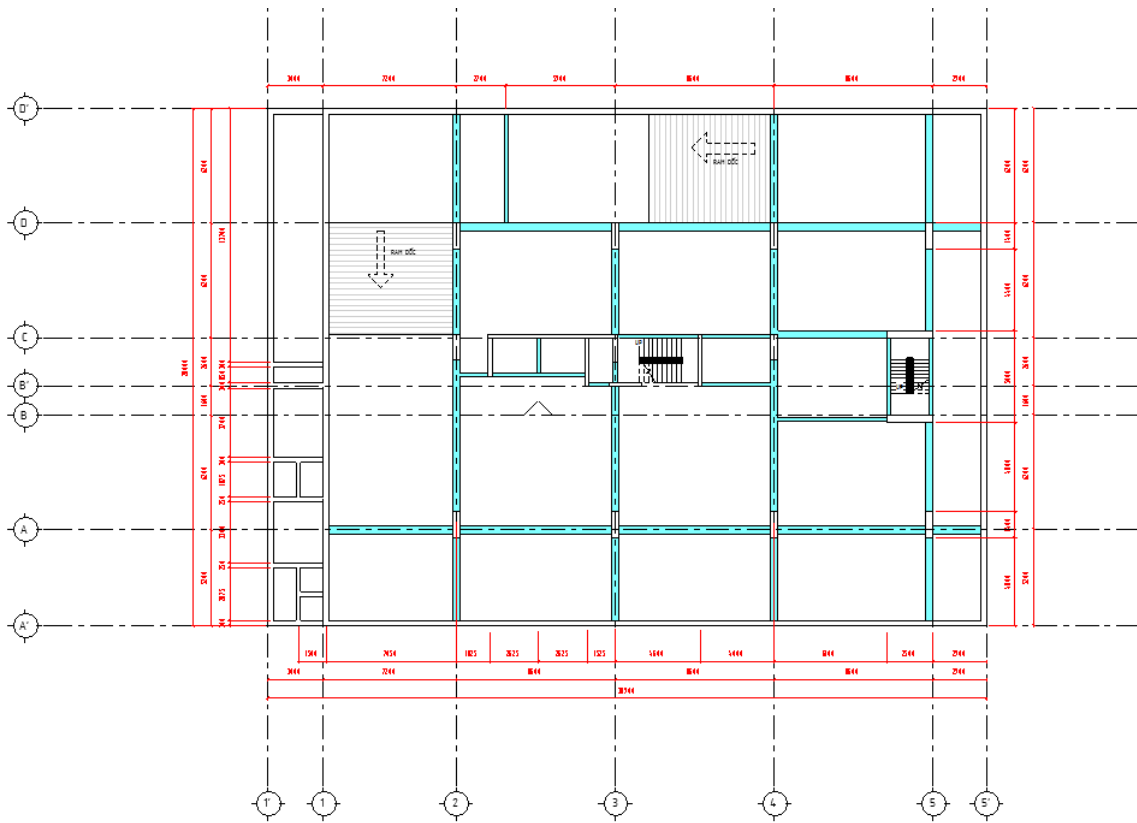
1.3.1. Phối cảnh công trình



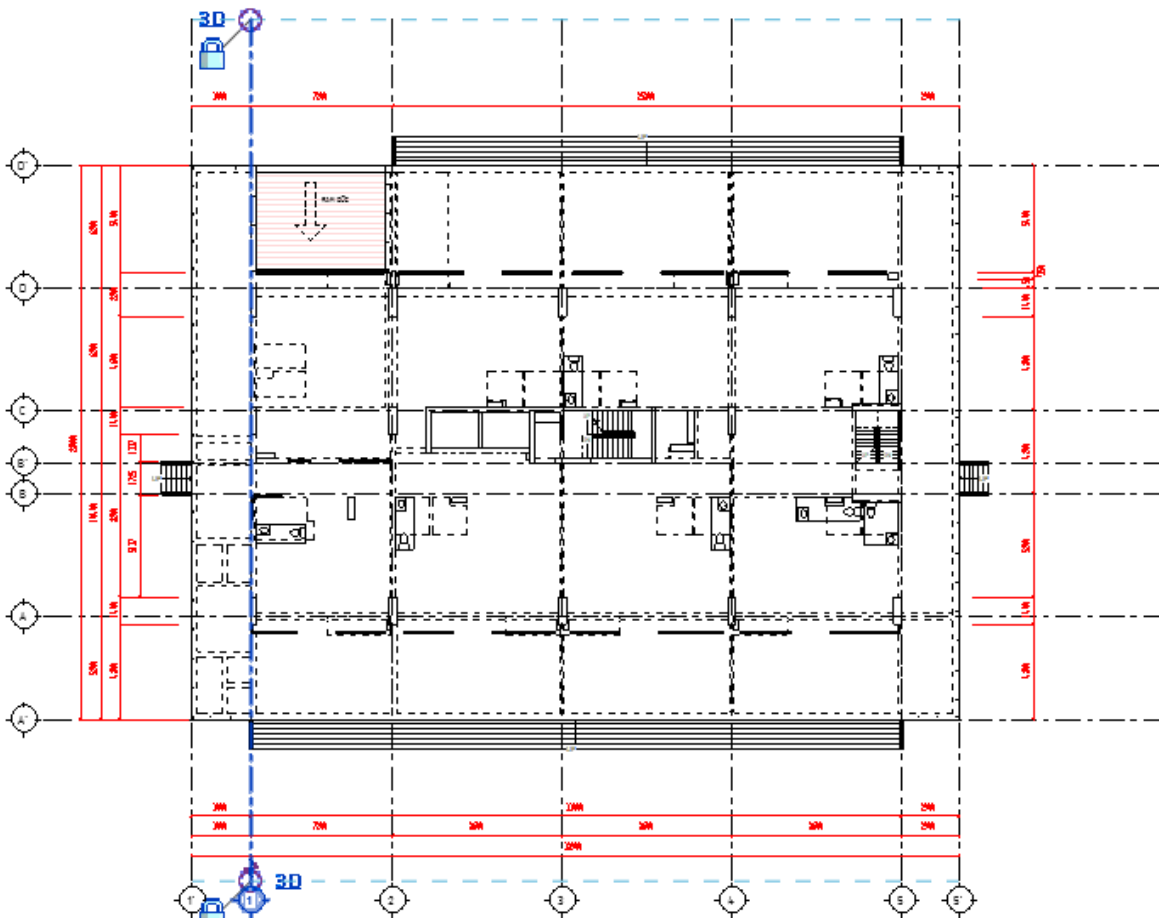
Hình 1-4: Phối cảnh công trình



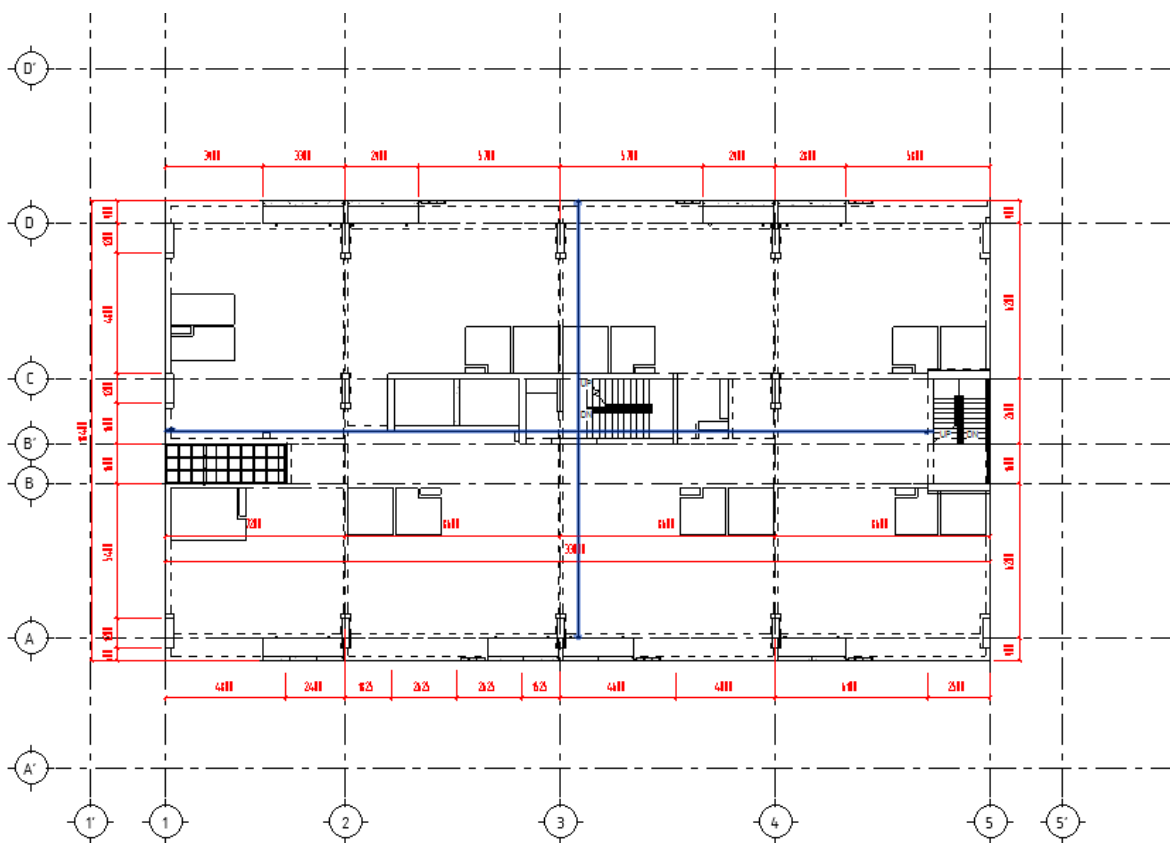
Hình 1-5: Mặt bằng tầng hầm 2



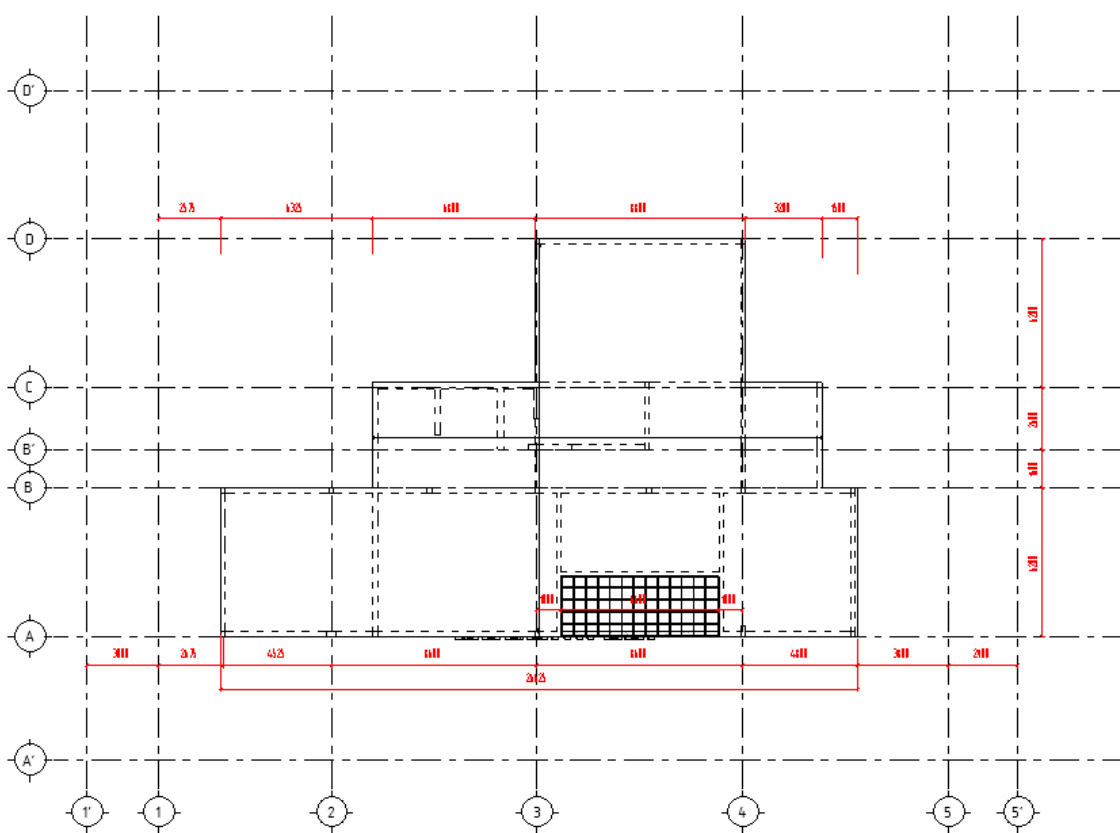
Hình 1-6: Mặt bằng tầng hầm 1



Hình 1-7: Mặt bằng tầng trệt



Hình 1-8: Mặt bằng tầng điển hình



Hình 1-9: Mặt bằng tầng mái

1.3.2. Mặt bằng phối cảnh



CĂN HỘ A

Hình 1-10: Căn hộ 1 phòng ngủ A tầng điển hình.



CĂN HỘ B1'

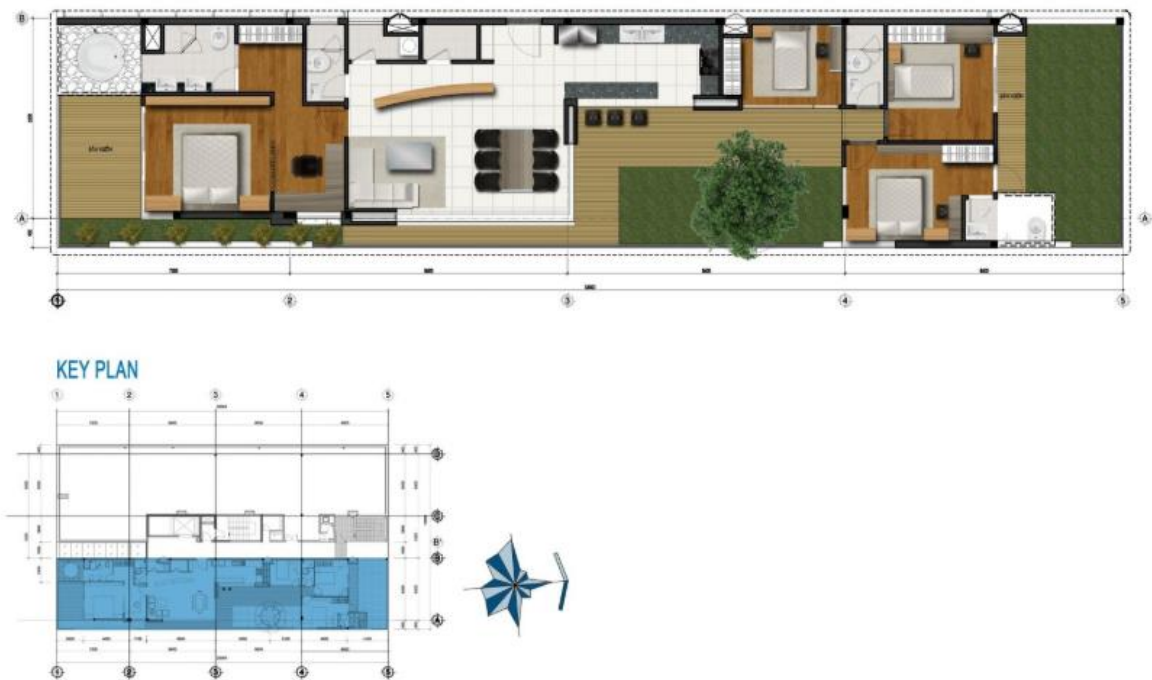
Hình 1-11: Căn hộ 2 phòng ngủ B1' tầng điển hình.



CĂN HỘ B4

Hình 1-12: Căn hộ 2 phòng ngủ B4' tầng điển hình.

CĂN HỘ PENTHOUSE



Hình 1-13: Căn hộ PENHOUSE.

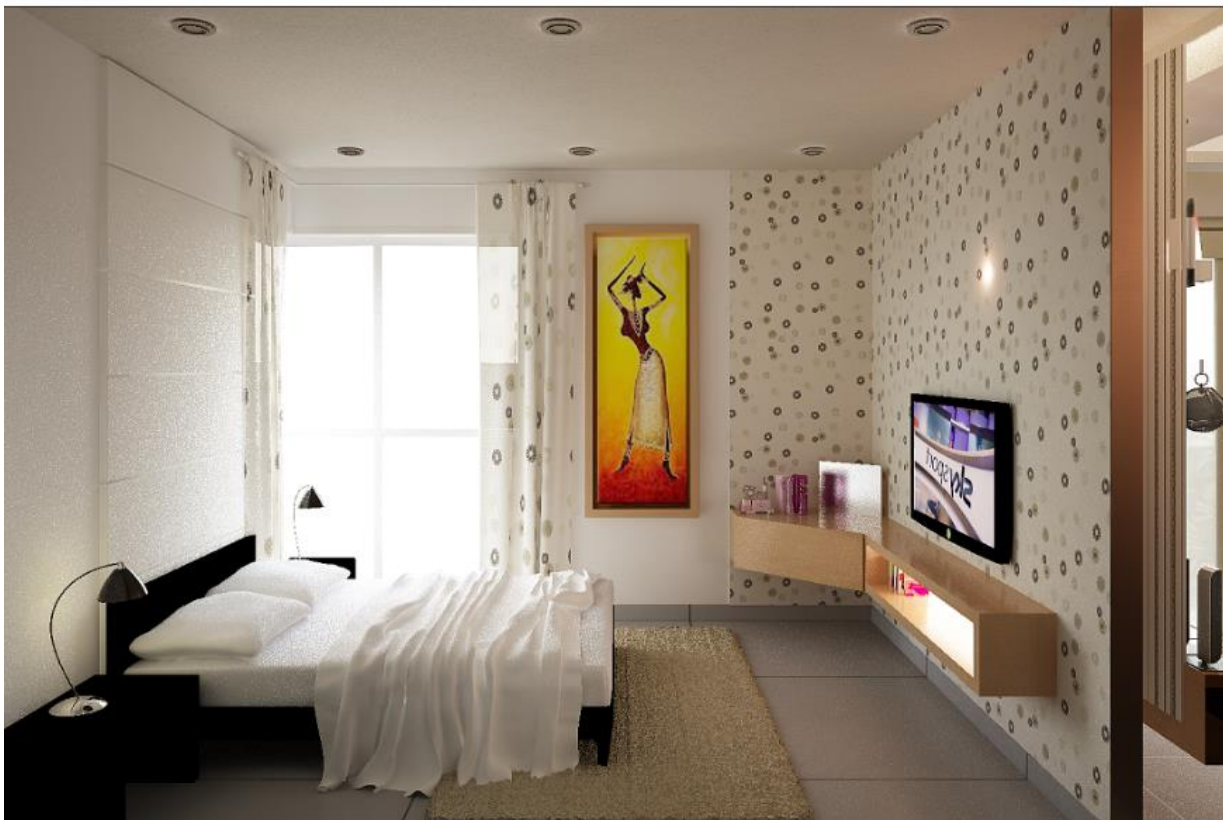
1.3.3. Phối cảnh nội thất căn hộ



Hình 1-14: Phòng khách căn hộ Carillon 3



Hình 1-15: Phòng ngủ căn hộ Carillon 3



Hình 1-16: Phòng ngủ căn hộ Carillon 3



Hình 1-17: Bếp và phòng ăn căn hộ Carillon 3



Hình 1-18: Toàn cảnh phòng ăn và phòng khách.

1.4. QUY MÔ DỰ ÁN

Bảng 1-1: Chỉ tiêu quy hoạch kiến trúc công trình

STT	Chỉ tiêu quy hoạch kiến trúc	Chỉ tiêu
1	Diện tích khu đất xây dựng dự án	1312m ²
2	Diện tích chiếm đất xây dựng	582.5m ²
3	Mật độ xây dựng	44.4%
4	Số hầm	2 – 2000m ²
5	Số căn hộ	98 Căn hộ 5 Shophouse 1 Căn hộ áp mái (Penhouse)

Cư dân Carillon 3 sẽ thoải mái tận hưởng không chỉ không gian sống mà còn được bảo vệ bởi hệ thống an ninh thông minh, quản lý toàn bộ từ bên trong ngôi nhà đến bên ngoài khu vực – cả về phòng chống tội phạm, thiên tai hay cháy nổ. Dù là ở tầng nào, căn hộ nào trong 2 block nhà của căn hộ Carillon 3, các cư dân đều nhận được đường truyền tốt nhất của truyền hình cáp, ADSL tốc độ cao.

1.5. ĐÁNH GIÁ ĐIỀU KIỆN TỰ NHIÊN

1.5.1. NHIỆT ĐỘ

Nhiệt độ không khí ảnh hưởng trực tiếp đến quá trình chuyển hóa và phát tán các chất ô nhiễm trong khí quyển. Nhiệt độ không khí càng cao thì tốc độ các phản ứng hóa học xảy ra càng nhanh và thời gian lưu tồn các chất ô nhiễm càng nhỏ. Sự biến thiên giá trị nhiệt độ sẽ ảnh hưởng đến quá trình phát tán bụi và khí thải, đến quá trình trao đổi nhiệt của cơ thể và sức khỏe người lao động.

1.5.2. ĐỘ ẨM

Độ ẩm không khí lớn tạo điều kiện cho các vi sinh vật phát tán vào không khí phát triển nhanh chóng, lan truyền và chuyển hóa các chất ô nhiễm trong không khí gây ô nhiễm môi trường và là yếu tố vi khí hậu ảnh hưởng đến sức khỏe. 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%.

1.5.3. CHẾ ĐỘ MƯA

Có 2 mùa rõ rệt trong năm: mùa mưa bắt đầu từ tháng 5 đến tháng 10 và mùa khô bắt đầu từ tháng 11 đến tháng 4 năm sau. Lượng mưa cao, bình quân/năm 1.949 mm. 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.

1.5.4. CHẾ ĐỘ GIÓ

Chế độ gió góp phần quan trọng trong quá trình phát tán và lan truyền các chất ô nhiễm trong khí quyển, vận tốc gió càng lớn thì khả năng lan truyền bụi và các chất ô nhiễm càng xa, vì vậy làm gia tăng khả năng pha loãng các chất ô nhiễm trong khí. Thành phố Hồ Chí Minh có 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 3,7m

1.6. GIẢI PHÁP KỸ THUẬT

1.6.1. Giải pháp kiến trúc:

Hệ thống điện:

Cung cấp cho công trình nhận từ hệ thống điện chung của mạng lưới công trình thông qua phòng máy điện. Toàn bộ đường dây điện được dẫn đi toàn bộ công trình thông qua mạng lưới điện nội bộ đi âm tường (được tiến hành trong lúc thi công). Hệ thống cáp điện chính được đi trong hộp kỹ thuật luôn trong gain điện đảm bảo không bị ẩm ướt và dễ dàng sửa chữa. Ngoài ra còn có máy phát điện dự phòng được đặt dưới tầng hầm để phát cho công trình phòng sự cố mất điện.

Hệ thống nước:

Công trình sử dụng nguồn nước được lấy từ hệ thống cấp nước của TP.Hồ Chí Minh chứa nước ở tầng hầm. Hệ thống bơm nước cho công trình được thiết kế tự động hoàn toàn để đảm bảo nước đủ để cung cấp cho sinh hoạt và phòng cháy chữa cháy. Nước thải được bố trí tại tầng hầm 2 của công trình và đẩy vào hệ thống thoát nước chung của khu vực.

Hệ thống chiếu sáng:

Được thiết kế riêng từng khu tùy thuộc vào chức năng riêng của các khu, bố trí hài hòa phù hợp với kiến trúc của các khu khác nhau. Đa số các tầng đều được chiếu sáng tự nhiên thông qua các giếng trời, cửa kính,... Hạn chế sử dụng các loại đèn dây tóc nung nóng. Riêng khu vực bên ngoài chung cư sử dụng đèn cao áp halogen hoặc sodium loại chống thấm.

Hệ thống thông gió:

Công trình nằm trong trung tâm thành phố, bị hạn chế nhiều bởi các công trình bên cạnh nên diện tích trồng cây xanh xung quanh chung cư tăng cường, thuận lợi cho việc đón gió, tạo môi trường xanh mát mẻ cho dân cư tại đây. Ngoài ra chung cư sẽ được trang bị hệ thống điều hòa nhiệt độ giúp hệ thống thông gió công trình được thuận lợi và tốt hơn.

Hệ thống phòng cháy chữa cháy và thoát hiểm:

Công trình được làm bằng bê tông cốt thép, bố trí tường ngăn bằng gạch rỗng vừa cách âm và cách nhiệt.

Tại mỗi tầng đều được bố trí hệ thống báo cháy, các bình CO₂,... Các hệ thống phòng cháy chữa cháy được bố trí theo đúng **TCVN 2622 – 1995**.

Bên hông của công trình được có thang thoát hiểm, bên còn lại được bố trí sao cho các phương tiện thuận lợi trong trường hợp cần sự hỗ trợ bên ngoài.

Hệ thống chống sét:

Tại đỉnh công trình được sử dụng kim chống sét ở tầng mái và hệ thống truyền sét xuống đất

Hệ thống rác thải sinh hoạt:

Tại các tầng đều có phòng thu gom rác, rác được tập kết cùng một chỗ tại tầng hầm và sẽ có bộ phận vận chuyển rác ra bên ngoài.

1.6.2. Giải pháp kết cấu

Chọn kết cấu theo phương đứng:

Kết cấu theo phương đứng có vai trò rất quan trọng trong công trình, đối với công trình Carillon 3 là 1 chung cư kết hợp khu tiện ích ở tầng trệt nên giải pháp kết cấu theo phương đứng phải đảm bảo về yếu tố thẩm mỹ.

Mặt bằng công trình có kích thước là hình chữ nhật nên ta bố trí các vách lõi thang máy nằm ở trọng tâm của tòa nhà nhằm giảm độ xoắn của công trình, hệ vách cứng bố

trí theo phương ngược lại với tòa nhà nhằm lợi dụng được độ cứng của phương cứng hơn ở vách đối với phương tòa nhà.

Chọn kết cấu theo phương ngang (dầm, sàn):

Đối với công trình Carillon 3 có khoảng cách nhịp nhà lớn nhất là 8.6m nên sinh viên chọn phương án sàn dầm truyền thống.

Phương án sàn dầm truyền thống có các thuận lợi là tiết diện sàn không quá lớn => Đảm bảo được độ thông thủy giữa các tầng.

Vị trí dầm phần lớn được bố trí trên tường xây nên có thể che được khuyết điểm lộ dầm.

Lựa chọn kết cấu phần ngầm:

Móng là cấu kiện chịu toàn bộ tải trọng của công trình phía trên nên ta phải lựa chọn phương án móng tối ưu nhất.

Đáy tầng hầm 2 nằm ở lớp cát pha, trạng thái dẻo nên phương án móng nông trên nền đất tự nhiên là không khả thi.

Có rất nhiều phương án móng sâu như móng cọc ép, móng cọc khoan nhồi, cọc ly tâm ứng suất trước,... Ở nội dung luận văn này, sinh viên chọn 2 phương án là móng cọc ép bê tông cốt thép và móng cọc khoan nhồi.

PHẦN 2

KẾT CẤU

CÔNG TRÌNH

CHƯƠNG 2. THÔNG SỐ ĐẦU VÀO & CHỌN SƠ BỘ KÍCH THƯỚC CÁC CẤU KIỆN

2.1. THÔNG SỐ ĐẦU VÀO

Công trình gồm: 14 tầng nổi, 2 tầng hầm.

Chiều cao các tầng

✚ Tầng hầm 2:	+ 3.8m.
✚ Tầng hầm 1:	+ 3.4m.
✚ Tầng 1:	+3.6m.
✚ Tầng 2 đến tầng 12:	+3.3m.
✚ Tầng penhouse:	+3.6m.
✚ Công trình mái bằng.	
✚ Tường xây ngăn giữa các căn hộ:	20cm.
✚ Tường xây ngăn giữa các phòng trong căn hộ:	10cm.
✚ Hệ số vượt tải của tĩnh tải:	1.1.
✚ Hệ số vượt tải của hoạt tải đứng:	1.2.
✚ Địa điểm xây dựng công trình:	Tp. Hồ Chí Minh.

Bảng 2-1: Bê tông:

Cấp độ bền	R_b (MPa)	R_{bt} (MPa)	E_b (MPa)	$R_{b,ser}$ (MPa)	$R_{bt,ser}$ (MPa)
B30	18	1.2	32500	22	1.8

✚ $R_b, R_{b,ser}$ – cường độ chịu *nén* tính toán dọc trục của bê tông ứng với các trạng thái giới hạn thứ nhất và thứ hai.

✚ $R_{bt}, R_{bt,ser}$ – cường độ chịu *kéo* tính toán dọc trục của bê tông ứng với các trạng thái giới hạn thứ nhất và thứ hai.

✚ E_b – module đàn hồi của bê tông.

Bảng 2-2: Thép:

Nhóm thép	R_s (MPa)	R_{sw} (MPa)	R_{sc} (MPa)	E (MPa)
AI ($\square < 10\text{mm}$)	225	175	225	210000
AIII ($\square \geq 10\text{mm}$)	365	290	365	200000

✚ R_s – cường độ chịu kéo của cốt thép dọc.

- ✚ R_{sw} – cường độ chịu kéo của cốt thép ngang (cốt thép đai, cốt thép xiên).
- ✚ R_{sc} – cường độ chịu nén của thép.
- ✚ E – module đàn hồi của thép

2.2. CHỌN SƠ BỘ KÍCH THƯỚC

Với ưu điểm sơ đồ tính đơn giản, tiết kiệm được vật liệu và giá thành lại rẻ nên sàn có dầm là loại sàn truyền thống được sử dụng nhiều trong các công trình.

Do yêu cầu của kiến trúc nên sàn hạn chế bố trí dầm phụ chia nhỏ ô sàn, những trong tính độ võng của sàn, dầm không được lớn hơn độ võng cho phép.

Đảm bảo các giả thuyết sàn tuyệt đối cứng trong mặt phẳng. Độ cứng của mặt phẳng sàn phải đủ lớn để khi truyền tải trọng ngang vào dầm, cột..... giúp chuyển vị ở các đầu cột là như nhau.

2.2.1. Sàn

Chọn sơ bộ chiều dày ô bản theo công thức sau:

$$h_b = \frac{D}{m} l \geq h_b \text{ min}$$

Trong đó: $D = 0.8 \sim 1.4$ phụ thuộc vào tải trọng.

$m = 30 \sim 35$ cho bản loại dầm với l là nhịp bản.

$m = 40 \sim 45$ cho bản kê bốn cạnh với l là nhịp bản theo phương cạnh ngắn.

Theo mục 8.2.2 TCVN 5574:2012: chiều dày bản sàn toàn khối được lấy không nhỏ hơn:

Đối với **sàn mái**:..... **40 mm**

Đối với **sàn nhà** ở và công trình công cộng: **50 mm**

Do trong mặt bằng sàn tầng điển hình, sàn chủ yếu làm việc theo 2 phương dạng bản kê bốn cạnh, vì vậy chọn các hệ số như sau:

$D = 1$ (Hoạt tải tiêu chuẩn nhỏ)

$m = 40$ (Bản kê 4 cạnh)

Chọn sơ bộ: Chọn ô sàn điển hình có kích thước 6.5×8.6 (m)

$$\Rightarrow h_b = \left(\frac{1}{40} \div \frac{1}{45}\right) \times 6500 = 144 \sim 163(\text{mm})$$

Chọn $h_b=150\text{mm}$

2.2.2. Dầm

Tiết diện dầm được chọn giống nhau cho các tầng, kích thước tiết diện dầm được chọn sơ bộ theo:

Chiều cao dầm: sử dụng công thức

$$h = \frac{l}{m}$$

Trong đó:

L : chiều dài nhịp dầm.

m = 12 - 20 khi tải trọng nhỏ hoặc trung bình (dầm sàn)

m = 8 - 12 khi tải trọng lớn (dầm khung)

m = 5 - 8 đối với dầm console, các nút thừa trong dầm liên tục.

Bề rộng dầm: $b = (\frac{1}{4} \div \frac{1}{2})h$

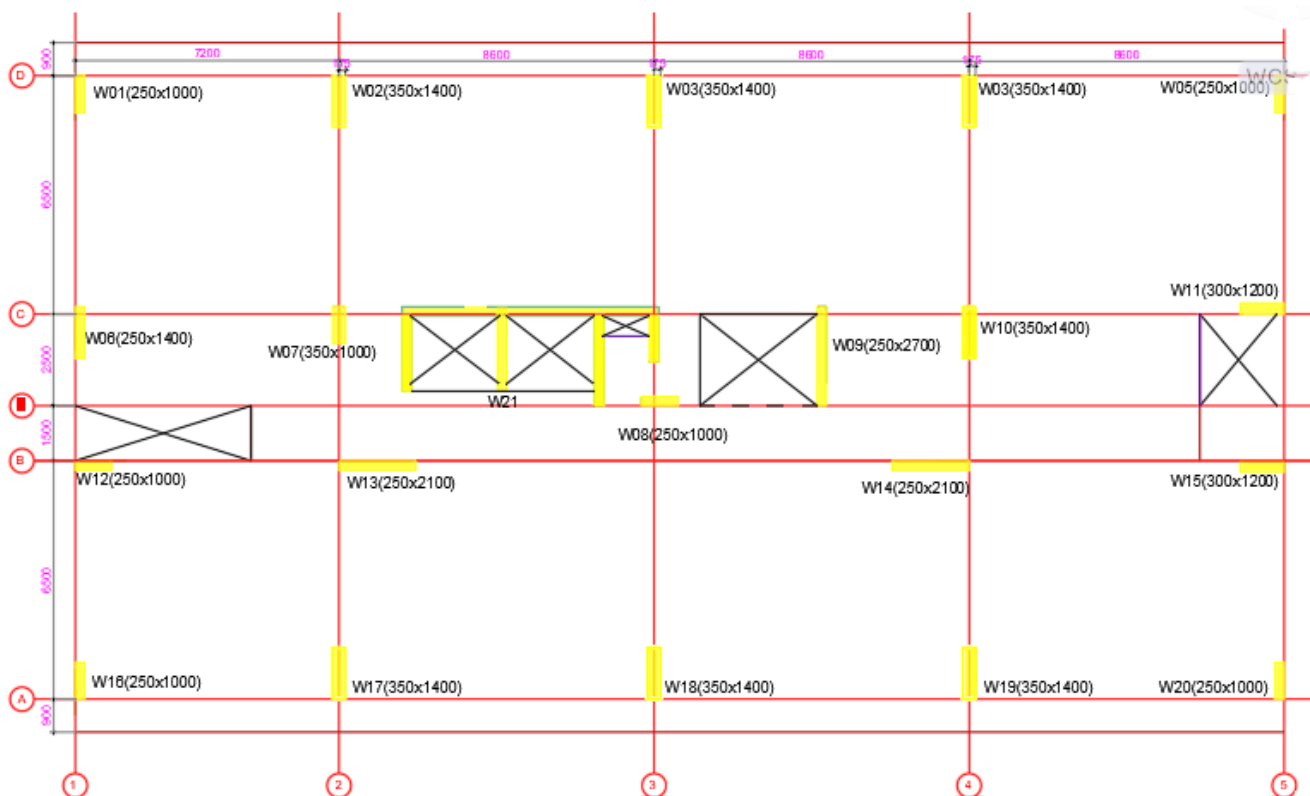
Chọn sơ bộ:

- Theo phương X: $h = \frac{8600}{8 \div 12} = 716 \sim 1075(mm)$, để đảm bảo chiều cao thông

thủy cũng như tiện cho việc tính toán, ta chọn h= 700mm, b= 300mm

- Theo phương Y: $h = \frac{6500}{8 \div 12} = 541 \sim 813(mm)$, Chọn h= 600mm, b= 250mm

2.2.3. Vách



Hình 2-1: Mặt bằng kết cấu vách

Chiều dày vách tối thiểu chọn theo TCXDVN 198-1997:

$$b \geq \begin{cases} \frac{h_t}{20} = \frac{3.1}{20} = 0.155 \text{ m} \\ 0.2 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow b \geq 200\text{mm}$$

Đối với vách lõi cứng bố trí giữa nhà gần trùng với tâm khối lượng của toàn bộ công trình, chọn vách có chiều dày 250 mm.

Đối với các vách còn lại, chọn chiều dày vách như sau:

- Hai tầng hầm 350 mm.
- Các tầng còn lại 350mm.

Ta chọn tiết diện chiều dài vách sơ bộ dựa trên diện truyền tải. Các bước xác định như sau:

Xác định diện truyền tải F (m²).

Lấy sơ bộ tổng tải trọng trên 1 diện truyền tải của cột/vách nhà cao tầng từ 18 – 20 kN/m² (đã bao gồm việc xét hệ số ảnh hưởng của tải trọng ngang) để tính toán sơ bộ tiết diện cột/vách, chọn Q = 18 kN/m².

Số tầng bên trên tiết diện vách đang xét là n.

Lực nén F tác dụng lên vách $F = qnA$ (kN)

Cường độ chịu nén của bê tông $R_b = 14.5$ MPa

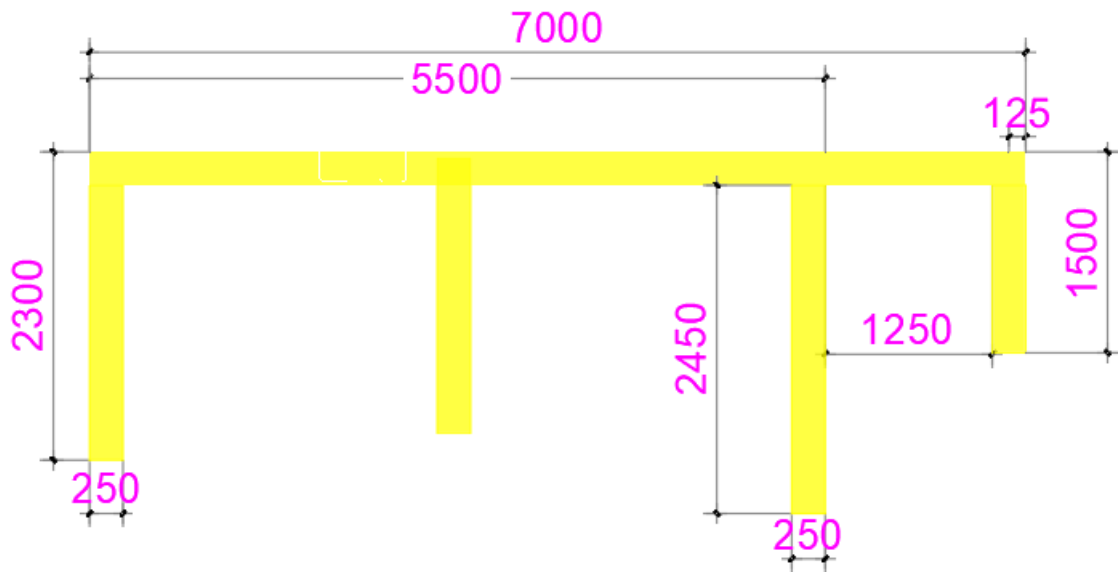
Tiết diện sơ bộ lấy theo công thức:

$$A > \frac{F}{R_b}$$

Bảng 2-3: Các loại tiết diện vách

Vách	chiều dài ô sàn tác dụng (m)	chiều rộng ô sàn tác dụng (m)	diện tích ô sàn tác dụng (m ²)	tải trọng q (kN/m ²)	số tầng	R _b	A _s	b (m)	h _{tt} (m)	h _{chọn} (m)
W01	3.6	3.5	12.6	18	13	14500	0.2033379	0.25	0.813352	1
W02	7.9	3.5	27.65	18	13	14500	0.4462138	0.35	1.274897	1.4
W03	8.6	3.5	30.1	18	13	14500	0.4857517	0.35	1.387862	1.4
W04	8.6	3.5	30.1	18	13	14500	0.4857517	0.35	1.387862	1.4
W05	4.3	3.5	15.05	18	13	14500	0.2428759	0.25	0.971503	1
W06	3.6	5.25	18.9	18	13	14500	0.3050069	0.25	1.220028	1.4
W07	4	5.25	21	18	13	14500	0.3388966	0.35	0.968276	1
W08	3	4.75	14.25	18	13	14500	0.2299655	0.25	0.919862	1
W09	4.3	8	34.4	18	13	14500	0.5551448	0.25	2.220579	2.7
W10	5.7	5	28.5	18	13	14500	0.459931	0.35	1.314089	1.4
W11	4.3	5	21.5	18	13	14500	0.3469655	0.25	1.387862	1.4
W12	3.6	3.5	12.6	18	13	14500	0.2033379	0.25	0.813352	1
W13	7.9	4	31.6	18	13	14500	0.5099586	0.25	2.039834	2.1
W14	7.9	4	31.6	18	13	14500	0.5099586	0.25	2.039834	2.1
W15	4.3	5	21.5	18	13	14500	0.3469655	0.25	1.387862	1.4
W16	3.6	3.5	12.6	18	13	14500	0.2033379	0.25	0.813352	1
W17	7.9	3.5	27.65	18	13	14500	0.4462138	0.35	1.274897	1.4
W18	8.6	3.5	30.1	18	13	14500	0.4857517	0.35	1.387862	1.4
W19	8.6	3.5	30.1	18	13	14500	0.4857517	0.35	1.387862	1.4
W20	4.3	3.5	15.05	18	13	14500	0.2428759	0.25	0.971503	1

- Lõi có chiều dày 250mm trải khắp tất cả các tầng



Hình 2-2: Tiết diện lõi cứng

➤ **Ghi chú:**

- Do tiết diện vách không thể giảm đột ngột gây ở hưởng đến độ cứng và vách quá bé sẽ làm giảm moment gối, tăng moment nhịp, gây võng lớn cho sàn nên các tầng trên tiết diện vách chọn lớn hơn khá nhiều so với tính toán.

- Các 1 số vách diện truyền tải bé hơn nhưng vẫn giữ khá lớn là do:

Nằm tại biên, vách có tiết diện lớn giúp chống xoắn tốt hơn.

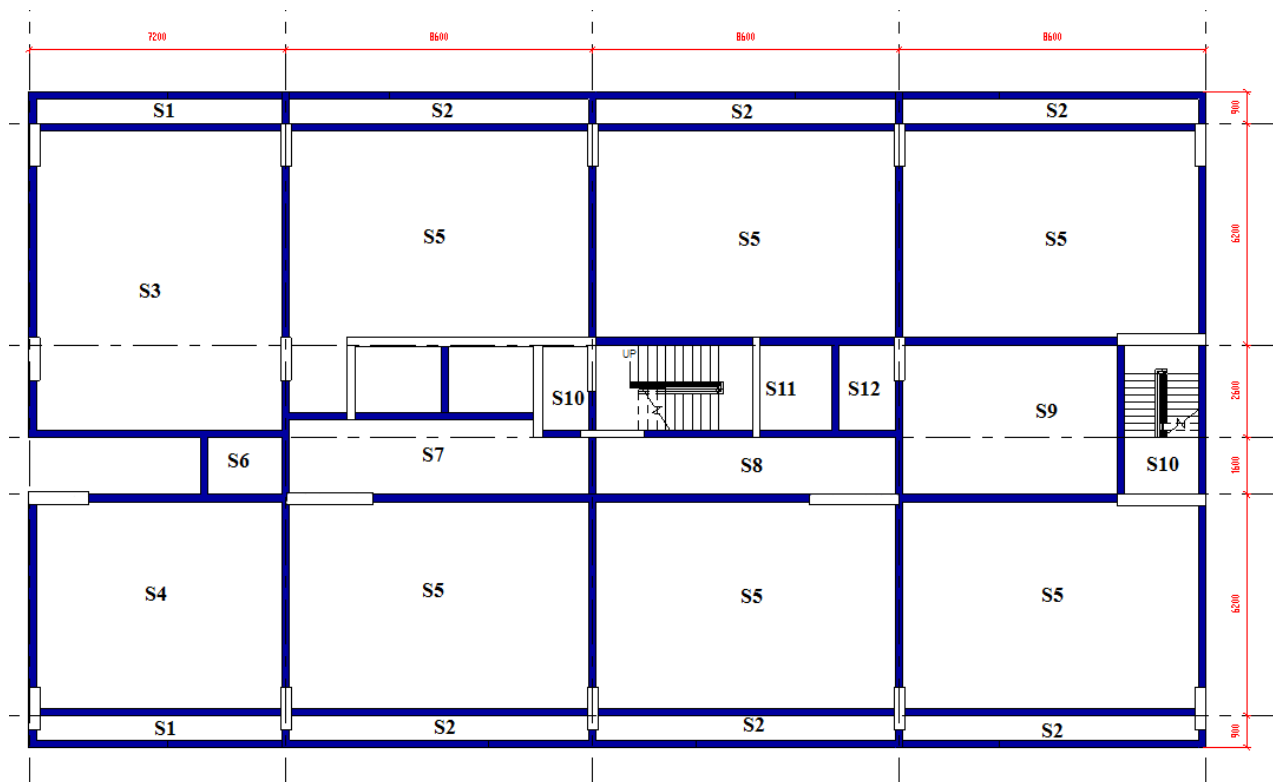
Yêu cầu về cấu tạo tại các vị trí khoét sâu vào công trình.

Khu vực bản thang.

CHƯƠNG 3. TẢI TRỌNG & TÁC ĐỘNG

3.1. TÍNH TẢI & HOẠT TẢI TÁC ĐỘNG LÊN SÀN

3.1.1. Phân chia ô sàn

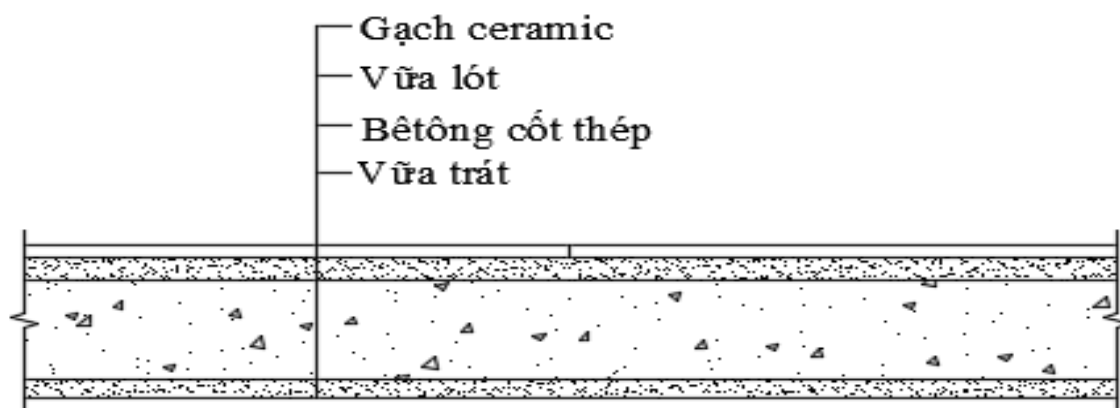


Hình 3-1: Phân chia loại ô bản sàn

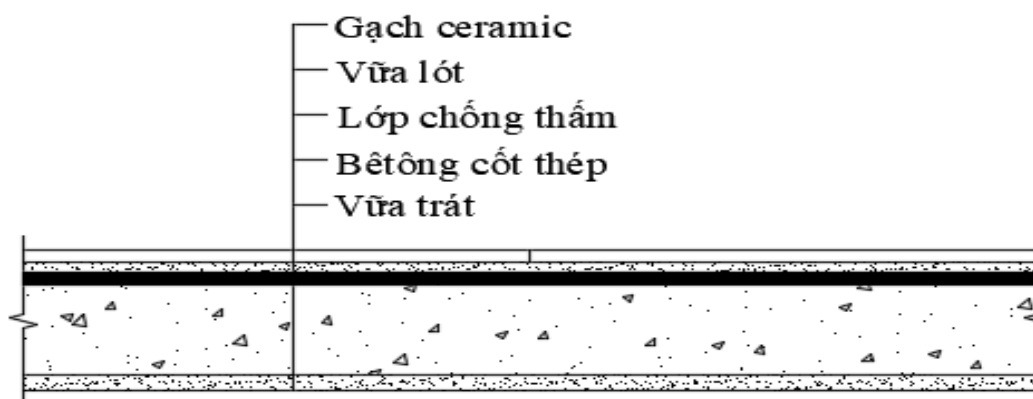
3.1.2. Tính tải tác động lên sàn

Xác định trọng lượng bản thân các lớp cấu tạo sàn: $g_s = \sum(y_{f,i} \times \gamma_i \times o_i)$.

Cấu tạo các lớp trong sàn thường như sau:



Hình 3-2: Cấu tạo các lớp sàn thông thường



Hình 3-3: Cấu tạo các lớp sàn nhà vệ sinh, lô gia

Các giá trị tính toán tĩnh tải được tổng hợp vào bảng sau:

Bảng 3-1: Tải trọng tác dụng lên sàn thường

Lớp cấu tạo	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Hệ số vượt tải	Tải tiêu chuẩn	Tải tính toán
	γ_i (kN/m ³)	δ_i (mm)	n_i	g_s^c (kN/m ²)	g_s (kN/m ²)
Gạch ceramic	20	8	1,2	0.16	0.192
Vữa lót	18	20	1,2	0.36	0.432
BTCT	25	150	1,1	3.75	4.125
Vữa trát	18	20	1,2	0.36	0.432
TỔNG CỘNG				4.63	5.181

Bảng 3-2: Tải trọng tác dụng lên sàn khu vệ sinh

Lớp cấu tạo	Trọng lượng riêng	Chiều dày	Hệ số vượt tải	Tải tiêu chuẩn	Tải tính toán
	γ_i (kN/m ³)	δ_i (mm)	n_i	g_s^c (kN/m ²)	g_s (kN/m ²)
Gạch ceramic	20	8	1,2	0.16	0.192
Chống thấm	22	5	1.3	0.11	0.143
Vữa lót	18	20	1,2	0.36	0.432
BTCT	25	100	1,1	2.5	2.75
Vữa trát	18	20	1,2	0.36	0.432
TỔNG CỘNG				3.5	3.95

3.1.3. Tải tường

Tải trọng tường trực tiếp đặt lên sàn, khi đó ta quy đổi tải trọng tường phân bố đều lên sàn có ường. Tải trọng tính toán tường tác dụng lên sàn phân bố theo chiều dài:

✚ Tường dày **100mm**: $p_t^{tt} = n \times h_t \times b_t \times \gamma_t = 1.2 \times 2.95 \times 0.1 \times 18 = 6.372kN/m$

✚ Tường dày **200mm**: $p_t^{tt} = n \times h_t \times b_t \times \gamma_t = 1.2 \times 2.5 \times 0.2 \times 18 = 10.8kN/m$

Trong đó:

✚ $h_t = 3.3 - 0.15 = 3.15$ (m) là chiều cao tường 100mm

✚ $h_t = 3.3 - 0.7 = 2.6$ (m) là chiều cao tường 200mm

b_t : Bề rộng của tường (m)

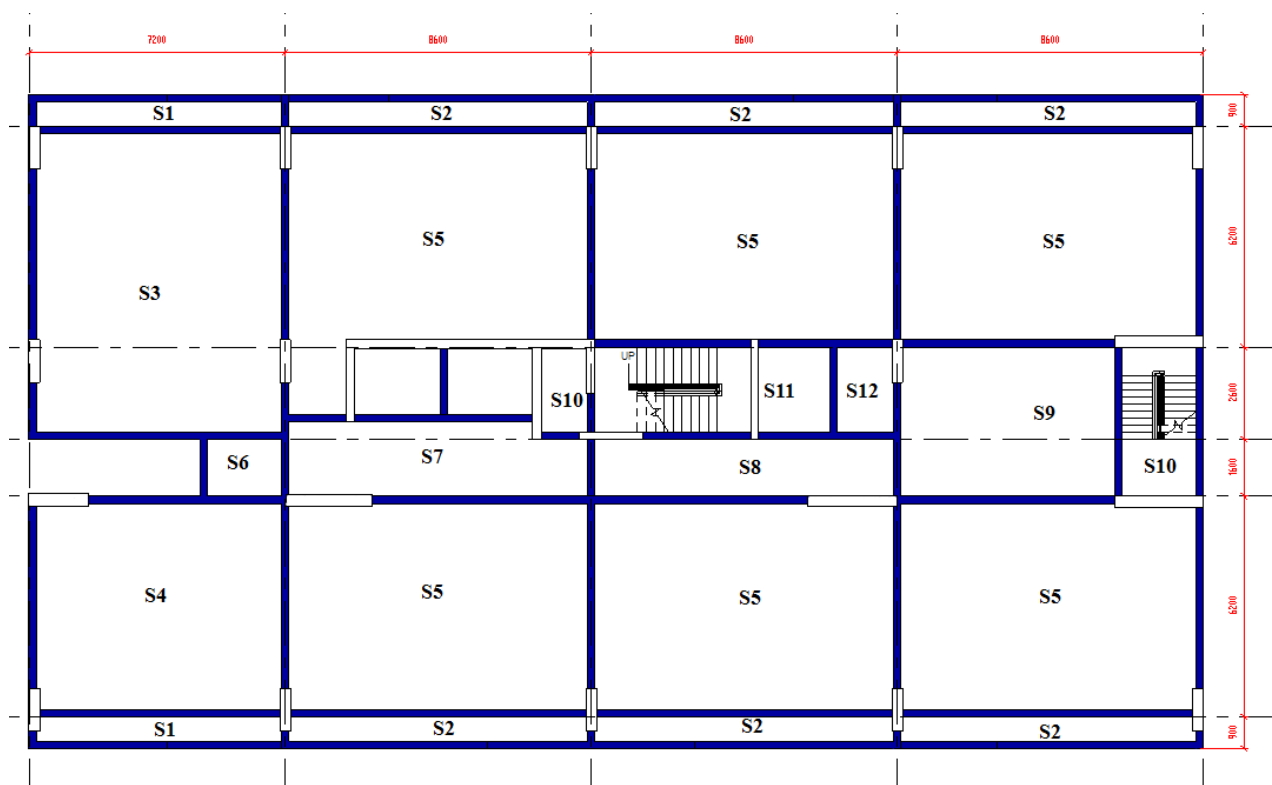
Tải trọng tính toán tường quy ra tải phân bố đều trên sàn :

$$g_t = \frac{p_t^{tt} \times l_t}{S}$$

l_t : Chiều dài tường

S : Diện tích ô sàn

3.1.4. Hoạt tải tác động lên sàn



Hình 3-4: Phân chia loại ô bản sàn

Dựa vào công năng của các ô sàn, ta tra theo **bảng 3 TCVN 2737:1995** có ptc của từng ô sàn sau đó nhân hệ số giảm tải

$$\text{Hệ số giảm tải: } \psi = 0.4 + \frac{0.6}{\sqrt{\frac{A}{9}}}$$

Với A: diện tích chịu tải > 9 m² Theo TCVN 2737:1995

Bảng 3-3: Bảng tổng hợp giá trị hoạt tải của từng ô sàn

Ô sàn	Kích thước			Công năng	Hệ số giảm tải	Hoạt tải toàn phần		Hoạt tải dài hạn	
	L1	L2	S			Tính toán	Tiêu chuẩn	Tính toán	Tiêu chuẩn
S1	7.2	0.9	6.48	Ban công	1	4.8	4	1.68	1.4
S2	8.6	0.9	7.74	Ban công	1	4.8	4	1.68	1.4
S3	7.2	8.8	63.36	Phòng khách	0.6	2.4	2.0	0.84	0.7
S4	7.2	6.2	44.64	Phòng khách	0.7	2.7	2.2	0.84	0.7
S5	8.6	6.2	53.32	Phòng khách	0.6	2.7	2.2	0.84	0.7
S6	2.3	1.8	4.14	Hành lang	1.0	3.6	3	1.2	1
S7	8.6	2.3	19.78	Hành lang	0.8	3.8	3.2	1.2	1
S8	8.6	1.6	13.76	Hành lang	0.9	4.4	3.6	1.2	1
S9	6.1	4.4	26.84	Hành lang	0.7	3.0	2.5	1.2	1
S10	1.4	2.5	3.5	Hành lang	1.0	3.6	3	1.2	1
S11	2.4	2.6	6.24	Kho	1.0	4.8	4	1.68	1.4
S12	1.7	2.6	4.42	Kho	1.0	4.8	4	1.68	1.4
	M ²	M ²	M ²			kN/ M2	kN/ M ²	kN/ M ²	kN/ M ²

3.1.5. Tổng hợp các tải trọng tác dụng lên sàn

Bảng 3-4: Bảng tổng hợp tải trọng tác động lên sàn tầng điển hình

Ô sàn	Tổng tĩnh tải		Hoạt tải toàn phần		Tổng tải	
	Tính toán	Tiêu chuẩn	Tính toán	Tiêu chuẩn	Tính toán	Tiêu chuẩn
S1	6.9	6.0	4.8	4.0	11.7	10.0
S2	6.9	6.0	4.8	4.0	11.7	10.0
S3	6.0	5.3	1.5	1.3	7.5	6.6
S4	6.0	5.3	1.6	1.3	7.6	6.7
S5	6.0	5.3	1.6	1.3	7.6	6.6

S6	6.4	5.6	3.6	3.0	10.0	8.6
S7	6.4	5.6	1.9	1.6	8.3	7.2
S8	6.4	5.6	2.1	1.8	8.5	7.4
S9	6.4	5.6	1.8	1.5	8.2	7.1
S10	6.4	5.6	3.6	3.0	10.0	8.6
S11	6.9	6.0	4.8	4.0	11.7	10.0
S12	6.9	6.0	4.8	4.0	11.7	10.0
	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)

3.2. Tải trọng theo phương ngang

3.2.1. Tải gió tĩnh:

Tải trọng gió tĩnh được tính toán theo **TCVN 2737-1995** như sau :

Giá trị áp lực gió tĩnh tính toán tại cao độ Z.

$$W = w_o \times c \times k \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

Trong đó :

W_0 - giá trị của áp lực gió lấy theo bản đồ phân vùng, công trình đang xây dựng thuộc vùng IIA, lấy $W_0 = 0.83\text{kN/m}^2$.

K - hệ số tính đến sự thay đổi của áp lực gió theo độ cao, lấy theo **bảng 5 TCVN 2737-1995**

c - là hệ số khí động, $c = 0.8 + 0.6 = 1.4$ (mặt đón gió $c = +0.8$, mặt hút gió $c = -0.6$).

Tổng áp lực gió phân bố đều tác dụng theo 1 phương công trình.

$$W_t = W_d + W_h$$

Áp lực gió tĩnh quy về lực tập trung tác dụng vào tâm hình học sàn theo 1 phương.

$$F = n \times W_t \times h \times l$$

Trong đó :

✚ $n = 1.2$ - là hệ số tin cậy đối với tải trọng gió

✚ h - chiều cao tầng

✚ l - chiều dài nhà theo 1 phương

CHƯƠNG 2: THÔNG SỐ ĐẦU VÀO & CHỌN SƠ BỘ KÍCH THƯỚC CẤU KIỆN

Bảng 3-5: Bảng giá trị gió tính theo phương X, Y

Tầng	htầng (m)	Zi (m)	K(zi)	Witc (kN/m ²)	B _x (m)	B _y (m)	W _{ixtc} (kN)	W _{iytc} (kN)	W _{ixtt} (kN)	W _{iytt} (kN)
MÁI	2.4	50.6	1.4744511	1.713	26.6	17	136.722	87.379	164.067	104.855
Tầng 16	3.6	48.2	1.4644546	1.702	33	18.4	188.123	104.893	225.747	125.871
Tầng 15	3.1	45.1	1.4508885	1.686	33	18.4	172.471	96.166	206.965	115.399
Tầng 14	3.1	42	1.4364953	1.669	33	18.4	170.760	95.212	204.912	114.254
Tầng 13	3.1	38.9	1.4211577	1.651	33	18.4	168.937	94.195	202.724	113.034
Tầng 12	3.1	35.8	1.4047303	1.632	33	18.4	166.984	93.106	200.381	111.727
Tầng 11	3.1	32.7	1.3870305	1.612	33	18.4	164.880	91.933	197.856	110.320
Tầng 10	3.1	29.6	1.3678238	1.589	33	18.4	162.597	90.660	195.116	108.792
Tầng 9	3.1	26.5	1.346802	1.565	33	18.4	160.098	89.267	192.117	107.120
Tầng 8	3.1	23.4	1.3235475	1.538	33	18.4	157.334	87.725	188.800	105.270
Tầng 7	3.1	20.3	1.2974743	1.508	33	18.4	154.234	85.997	185.081	103.197
Tầng 6	3.1	17.2	1.2677199	1.473	33	18.4	150.697	84.025	180.837	100.830
Tầng 5	3.1	14.1	1.2329345	1.433	33	18.4	146.562	81.719	175.875	98.063
Tầng 4	3.1	11	1.190815	1.384	33	18.4	141.555	78.928	169.866	94.713
Tầng 3	3.1	7.9	1.1368865	1.321	33	18.4	135.145	75.353	162.174	90.424
Tầng 2	3.1	4.8	1.0602862	1.232	33	18.4	136.203	75.944	163.444	91.132
Tầng 1	3.6	1.2	0.8732421	1.015	33	18.4	100.456	56.012	120.547	67.214

3.2.2. Tải gió động

Cơ sở lý thuyết tính toán gió động theo **TCVN 2737-1995**

Tùy vào mức độ nhạy cảm của công trình với tác dụng động lực của tải trọng gió mà thành phần động của tải trọng gió chỉ cần kể tác động do thành phần xung của vận tốc gió hoặc cả với lực quán tính của công trình. Mức độ nhạy cảm của công trình được đánh giá qua tương quan giữa giá trị các tầng số dao động riêng cơ bản của công trình đặc biệt là tầng số dao động riêng thứ nhất, với tầng số giới hạn f_L cho trong bảng dưới đây.

Bảng 3-6: Bảng tra f_L

Vùng áp lực gió	$f_L(\text{Hz})$	
	$\delta = 0.3$ (BTCT)	$\delta = 0.15$
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

Trường hợp 1 : Đối với công trình có $f_1 > f_L$

Thành phần động của tải gió chỉ cần kể đến xung của vận tốc gió, khi đó giá trị tiêu chuẩn W_{pj} thành phần động của áp lực gió tác dụng lên phần thứ j của công trình được xác định theo công thức :

$$W_{pj} = W_j \zeta_j \nu$$

Trong đó :

W_{pj} - áp lực, đơn vị tính toán (daN/m²) hoặc (KN/m²) tùy thuộc đơn vị W_j

W_j - áp lực gió tiêu chuẩn gió tĩnh tại cao độ Z

ζ_j - hệ số áp lực động của tải gió, ở độ cao ứng với phần thứ j của công trình

lấy theo bảng 8 trong TCVN 2737-1995

ν - hệ số tương quan không gian áp lực động của tải gió ứng với các dạng dao động khác nhau của công trình, không thứ nguyên : ν lấy bằng ν_1 . Nếu bề mặt công trình có dạng chữ nhật song song với các trục cơ bản hình bên dưới thì các giá trị ν_1 lấy

theo bản 10 TCVN 2737-1995, với các thông số ρ và χ xác định theo bảng 11 TCVN 2737-1995. Giá trị ν ứng với dạng dao động thứ 2 và thứ 3 lấy $\nu_2 = \nu_3 = 1$.

Lực gió tác dụng lên phần thứ của công trình :

$$W_{pj}^* = W_{pj} S_j \text{ (KN hoặc daN)}$$

S_j - diện tích mặt đoán gió tầng thứ j

Trường hợp 2 : Đối với công trình có tầng số dao động riêng s thỏa $f_s < f_L < f_{s+1}$ thì cần tính toán thành phần gió động của tải trọng gió với s dạng dao động đầu tiên.

Thành phần động của tải gió phải kể đến xung của vận tốc gió và lực quán tính của công trình. Khi đó số dạng dao động cần tính toán và giá trị tiêu chuẩn thành phần động của tải trọng gió $W_{p(ji)}$ tác động lên phần thứ j của công trình được xác định theo công thức.

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

Trong đó :

$W_{p(ji)}$ - lực, đơn vị tính KN hoặc daN tùy vào đơn vị W_{Fj}

M_j - khối lượng tập chung của phần công trình thứ j

y_{ji} - dịch chuyển ngang tỷ đối của trọng tâm phần công trình thứ j ứng với dạng dao động thứ i, không thứ nguyên

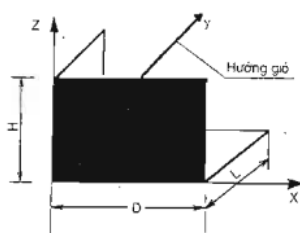
ψ_i - hệ số xác định bằng cách chia công trình thành n phần, trong phạm vi mỗi phần tải trọng gió có thể coi như không đổi.

$$\psi_i = \frac{\sum_{j=1}^n y_{ji} W_{Fj}}{\sum_{j=1}^n y_{ji}^2 M_j}$$

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

$$W_{Fj} = W_j \zeta_j S_j \nu_{ij}$$

ν_{ij} - Khi tính toán với dạng dao động thứ nhất lấy $\nu_{ij} = \nu_1$, còn đối với các dạng dao động còn lại lấy $\nu_{ij} = 1$



Hình 3-5 :Hệ tọa độ khi xác định hệ số tương quan không gian v_1 .

Giá trị v_1 được lấy theo **bảng 4, TCXD 229:1999**, phụ thuộc vào 2 tham số ρ và χ . Tra **bảng 5, TCXD 229:1999** để có được 2 thông số này (mặt ZOX), D và H được xác định như hình sau (mặt màu đen là mặt đón gió)

Bảng 3-7: Bảng tra hệ số v_1

$\rho(m)$	Hệ số v_1 khi χ bằng (m)						
	5	10	20	40	80	160	350
0.1	0.95	0.92	0.88	0.83	0.76	0.67	0.56
5	0.89	0.87	0.84	0.80	0.73	0.65	0.54
10	0.85	0.84	0.81	0.77	0.71	0.64	0.53
20	0.80	0.78	0.76	0.73	0.68	0.61	0.51
40	0.72	0.72	0.70	0.67	0.63	0.57	0.48
80	0.63	0.63	0.61	0.59	0.56	0.51	0.44
160	0.53	0.53	0.52	0.50	0.47	0.44	0.38

S_j - diện tích đoán gió phần thứ j của công trình (m²)

ξ_i - hệ số động lực ứng với dạng dao động thứ i, không thứ nguyên, được xác định bằng đồ thị **hình 2 TCVN 2737-1995 (trang 45)** phụ thuộc vào thông số ε_i và độ giảm lô ga của dao động

$$\varepsilon_i = \frac{\sqrt{\gamma W_0}}{940 f_i}$$

γ - hệ số độ tin cậy, lấy $\gamma = 1.2$

f_i - tần số dạng dao động thứ i

W_0 - giá trị áp lực gió (N/m²)

Giá trị tính toán thành phần động của tải trọng gió

$$W^{tt} = W\gamma\beta$$

Trong đó : W - giá trị tiêu chuẩn thành phần động của tải trọng gió

γ - hệ số độ tin cậy $\gamma = 1.2$

β - hệ số điều chỉnh tải trọng gió theo thời gian giả định

Tổ hợp nội lực do tải trọng gió

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

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

Trong đó :

X - momen, lực dọc, lực cắt, chuyển vị

X^t - momen, lực dọc, lực cắt, chuyển vị do thành phần tĩnh của tải trọng gió gây ra

X_i^d - momen, lực dọc, lực cắt, chuyển vị do thành phần động của tải trọng gió dạng dao động thứ i gây ra

S - số dạng dao động tính toán

Tính toán cụ thể:

Khối lượng tham gia dao động : Tĩnh tải + hệ số chiết giảm khối lượng * hoạt tải

Khi kể đến các khối lượng chất tạm thời trên công trình trong việc tính toán động lực của tải trọng gió cần đưa hệ số chiết giảm khối lượng. Hệ số chiết giảm khối lượng tra **bảng 1 TCVN 229-1999 (trang 6)** đối với các công trình dân dụng lấy hệ số chiết giảm khối lượng bằng 0.5

Khối lượng tham gia dao động (Mass source) = TT +0.5*HT (tải tiêu chuẩn)

Kết quả phân tích dao động

Bảng 3-8: Kết quả chu kỳ giao động ở các mode

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	RZ
Modal	1	2.168	0.011	0.644	0	0.344
Modal	2	1.656	0.015	0.356	0	0.629
Modal	3	1.587	0.974	0	0	0.025
Modal	4	0.649	0.018	0.478	0	0.504
Modal	5	0.479	0.009	0.523	0	0.467
Modal	6	0.409	0.973	0.001	0	0.026
Modal	7	0.343	0.023	0.345	0	0.632
Modal	8	0.238	0.008	0.64	0	0.352
Modal	9	0.219	0.031	0.289	0	0.68

Modal	10	0.191	0.964	0.001	0	0.035
Modal	11	0.154	0.031	0.267	0	0.702
Modal	12	0.144	0.014	0.69	0	0.295

Bảng 3-9: Bảng khối lượng tham gia ở mỗi tầng

Story	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cumulative X	Cumulative Y	XCCM	YCCM
	kg	kg	m	m	kg	kg	m	m
Mái	209161	209161	19.9394	12.2577	209160.8	209160.8	19.9394	12.2577
Story16	863610	863610	19.5807	14.0325	1072770	1072770	19.6506	13.6865
Story15	891588	891588	19.5956	14.0466	1964359	1964359	19.6256	13.8499
Story14	882390	882390	19.5915	14.0413	2846749	2846749	19.6151	13.9092
Story13	882390	882390	19.5915	14.0413	3729139	3729139	19.6095	13.9405
Story12	882390	882390	19.5915	14.0413	4611529	4611529	19.606	13.9598
Story11	882390	882390	19.5915	14.0413	5493919	5493919	19.6037	13.9729
Story10	882390	882390	19.5915	14.0413	6376310	6376310	19.602	13.9823
Story9	882390	882390	19.5915	14.0413	7258700	7258700	19.6007	13.9895
Story8	882390	882390	19.5915	14.0413	8141090	8141090	19.5997	13.9951
Story7	882390	882390	19.5915	14.0413	9023480	9023480	19.5989	13.9996
Story6	882390	882390	19.5915	14.0413	9905870	9905870	19.5983	14.0034
Story5	882390	882390	19.5915	14.0413	10788260	10788260	19.5977	14.0065
Story4	882390	882390	19.5915	14.0413	11670651	11670651	19.5973	14.0091
Story3	882390	882390	19.5915	14.0413	12553041	12553041	19.5968	14.0114
Story2	891110	891110	19.5855	14.0469	13444151	13444151	19.5961	14.0137
Story1	1426985	1426985	18.9901	14.0587	14871136	14871136	19.5379	14.018
Hầm 1	2281011	2281011	18.5168	13.6124	17152147	17152147	19.4021	13.9641
Hầm 2	1867746	1867746	18.7857	14.385	19019893	19019893	19.3416	14.0054

Bảng 3-10: Chuyển vị ngang tỉ đối các tầng theo 2 phương của các mode dao động

Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX	UY
Mái	D1	Modal 1	0.002	0.012
Mái	D1	Modal 3	0.014	-0.0003023
Story16	D1	Modal 1	0.001	0.011
Story16	D1	Modal 3	0.014	-0.0002143
Story15	D1	Modal 1	0.001	0.01
Story15	D1	Modal 3	0.013	-0.000197
Story14	D1	Modal 1	0.001	0.01
Story14	D1	Modal 3	0.012	-0.0001781
Story13	D1	Modal 1	0.001	0.009
Story13	D1	Modal 3	0.011	-0.0001598
Story12	D1	Modal 1	0.001	0.009
Story12	D1	Modal 3	0.01	-0.000142
Story11	D1	Modal 1	0.001	0.008
Story11	D1	Modal 3	0.009	-0.000125
Story10	D1	Modal 1	0.001	0.007
Story10	D1	Modal 3	0.008	-0.0001091
Story9	D1	Modal 1	0.001	0.006
Story9	D1	Modal 3	0.007	-9.45E-05
Story8	D1	Modal 1	0.001	0.005
Story8	D1	Modal 3	0.006	-8.11E-05
Story7	D1	Modal 1	0.001	0.004
Story7	D1	Modal 3	0.005	-6.89E-05
Story6	D1	Modal 1	0.001	0.004
Story6	D1	Modal 3	0.004	-5.75E-05
Story5	D1	Modal 1	0.000396	0.003
Story5	D1	Modal 3	0.003	-4.66E-05
Story4	D1	Modal 1	0.000278	0.002
Story4	D1	Modal 3	0.002	-3.57E-05
Story3	D1	Modal 1	0.000167	0.001
Story3	D1	Modal 3	0.001	-2.46E-05
Story2	D1	Modal 1	7.00E-05	0.0004479
Story2	D1	Modal 3	0.001	-1.40E-05
Story1	D1	Modal 1	2.39E-06	2.64E-05
Story1	D1	Modal 3	5.46E-05	-2.51E-06
BASEMENT1	D1	Modal 1	6.62E-07	3.88E-06
BASEMENT1	D1	Modal 3	1.70E-05	-5.57E-07
BASEMENT2	D1	Modal 1	1.08E-08	1.29E-07

BASEMENT2	D1	Modal 3	1.80E-07	-1.40E-08
------------------	----	---------	----------	-----------

Kết luận:

Công trình bê tông cốt thép thuộc vùng gió II nên ta có giá trị giới hạn của tầng số dao động riêng $f_L = 1.3(Hz)$ Vì $f_1 < f_L = 1.3 < f_2 \Rightarrow$ cần tính thành phần gió động của tải trọng gió với dạng dao động thứ nhất f_1 (1 điểm cắt) tương ứng với các mode dao động mode 1, mode 2.

Ở các mode 1 và mode 3 vừa có U_x vừa có U_y nên khi tính toán thành phần động của tải trọng gió cần phải xét đến thành phần động cả 2 phương x và y.

Mode 2 (xoắn) có cả U_x , và U_y tương đối lớn so với U_x , U_y của mode 1 và 2 (khoảng 30%) vì vậy cần xét đến thành phần tải động theo mode 3. Do trong luận văn này sinh viên chỉ làm 30% kết cấu nên không có nhiều thời gian xét đến ảnh hưởng của mode 3 (mode xoắn) cũng như việc tính toán xoắn cho kết cấu khung. Vì vậy sinh viên không kể đến ảnh hưởng của mode xoắn vào công trình.

Bảng 3-11: Kết quả phân tích chu kì, dao động riêng và chuyển vị so của các mode

Case	Mode	Frequency	Period	UX	UY	RZ
		cyc/sec	sec			
Modal	1	0.461	2.168	0.011	0.644	0.344
Modal	2	0.604	1.656	0.015	0.356	0.629
Modal	3	0.63	1.587	0.974	0	0.025
Modal	4	1.541	0.649	0.018	0.478	0.504
Modal	5	2.088	0.479	0.009	0.523	0.467
Modal	6	2.445	0.409	0.973	0.001	0.026
Modal	7	2.915	0.343	0.023	0.345	0.632
Modal	8	4.202	0.238	0.008	0.64	0.352
Modal	9	4.566	0.219	0.031	0.289	0.68
Modal	10	5.236	0.191	0.964	0.001	0.035
Modal	11	6.494	0.154	0.031	0.267	0.702
Modal	12	6.944	0.144	0.014	0.69	0.295

Bảng 3-12: Kết quả phân tích chu kỳ, dao động riêng và chuyển vị so của các mode

Ký hiệu	Phương X			Phương Y		
	1X	2X	3X	1Y	2Y	3Y
Mode	3	6	19	1	5	8
Chu kỳ (s)	1.587	0.409	0.191	2.168	0.479	0.238
PT KL (%)	0.974	0.973	0.964	0.644	0.523	0.64
Tần số(Hz)	0.63	2.445	5.236	0.461	2.088	4.202
Điều kiện	Xét	Không	Không	Xét	Không	Không

Tính toán gió động theo phương X

Tần số dao động của mode 3 là $f_1 = 0.63$

Hệ số động lực :
$$\varepsilon_1 = \frac{\sqrt{\gamma W_0}}{940 f_1} = \frac{\sqrt{1.2 \times 830}}{940 \times 0.63} = 0.053$$

Tra thị hình 2 mục 6.13.2 (trang 45) TCVN 2737-1995 ta tìm được $\xi = 1.562$

Công trình thuộc địa hình C tra hệ số áp lực động của tải trọng gió ζ_j bảng 8 TCVN 2737-1995.

Với giá trị $\rho = L, \chi = H$ tra bảng 10 TCVN 2737-1995 ta được hệ số v_{ij}

Tính
$$W_{Fj} = W_j \zeta_j S_j v_{ij} = W_j \zeta_j L_j h_j v_{ij}$$

Tính
$$\psi_1 = \frac{\sum_{j=1}^n y_{j1} W_{Fj}}{\sum_{j=1}^n y_{j1}^2 M_j} \rightarrow \psi_x = 0.0103$$

Tính lực gió động
$$W_{p(j1)} = M_j \xi_1 \psi_1 y_{j1} : W_{p(j1)}^{tt} = n \times W_{p(j1)}$$
 với $n = 1.2$

Tính toán gió động theo phương Y

Tần số dao động của mode 1 là $f_1 = 0.461$

Hệ số động lực :
$$\varepsilon_1 = \frac{\sqrt{\gamma W_0}}{940 f_1} = \frac{\sqrt{1.2 \times 830}}{940 \times 0.461} = 0.073$$

Tra thị hình 2 mục 6.13.2 (trang 45) TCVN 2737-1995 ta tìm được $\xi = 1.802$

Công trình thuộc địa hình C tra hệ số áp lực động của tải trọng gió ζ_j bảng 8 TCVN 2737-1995.

Với giá trị $\rho = L$, $\chi = H$ tra **bảng 10 TCVN 2737-1995** ta được hệ số v_{ij}

Tính
$$W_{Fj} = W_j \zeta_j S_j v_{ij} = W_j \zeta_j L_j h_j v_{ij}$$

Tính
$$\psi_1 = \frac{\sum_{j=1}^n y_{j1} W_{Fj}}{\sum_{j=1}^n y_{j1}^2 M_j} \rightarrow \psi_y = 0.0164$$

Tính lực gió động
$$W_{p(j1)} = M_j \xi_1 \psi_1 y_{j1} : W_{p(j1)}^{tt} = n \times W_{p(j1)}$$
 với $n=1.2$

CHƯƠNG 2: THÔNG SỐ ĐẦU VÀO & CHỌN SƠ BỘ KÍCH THƯỚC CẤU KIỆN

Bảng 3-13: Tổng hợp tính toán gió động theo phương X

Tầng	z_i	W_j	ζ_i	S_j	W_{Fj}	M_j	x_j	$W_{Fj}x_j$	$M_jx_j^2$	ψ	W_{jtc}	W_{jtt}
	m	kN/m ²	-	m ²	kN	Tấn	mm	kNmm		-	kN	kN
							$\Sigma=$	8.880	0.984			
Mái	50.6	1.713	0.420	79.800	57.425	208.232	0.015	0.861	0.047	9.020	46.353	55.624
Tầng 16	48.2	1.702	0.422	110.550	79.360	828.391	0.015	1.190	0.186	9.020	184.404	221.285
Tầng 15	45.1	1.686	0.424	102.300	73.194	851.027	0.013	0.952	0.144	9.020	164.184	197.021
Tầng 14	42.0	1.669	0.427	102.300	72.934	843.490	0.013	0.948	0.143	9.020	162.730	195.276
Tầng 13	38.9	1.651	0.430	102.300	72.655	843.490	0.012	0.872	0.121	9.020	150.212	180.254
Tầng 12	35.8	1.632	0.433	102.300	72.354	843.490	0.011	0.796	0.102	9.020	137.694	165.233
Tầng 11	32.7	1.612	0.437	102.300	72.027	843.490	0.009	0.648	0.068	9.020	112.659	135.191
Tầng 10	29.6	1.589	0.441	102.300	71.669	843.490	0.008	0.573	0.054	9.020	100.141	120.170
Tầng 9	26.5	1.565	0.445	102.300	71.274	843.490	0.007	0.499	0.041	9.020	87.624	105.148
Tầng 8	23.4	1.538	0.450	102.300	70.832	843.490	0.006	0.425	0.030	9.020	75.106	90.127
Tầng 7	20.3	1.508	0.456	102.300	70.330	843.490	0.005	0.352	0.021	9.020	62.588	75.106
Tầng 6	17.2	1.473	0.463	102.300	69.750	843.490	0.004	0.279	0.013	9.020	50.071	60.085
Tầng 5	14.1	1.433	0.471	102.300	69.060	843.490	0.003	0.207	0.008	9.020	37.553	45.064
Tầng 4	11.0	1.384	0.482	102.300	68.208	843.490	0.002	0.136	0.003	9.020	25.035	30.042
Tầng 3	7.9	1.321	0.496	102.300	67.089	843.490	0.001	0.067	0.001	9.020	12.518	15.021
Tầng 2	4.8	1.232	0.519	110.550	70.715	851.111	0.001	0.071	0.001	9.020	12.631	15.157
Tầng 1	1.2	1.015	0.588	99.000	59.086	1387.286	0.000	0.003	0.000	9.020	1.009	1.211

CHƯƠNG 2: THÔNG SỐ ĐẦU VÀO & CHỌN SƠ BỘ KÍCH THƯỚC CẤU KIỆN

Bảng 3-14: Tổng hợp tính toán gió động theo phương Y

Tầng	z_i	W_j	ζ_i	S_j	W_{Fj}	M_j	y_j	$W_{Fj}y_j$	$M_{jy_j^2}$	ψ	W_{jtc}	W_{jtt}
	m	kN/m ²	-	m ²	kN	Tấn	mm	kNmm	-	-	kN	kN
							$\Sigma=$	-3.070	0.692			
Tum	50.6	1.713	0.420	51.000	26.388	208.2317	-0.012	-0.317	0.030	-4.437	20.281	24.337
Tầng mái	48.2	1.702	0.422	61.640	31.815	828.39093	-0.012	-0.382	0.119	-4.437	80.683	96.820
Tầng 15	45.1	1.686	0.424	57.040	29.343	851.02725	-0.011	-0.323	0.103	-4.437	75.980	91.177
Tầng 14	42	1.669	0.427	57.040	29.239	843.48977	-0.01	-0.292	0.084	-4.437	68.461	82.154
Tầng 13	38.9	1.651	0.430	57.040	29.127	843.48977	-0.01	-0.291	0.084	-4.437	68.461	82.154
Tầng 12	35.8	1.632	0.433	57.040	29.006	843.48977	-0.009	-0.261	0.068	-4.437	61.615	73.938
Tầng 11	32.7	1.612	0.437	57.040	28.875	843.48977	-0.008	-0.231	0.054	-4.437	54.769	65.723
Tầng 10	29.6	1.589	0.441	57.040	28.732	843.48977	-0.007	-0.201	0.041	-4.437	47.923	57.508
Tầng 9	26.5	1.565	0.445	57.040	28.573	843.48977	-0.006	-0.171	0.030	-4.437	41.077	49.292
Tầng 8	23.4	1.538	0.450	57.040	28.396	843.48977	-0.006	-0.170	0.030	-4.437	41.077	49.292
Tầng 7	20.3	1.508	0.456	57.040	28.195	843.48977	-0.005	-0.141	0.021	-4.437	34.231	41.077
Tầng 6	17.2	1.473	0.463	57.040	27.963	843.48977	-0.004	-0.112	0.013	-4.437	27.385	32.861
Tầng 5	14.1	1.433	0.471	57.040	27.686	843.48977	-0.003	-0.083	0.008	-4.437	20.538	24.646
Tầng 4	11	1.384	0.482	57.040	27.344	843.48977	-0.002	-0.055	0.003	-4.437	13.692	16.431
Tầng 3	7.9	1.321	0.496	57.040	26.896	843.48977	-0.001	-0.027	0.001	-4.437	6.846	8.215
Tầng 2	4.8	1.232	0.519	61.640	28.349	851.11148	-0.0004327	-0.012	0.000	-4.437	2.989	3.587
Tầng 1	1.2	1.015	0.588	55.200	23.687	1387.2863	-2.19E-05	-0.001	0.000	-4.437	0.246	0.296

Nhận xét kết quả tính toán :

Qua kết quả tính toán ở bảng trên ta thấy rằng trong 1 mode dao động nếu có cả 2 thành phần chuyển vị Uy và Ux tuy nhiên thành phần dao động 1 trong 2 phương nhỏ hơn rất nhiều so với phương còn lại thì ta có thể đơn giản hóa bài tính bằng cách chỉ tính theo phương có U lớn hơn.

Ta tổng hợp được kết quả gió tĩnh, gió động theo 2 phương theo bảng như sau:

Bảng 3-15: Tổ hợp tải trọng

Tầng	GIÓ TĨNH		GIÓ ĐỘNG	
	GX	GY	GDX	GDY
MÁI	164.067	104.855	55.624	24.337
Tầng 16	225.747	125.871	221.285	96.820
Tầng 15	206.965	115.399	197.021	91.177
Tầng 14	204.912	114.254	195.276	82.154
Tầng 13	202.724	113.034	180.254	82.154
Tầng 12	200.381	111.727	165.233	73.938
Tầng 11	197.856	110.320	135.191	65.723
Tầng 10	195.116	108.792	120.170	57.508
Tầng 9	192.117	107.120	105.148	49.292
Tầng 8	188.800	105.270	90.127	49.292
Tầng 7	185.081	103.197	75.106	41.077
Tầng 6	180.837	100.830	60.085	32.861
Tầng 5	175.875	98.063	45.064	24.646
Tầng 4	169.866	94.713	30.042	16.431
Tầng 3	162.174	90.424	15.021	8.215
Tầng 2	163.444	91.132	15.157	3.587
Tầng 1	120.547	67.214	1.211	0.296

Theo **TCVN 2737:1995**, tổ hợp nội lực có một tải trọng tạm thời thì giá trị nội lực của tải trọng tạm thời được lấy toàn bộ. Tổ hợp nội lực có từ 2 tải trọng tạm thời trở lên thì giá trị nội lực tương ứng của chúng được nhân với hệ số tổ hợp là 0.9.

3.3. Các trường hợp tải

Tĩnh tải	ký hiệu : TT
Hoạt tải chất đầy	ký hiệu : HT
Gió theo phương X	ký hiệu : GX
Gió theo phương Y	ký hiệu : GY

Bảng 3-16: Tổ hợp tải trọng

STT	Tổ hợp	TT	HT	GX	GY
1	TH1	1	1		
2	TH2	1		1	
3	TH3	1		-1	
4	TH4	1			1
5	TH5	1			-1
6	TH6	1		0.707	0.707
7	TH7	1		0.707	-0.707
8	TH8	1		-0.707	0.707
9	TH9	1		-0.707	-0.707
10	TH10	1	0.9	0.9	
11	TH11	1	0.9	-0.9	
12	TH12	1	0.9		0.9
13	TH13	1	0.9		-0.9
14	TH14	1	0.9	0.636	0.636
15	TH15	1	0.9	0.636	-0.636
16	TH16	1	0.9	-0.636	0.636
17	TH17	1	0.9	-0.636	-0.636
18	THBAO	Tổ hợp từ 1 đến 17			

CHƯƠNG 4. THIẾT KẾ SÀN TẦNG ĐIỀN HÌNH

4.1. TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ

Quy phạm sử dụng cho đồ án môn học này bao gồm các tiêu chuẩn sau đây:

TCVN 2737 - 1995: Tiêu chuẩn thiết kế tải trọng và tác động.

TCVN 5574 -2012: Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép.

PHẦN MỀM SAFE 2016 & ETABS 2016

4.2. TÍNH TOÁN NỘI LỰC SÀN

Kích thước sơ bộ sàn, đầm được sinh viên trình bày tại chương 2.

Tải trọng tính toán xem chương 3.

Sinh viên sẽ mô hình và tính toán cho bằng hai cách: tính toán sàn bằng phương pháp tra bảng và tính toán theo phương pháp phần tử hữu hạn dựa trên kết quả nội lực được xuất ra từ SAFE & ETABS

Từ đó so sánh rồi đưa ra lựa chọn cách bố trí thép phù hợp cho công trình.

4.3. VẬT LIỆU XÂY DỰNG

Bê tông

Cấp độ bền chịu nén B30 ($\gamma_b = 1$)

✚ $R_b = 17\text{MPa}$

✚ $R_{bt} = 1.2\text{MPa}$

✚ $E_b = 32500\text{MPa}$

✚ $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Thép

Cốt thép loại CI ($d \leq 10$) có các chỉ tiêu sau:

✚ Cường độ chịu kéo tính toán thép dọc $R_S = 225 \text{ MPa}$

✚ Môđun đàn hồi của cốt thép dọc: $E_s = 210000 \text{ MPa}$

✚ Cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép đai: $R_{sw} = 175 \text{ MPa}$

Cốt thép loại CIII ($d > 10$) có các chỉ tiêu sau:

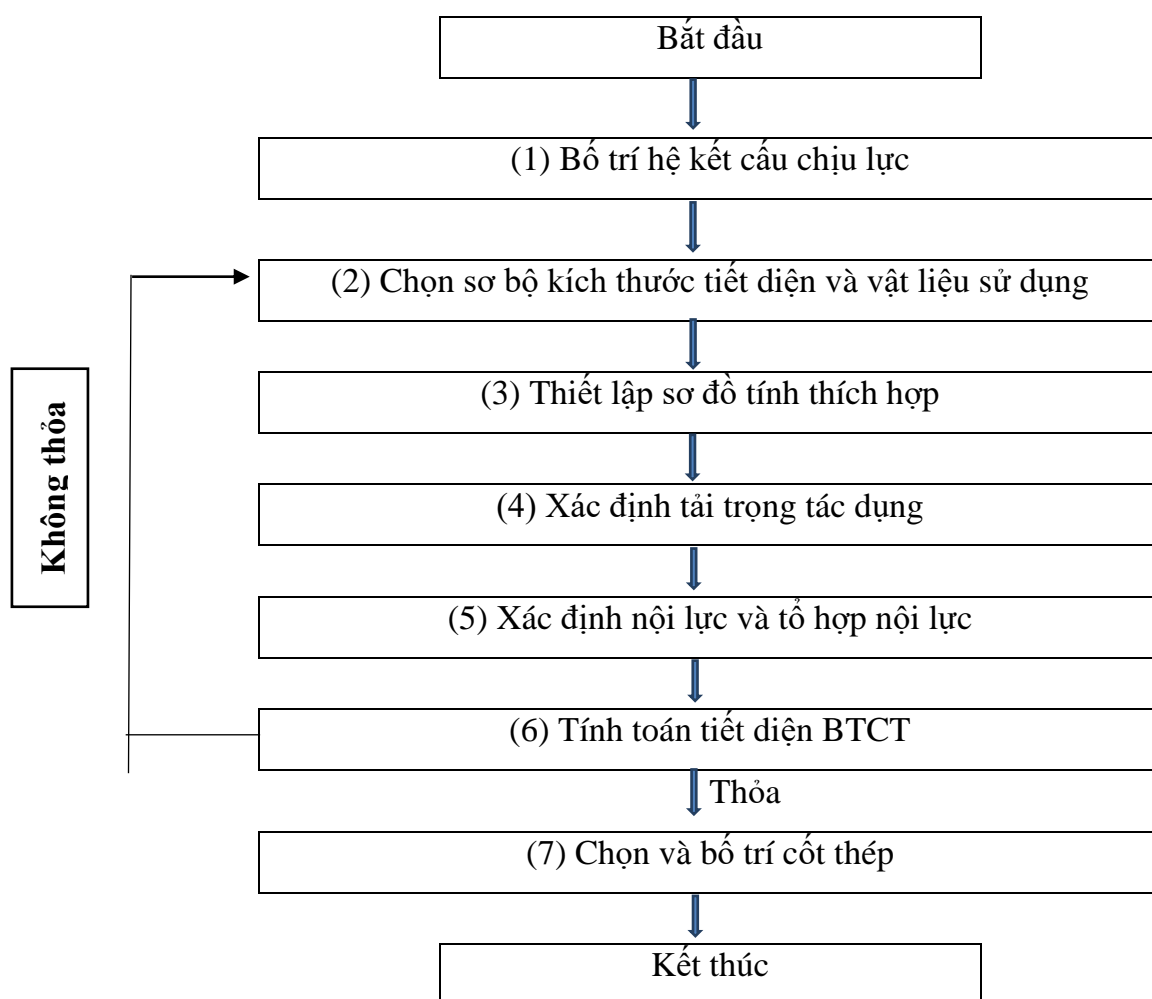
✚ Cường độ chịu kéo tính toán của thép dọc: $R_s = 365 \text{ MPa}$

✚ Môđun đàn hồi của cốt thép dọc: $E_s = 200000 \text{ Mpa}$

✚ Cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép đai: $R_{sw} = 290 \text{ Mpa}$

TRÌNH TỰ THIẾT KẾ

Bảng 4-1: Trình tự thiết kế sàn

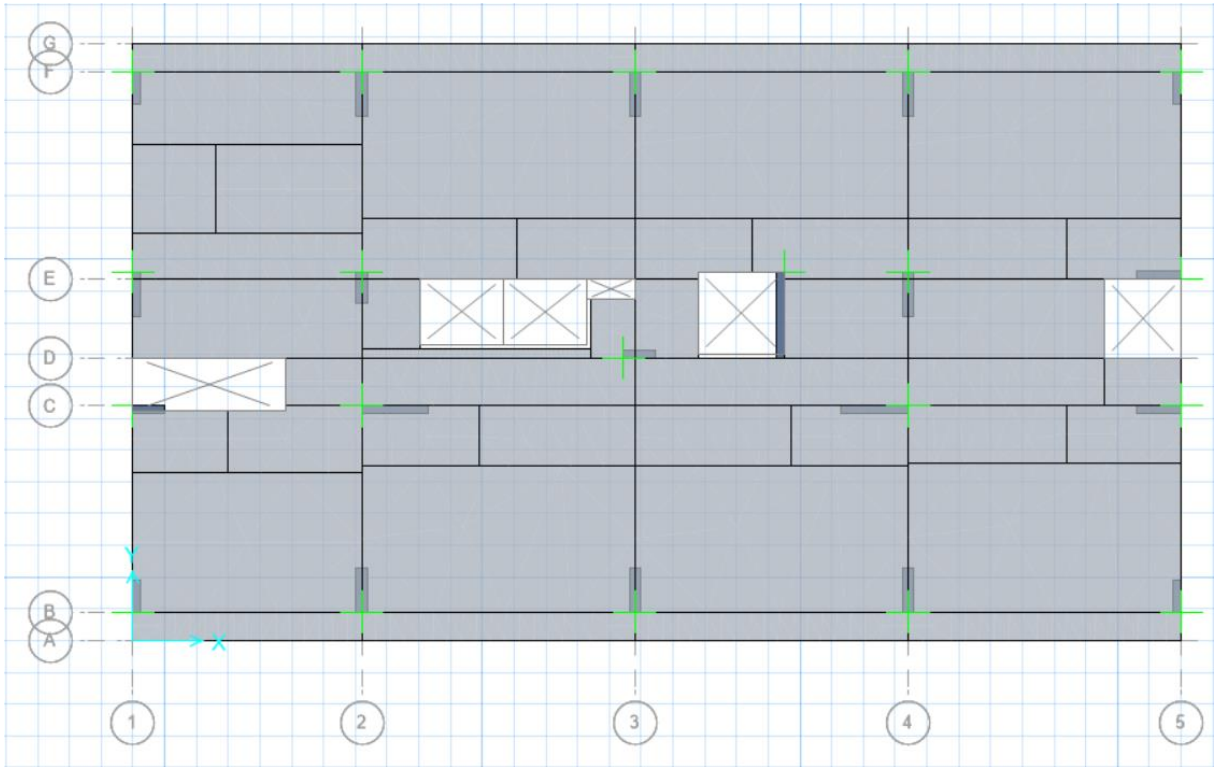


4.4. Tính toán sàn:

4.4.1. Tính toán nội lực bằng phương pháp phần tử hữu hạn (phần mềm SAFE & ETABS)

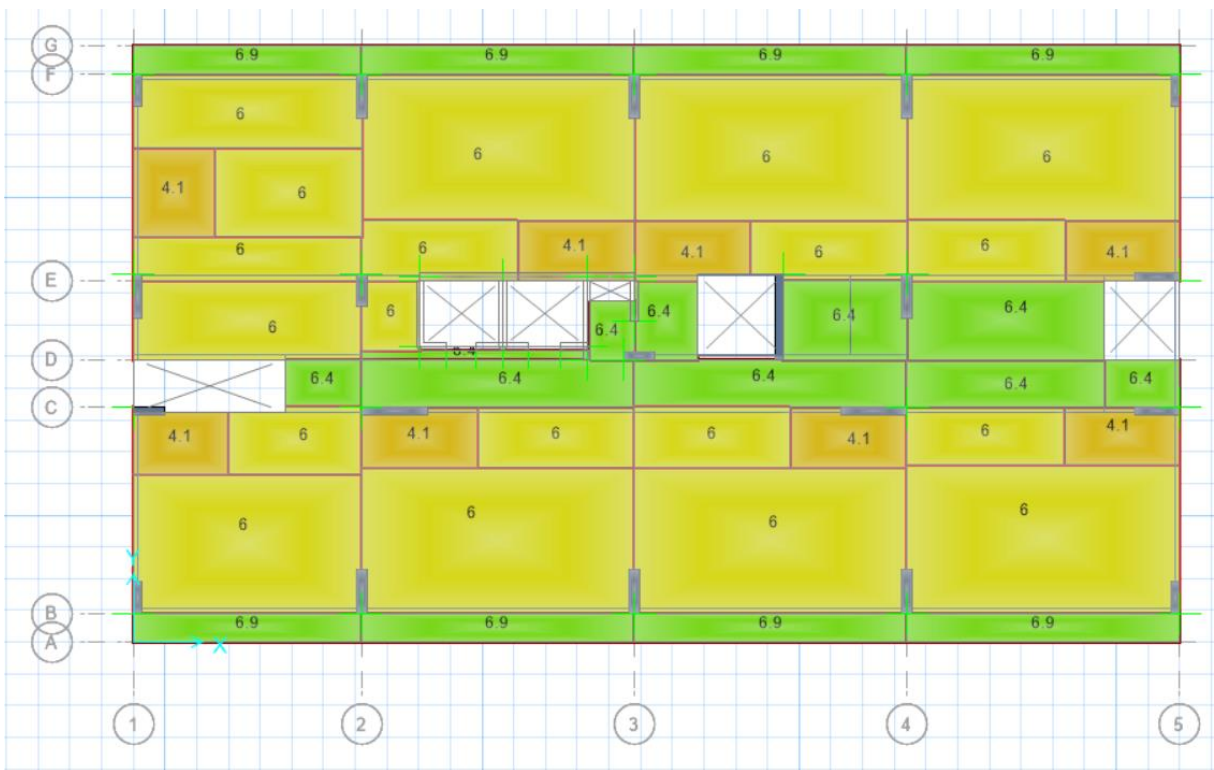
- Nhằm muốn có một kết quả chính xác hơn, sinh viên sử dụng phần mềm phân tích kết cấu SAFE v16 để tính toán nội lực của sàn. Phần mềm hoạt động theo nguyên tắc phần tử hữu hạn nên sẽ cho các giá trị chính xác hơn tính tay

- Sinh viên tiến hành Export sàn tầng 3 (Tầng điển hình) từ mô hình đã dựng sẵn ở 1 phần mềm khác là Etabs v16

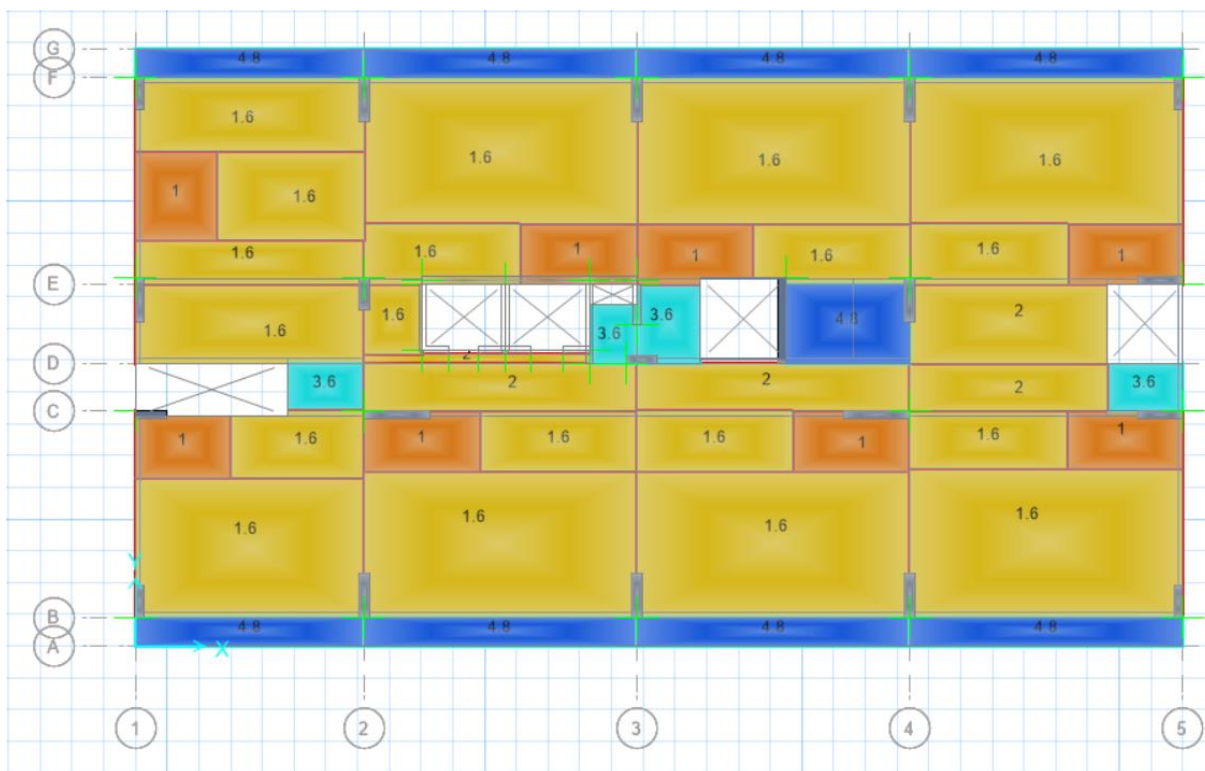


Hình 4-1: Sàn tầng 3

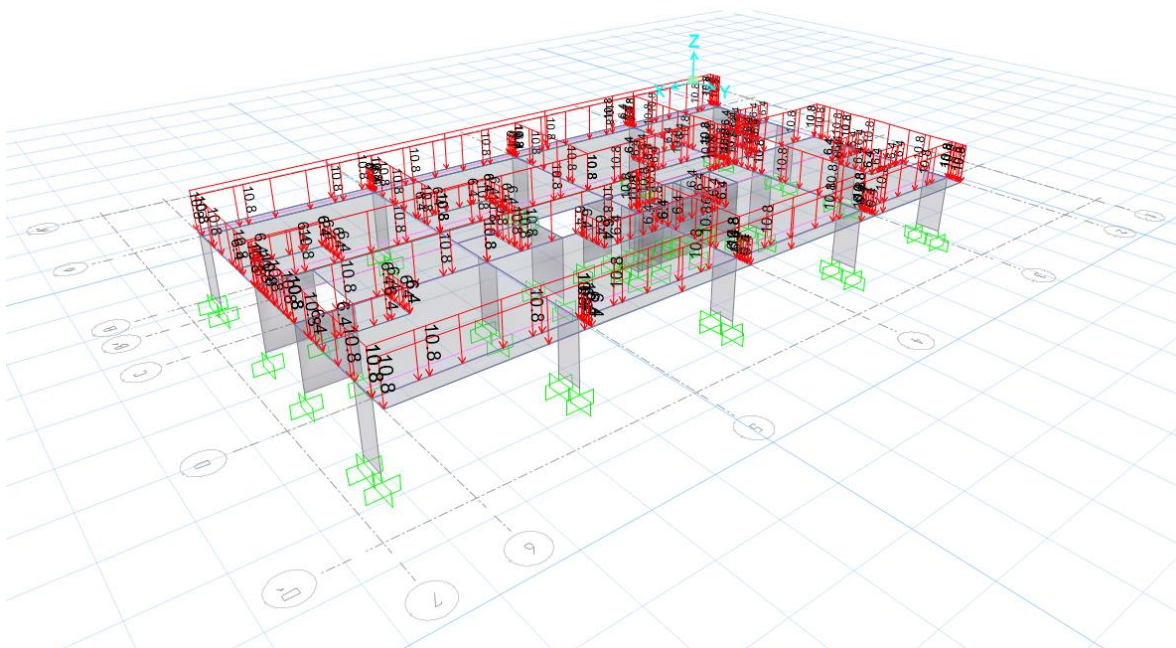
- Sau đó tiến hành gán các hoạt tải và tĩnh tải:



Hình 4-2: Tĩnh tải tác động lên sàn (gồm tải trọng bản thân của sàn BTCT)

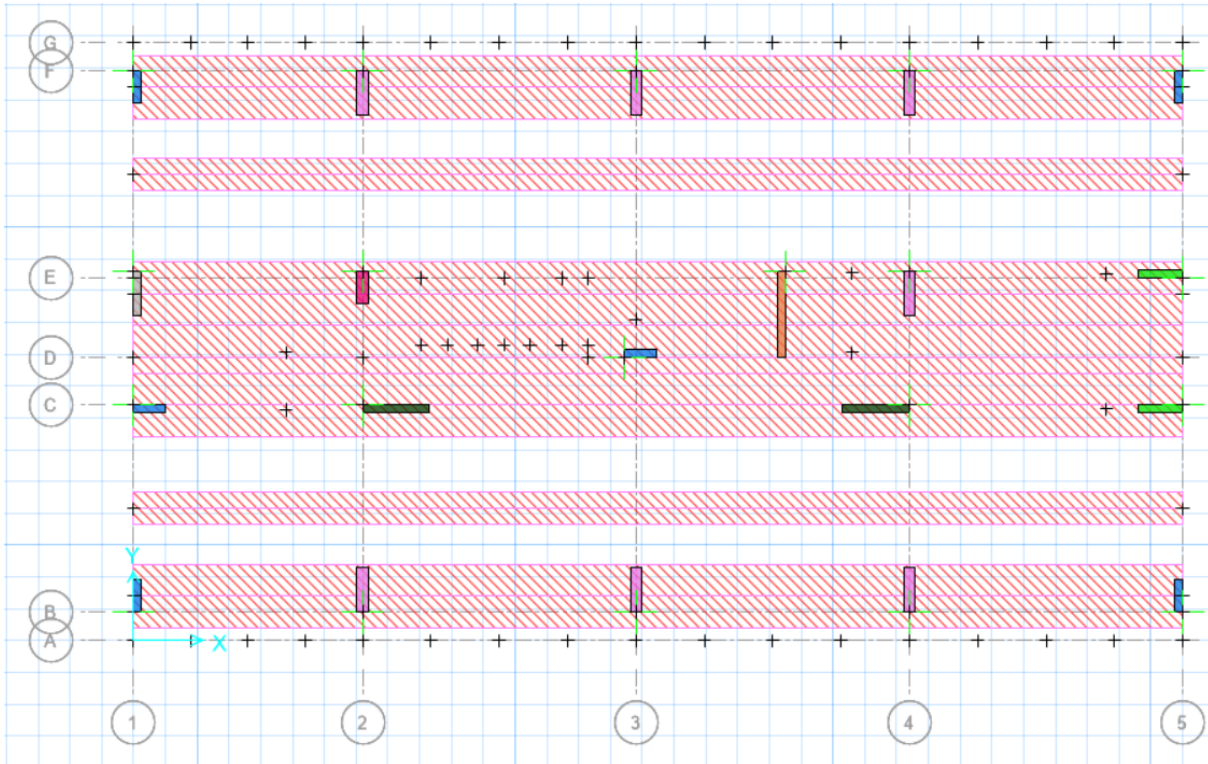


Hình 4-3: Hoạt tải tác động lên sàn

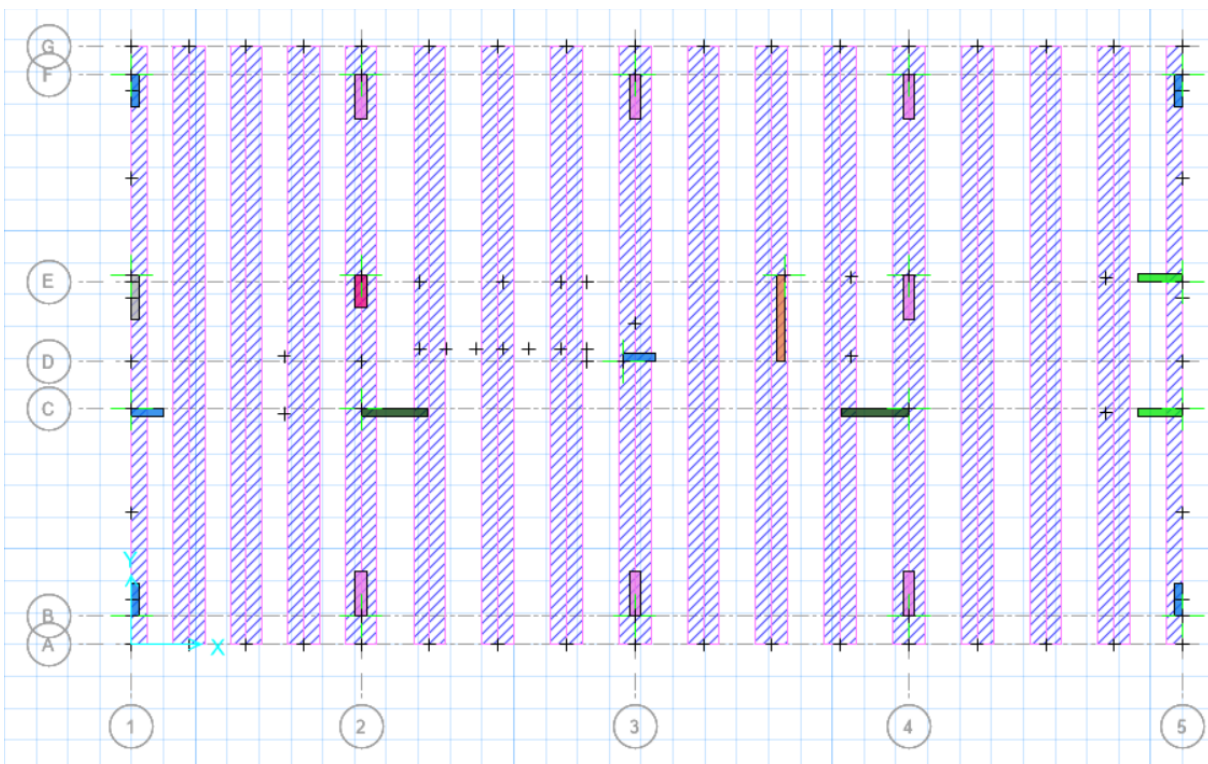


Hình 4-4: Gán tải tường lên sàn

Gán các dải Strip để tiến hành xuất nội lực ở ô sàn: Theo nguyên tắc lấy tải, ta gán cái dải strip ở cột với bề rộng bằng $\frac{1}{4}$ chiều dài ô sàn, ở giữa sàn lấy $\frac{1}{4}$ giá trị đó



Hình 4-5: Dải Strip theo phương X

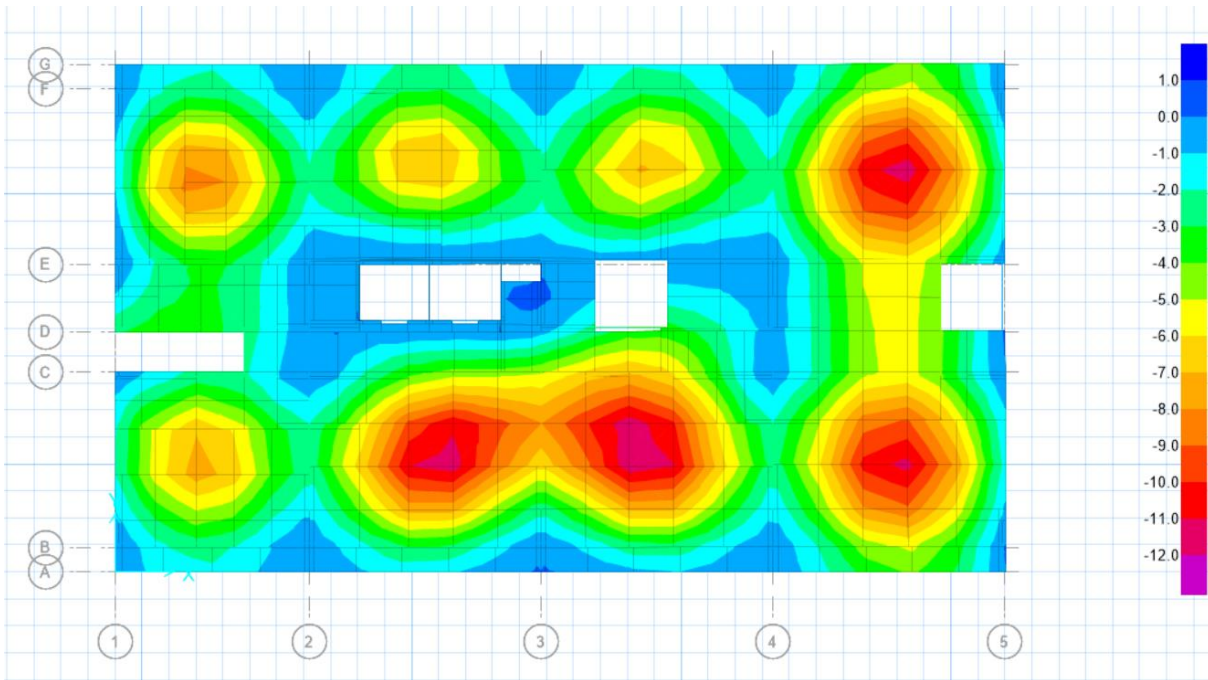


Hình 4-6: Dải Strip theo phương Y

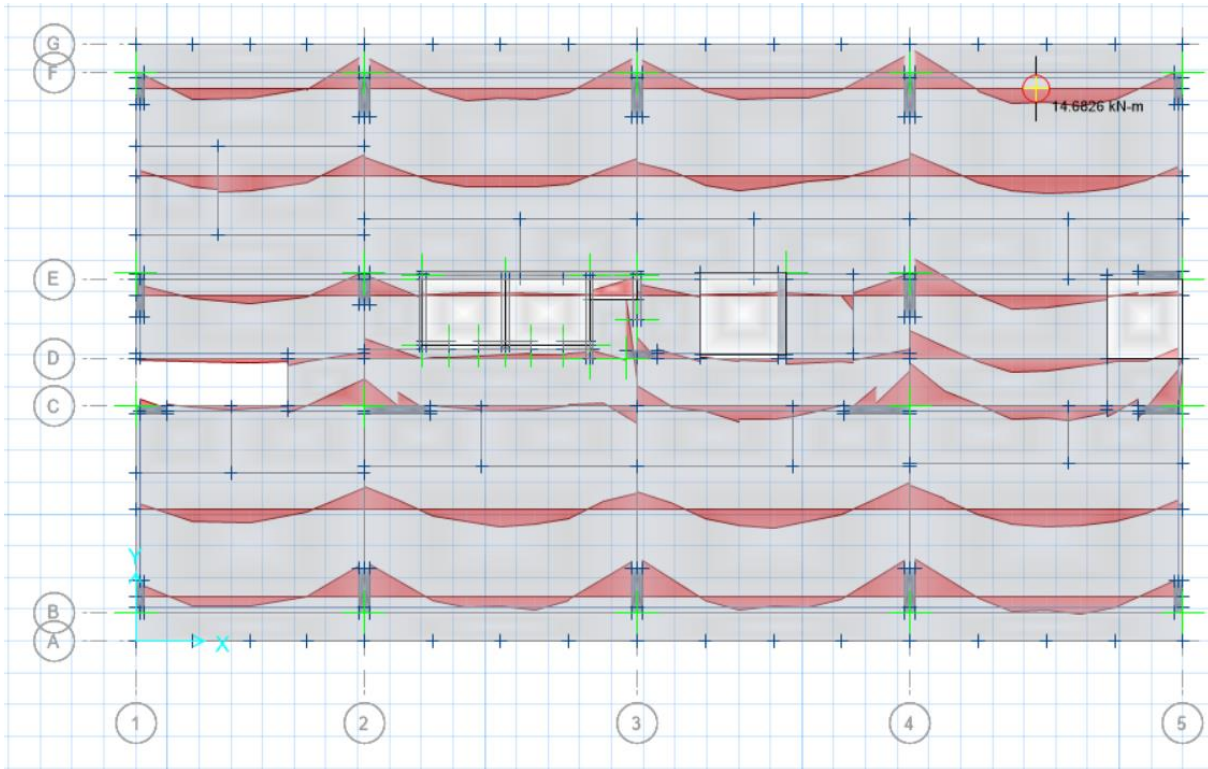
4.4.2. Kiểm tra võng sàn:

- Theo bảng 4 TCVN 5574:2012, độ võng cho phép của sàn có kích thước của sàn có kích thước $5m < L < 10m$ là 2.5cm

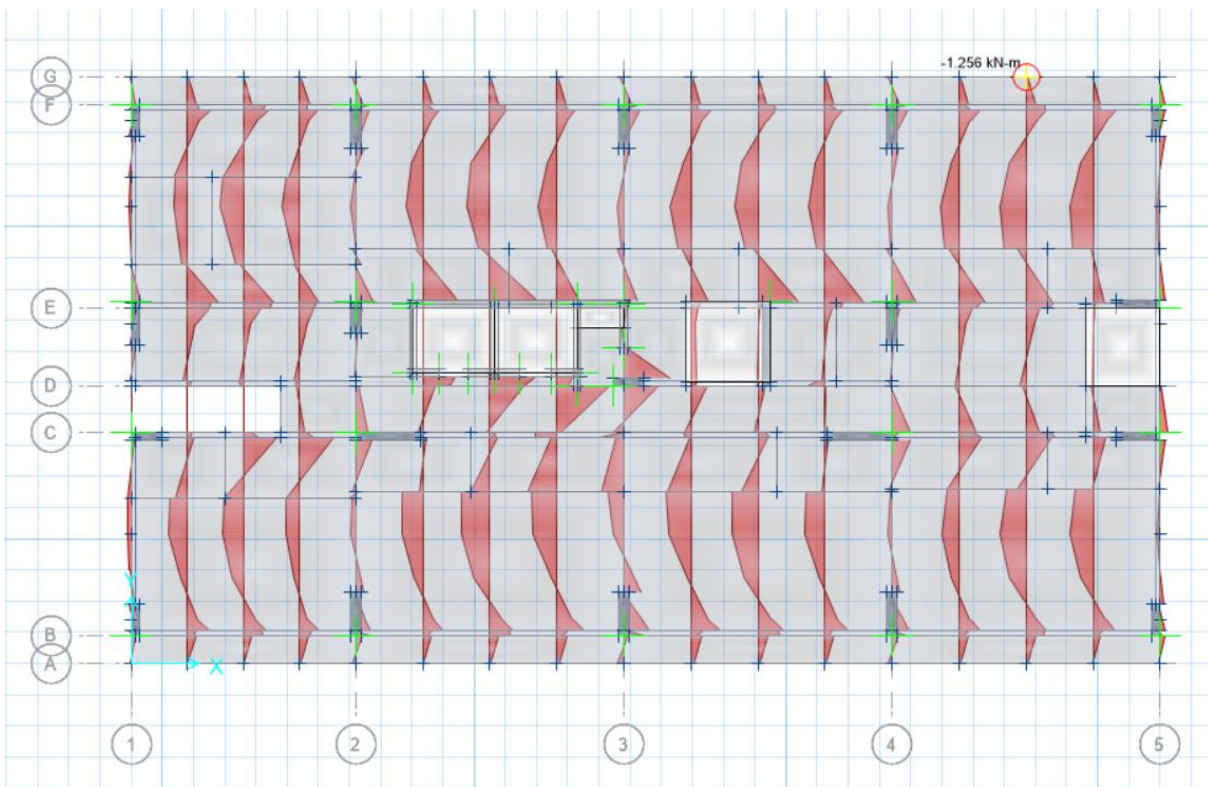
- Từ kết quả xuất ra từ SAFE, ta có được độ võng lớn nhất nằm ở giữa ô bản có giá trị là 11.706mm (Thỏa)



Hình 4-7: Độ võng sàn theo SAFE



Hình 4-8: Nội lực sàn theo phương X – SAFE



Hình 4-9: Nội lực sàn theo phương Y - SAFE

4.4.3. Tính thép sàn:

✚ Quy trình tính toán:

- Hệ số điều kiện làm việc $\gamma_b = 1$ (**Bảng 15 TCVN 5574-2012**)

- Tiết diện hình chữ nhật $b \times h_s$

- Chọn $a_0 \Rightarrow h_0 = h_s - a_0$

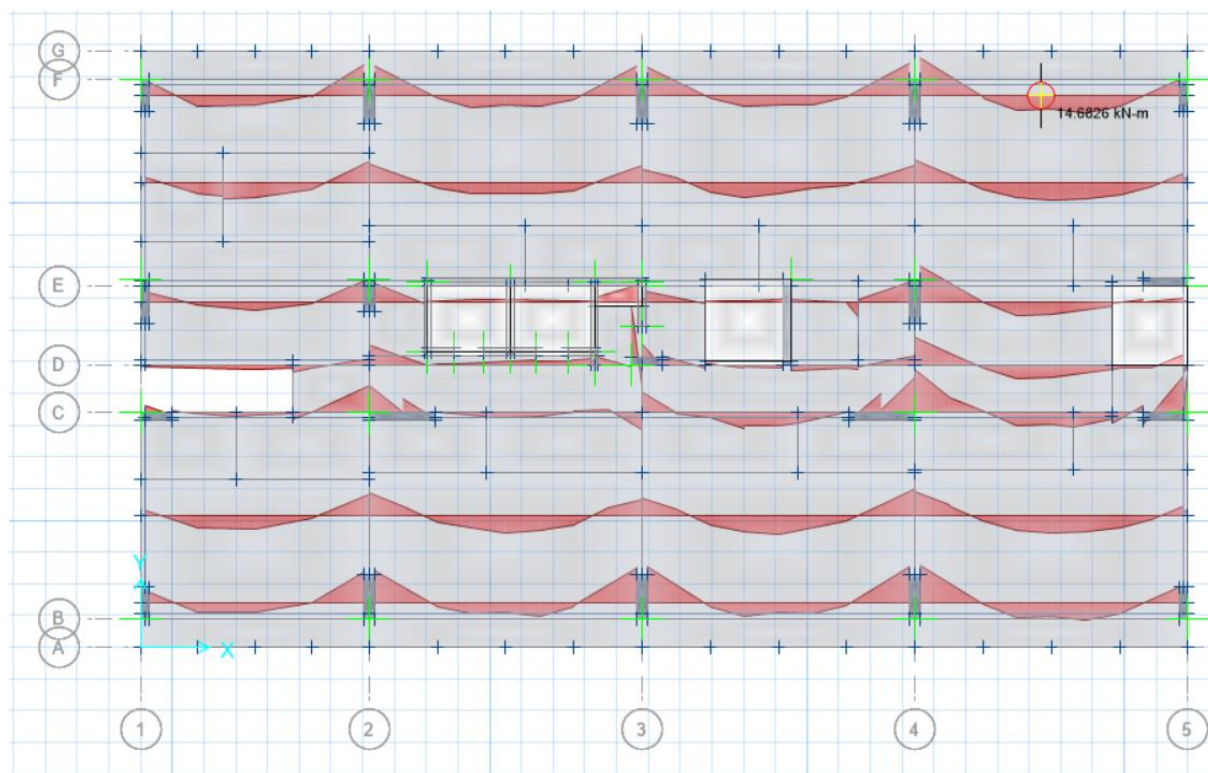
- Việc tính toán được thực hiện như sau:

$$\alpha = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} \leq \alpha_R; \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha}, A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s}$$

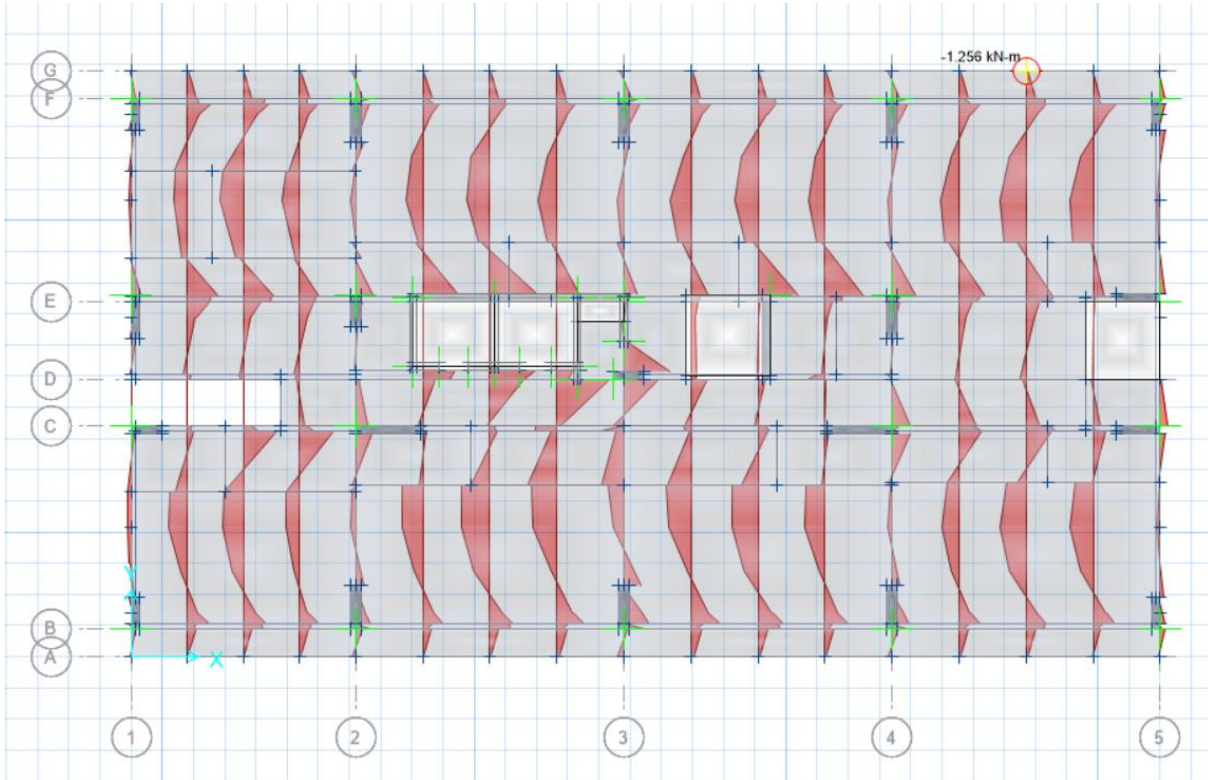
- Đa số các giá trị hàm lượng μ thép nằm trong hàm lượng cho phép của thép sàn μ (0.3%-0.9%) kết quả chọn thép tương đối phù hợp. Một số vị trí có momen lớn sinh viên chọn phương án gia cường thêm một số thanh thép như đã thể hiện trong bản tính.

Tính toán:

- Ta xuất kết quả nội lực sàn ở các Strip mà ta đã gán từ trước, được kết quả:



Hình 4-10: Nội lực sàn theo phương X – SAFE



Hình 4-11: Nội lực sàn theo phương Y - SAFE

Từ kết quả trên, ta tính thử nội lực tại ô sàn 3:

✚ Tại gó: có $M_{max} = 38.5 \text{ kNm/m}$

$$\alpha = \frac{38.5}{1 \times 17 \times 10^3 \times 0.135^2} = 0.124; \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 0.133, A_s = \frac{0.133 \times 17 \times 1000 \times 135}{365} = 837$$

Chọn d12@120 có $A_s = 942 \text{ mm}^2 \Rightarrow \mu = 0.70\%$ (Thỏa)

Tính excel các phần còn lại:

Bảng 4-2: Kết quả tính thép theo phương X

Tiết diện	Ô bản	M	α_m	ξ	A_s (mm ²)	$\mu_{tính}$ (%)	Cốt thép chọn		$\mu_{chọn}$ (%)	Kết luận
		(KNm/m)					ϕ (mm)	A_s (mm ²)		
Gối	S1	9.8	0.032	0.033	270	0.2	10a200	393	0.29	đạt
	S2	12.3	0.04	0.041	336	0.3	10a200	393	0.29	đạt
	S3	38.5	0.124	0.133	837	0.7	12a120	942	0.70	đạt
	S4	21.7	0.07	0.073	539	0.4	12a120	942	0.70	đạt
	S5	28.5	0.092	0.097	716	0.5	12a120	942	0.70	đạt
	S6	2.3	0.007	0.007	57	0	10a200	393	0.29	đạt
	S7	3.1	0.01	0.01	82	0.1	10a200	393	0.29	đạt
	S8	3.4	0.011	0.011	90	0.1	10a200	393	0.29	đạt
	S9	18.1	0.058	0.06	490	0.4	10a160	491	0.36	đạt
	S10	3.2	0.01	0.01	82	0.1	10a200	393	0.29	đạt
	S11	6.8	0.022	0.022	180	0.1	10a200	393	0.29	đạt
	S12	11.1	0.036	0.037	303	0.2	10a200	393	0.29	đạt
Nhịp	S1	2.8	0.012	0.012	88	0.1	8a200	251	0.29	đạt
	S2	6.8	0.022	0.022	180	0.1	8a200	251	0.29	đạt
	S3	17	0.055	0.057	467	0.4	10a160	491	0.73	đạt
	S4	12.8	0.041	0.042	344	0.3	10a200	393	0.29	đạt
	S5	15.5	0.04	0.041	336	0.3	10a200	393	0.29	đạt
	S6	6.2	0.02	0.02	164	0.1	10a200	393	0.29	đạt
	S7	2.8	0.009	0.009	74	0.1	10a200	393	0.29	đạt
	S8	3.9	0.013	0.013	107	0.1	10a200	393	0.29	đạt
	S9	5.7	0.018	0.018	148	0.1	10a200	393	0.29	đạt
	S10	1.1	0.004	0.004	33	0	10a200	393	0.29	đạt
	S11	2.9	0.009	0.009	74	0.1	10a200	393	0.29	đạt
	S12	3.1	0.01	0.01	82	0.1	10a200	393	0.29	đạt

Bảng 4-3: Kết quả tính thép theo phương Y

Tiết diện	Ô bản	M	α_m	ξ	A_s (mm ²)	$\mu_{tính}$ (%)	Cốt thép chọn		$\mu_{chọn}$ (%)	Kết luận
		KNm/m					ϕ (mm)	A_s (mm ²)		
Gôi	S1	5.4	0.017	0.017	139	0.1	10a200	393	0.29	đạt
	S2	8.4	0.027	0.027	221	0.2	10a200	393	0.29	đạt
	S3	10.7	0.035	0.036	266	0.2	10a200	393	0.29	đạt
	S4	12.1	0.039	0.04	295	0.2	10a200	393	0.29	đạt
	S5	22.9	0.074	0.077	568	0.4	10a100	785	0.58	đạt
	S6	4.1	0.013	0.013	107	0.1	10a200	393	0.29	đạt
	S7	41.2	0.133	0.143	1055	0.8	12a100	1131	0.84	đạt
	S8	40.3	0.13	0.14	1033	0.8	12a100	1131	0.84	đạt
	S9	14.5	0.047	0.048	393	0.3	10a200	393	0.29	đạt
	S10	12.2	0.039	0.04	328	0.2	10a200	393	0.29	đạt
	S11	1.9	0.006	0.006	49	0	10a200	393	0.29	đạt
	S12	12.7	0.041	0.042	344	0.3	10a200	393	0.29	đạt
Nhịp	S1	2.4	0.008	0.008	66	0.1	10a200	393	0.29	đạt
	S2	3.5	0.011	0.011	90	0.1	10a200	393	0.29	đạt
	S3	11.4	0.037	0.038	311	0.2	10a200	393	0.29	đạt
	S4	16.1	0.052	0.053	434	0.3	10a80	982	0.73	đạt
	S5	23.8	0.077	0.08	656	0.5	10a80	982	0.73	đạt
	S6	2.9	0.009	0.009	74	0.1	10a200	393	0.29	đạt
	S7	9.8	0.032	0.033	270	0.2	10a200	393	0.29	đạt
	S8	9.1	0.029	0.029	238	0.2	10a200	393	0.29	đạt
	S9	8.6	0.028	0.028	230	0.2	10a200	393	0.29	đạt
	S10	2.4	0.008	0.008	66	0.1	10a200	393	0.29	đạt
	S11	0.2	0.001	0.001	8	0	10a200	393	0.29	đạt
	S12	0.4	0.001	0.001	8	0	10a200	393	0.29	đạt

CHƯƠNG 5. THIẾT KẾ CẦU THANG BỘ

5.1. Chọn sơ bộ tiết diện bản cầu thang và các thông số đầu vào

5.1.1. Kích thước hình học

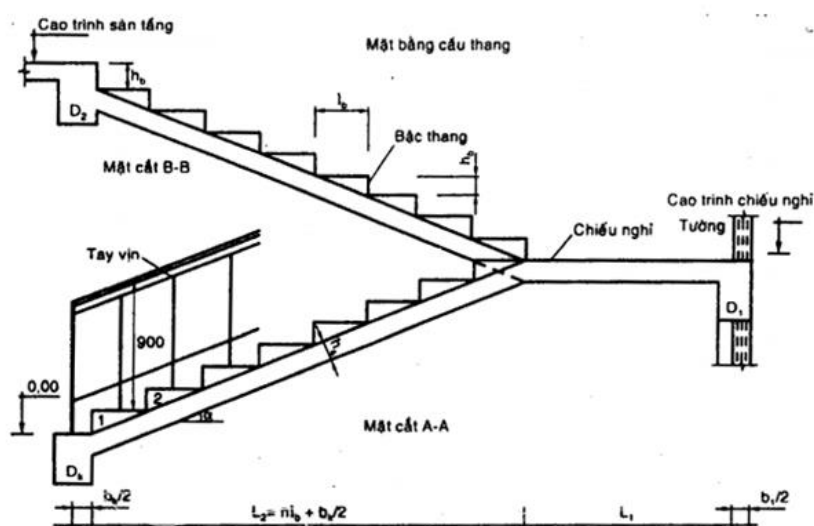
Chiều cao tầng điển hình 3.3m

Cầu thang điển hình là cầu thang 2 vế dạng bản

Vế gồm 8 bậc thang với kích thước $h=170\text{mm}$; $b=250\text{mm}$

Góc nghiêng của cầu thang: $\tan \alpha = \frac{h}{b} = \frac{170}{250} = 0.68 \rightarrow \alpha = 34.21^\circ$

Chọn chiều dày bản thang:



Hình ảnh: Cấu tạo cầu thang

Chọn sơ bộ chiều dày bản thang:

$$h_b = \frac{L_o}{25 \div 30} = \frac{3650}{25 \div 30} = 121 \div 146 \text{mm}$$

Với L_o là nhịp tính toán của bản thang

Chọn $h_b=150\text{mm}$

Dầm cầu thang liên kết với bản nghiêng 200x300

Bản chiếu nghi liên kết với vách cứng.

5.1.2. Thông số đầu vào

5.1.2.1. Vật liệu

Bê tông

Cấp độ bền chịu nén B30 ($\gamma_b = 1$)

$R_b = 17\text{MPa}$

- ✚ $R_{bt} = 1.2 \text{ MPa}$
- ✚ $E_b = 32500 \text{ MPa}$
- ✚ $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Thép

Cốt thép loại CI ($d \leq 10$) có các chỉ tiêu sau:

- ✚ Cường độ chịu kéo tính toán thép dọc $R_S = 225 \text{ MPa}$
- ✚ Môđun đàn hồi của cốt thép dọc: $E_s = 210000 \text{ MPa}$
- ✚ Cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép đai: $R_{sw} = 175 \text{ MPa}$

Cốt thép loại CIII ($d > 10$) có các chỉ tiêu sau:

- ✚ Cường độ chịu kéo tính toán của thép dọc: $R_s = 365 \text{ MPa}$
- ✚ Môđun đàn hồi của cốt thép dọc: $E_s = 200000 \text{ MPa}$
- ✚ Cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép đai: $R_{sw} = 290 \text{ MPa}$



Hình 3.2 Các lớp cấu tạo cầu thang

5.1.2.2. Tải trọng tác dụng lên bản thang nghiêng:

a. Tĩnh tải tác dụng lên bản nghiêng:

Bảng 5-1: Tĩnh tải tác dụng lên bản nghiêng

STT	Các lớp cấu tạo sàn	Trọng lượng riêng	h _i (mm)	Trọng lượng riêng	Hệ số vượt tải	g _{itc}	g _{itt}
				kN/m ³		kN/m ²	kN/m ²
1	Gạch lát	13.89	10	20	1.1	0.278	0.306
2	Vữa lót	41.68	30	18	1.3	0.750	0.975
3	Sàn	150	150	25	1.1	3.750	4.125

	BTCT						
4	Vữa trát	20.84	15	18	1.3	0.375	0.488
5	Bậc xây gạch	70.29	-	16	1.1	1.125	1.237
Tổng cộng						6.278	7.131

b. Hoạt tải tác dụng lên bản nghiêng:

$$p^{tt} = n \times p^{tc} \times 1^m = 1.2 \times 3 \times 1 = 3.6 \text{ kN/m}^2$$

Tổng tải trọng lên bản nghiêng: $q_2 = g^{tt} + p^{tt} = 7.131 + 3.6 = 10.731 \text{ kN/m}^2$

Tải trọng tác dụng lên bản chiếu nghỉ:

Tĩnh tải tác dụng lên bản chiếu nghỉ:

Bảng 5-2: Hoạt tải tác dụng lên bản chiếu nghỉ:

STT	Các lớp cấu tạo sàn	hi (mm)	Trọng lượng riêng	Hệ số vượt tải	g _{itc}	g _{itt}
			kN/m ³		kN/m ²	kN/m ²
1	Gạch lát	10	20	1.1	0.2	0.22
2	Vữa lót	30	18	1.3	0.54	0.702
3	Sàn BTCT	150	25	1.1	3.75	4.125
4	Vữa trát	15	18	1.3	0.27	0.351
Tổng cộng					4.76	5.398

$$p^{tt} = n \times p^{tc} \times 1^m = 1.2 \times 3 \times 1 = 3.6 \text{ kN/m}^2$$

Tổng tải trọng lên bản chiếu nghỉ: $q_1 = g^{tt} + p^{tt} = 5.398 + 3.6 = 8.998 \text{ kN/m}^2$

5.2. Tính toán bản thang

5.2.1. Xác định nội lực

Kết cấu cầu thang tồn tại rất nhiều ý kiến trái ngược nhau trong việc chọn sơ đồ tính. Để đơn giản và thiên về an toàn, ta dùng sơ đồ phổ biến nhất để xác định nội lực cho bản thang: sơ đồ 1 gối cố định, 1 gối di động. Nguyên nhân bởi vì:

Vách và dầm 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 dầm thang (việc này rất hay xảy ra trong quá trình thi công ngoài công trường).

Cầu thang bộ là một trong những hệ thống di chuyển trong công trình theo trục đứng, khi xảy ra sự cố bất thường như cháy nổ, hoả hoạn, động đất... thì nơi đây chính là lối thoát hiểm duy nhất (thang máy sẽ không được dùng trong những trường hợp này), và khi đó tải trọng sẽ có thể tăng hơn những lúc bình thường rất nhiều, vì thế tính an toàn của cầu thang cần được đảm bảo tối đa.

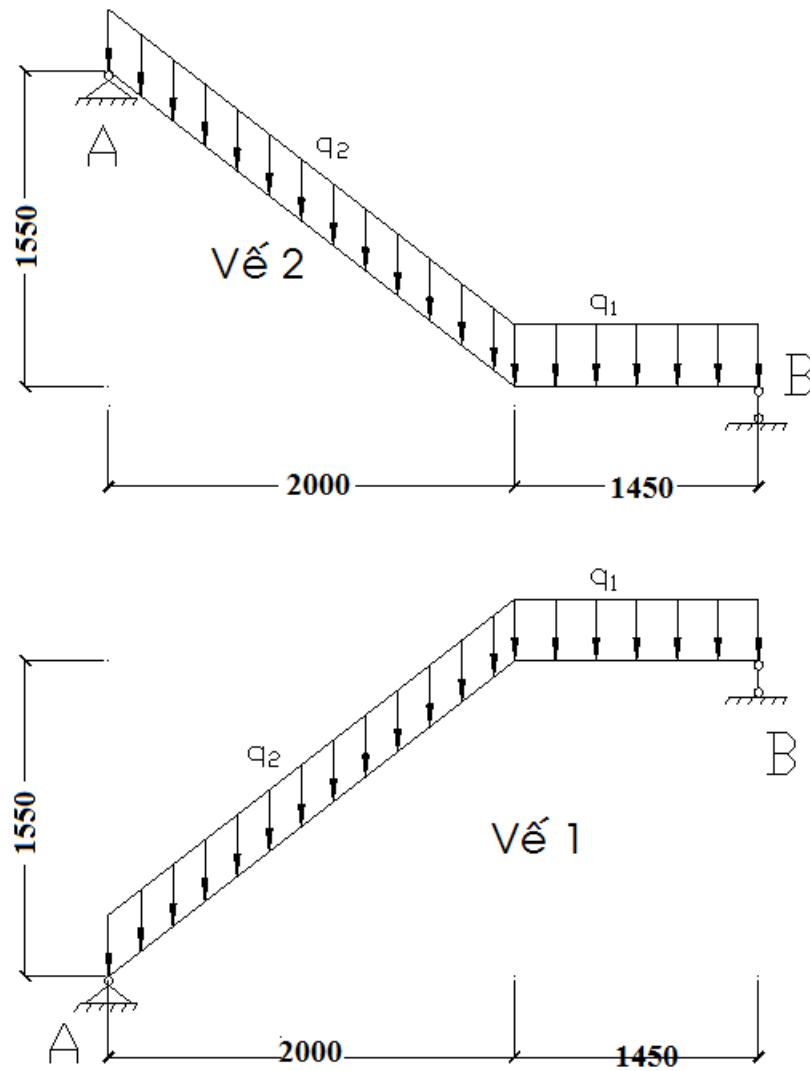
Từ những lý do trên, xác định cách tính toán như sau: sơ đồ dầm đơn giản một gối cố định, một gối di động, tải phân bố đều để có momen max tại giữa nhịp. Sau khi có momen max này, tiến hành tính toán thép cho nhịp, tại gối momen bằng không nhưng trên thực tế thì tại gối vẫn có thể chuyển vị khi có người sử dụng, để hạn chế chuyển vị này ta đặt thép cấu tạo cho tại gối.

5.2.2. Phân tích nội lực:

Xét về thang số 1, về thang số 2 tính toán tương tự

Tải trọng tác dụng:

$$\begin{cases} q_1 = 8.998kN/m \\ q_2 = 10.731kN/m \end{cases}; \cos \alpha = \cos(34.21^\circ) = 0.8269$$



Hình 5-1: Biểu đồ Momen cầu thang

$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow H_A = 0$$

$$\Sigma M_A = 0 \Leftrightarrow V_A(L_1 + L_2) - q_1 L_1 \frac{L_1}{2} - \frac{q_2 L_2}{\cos \alpha} \left(\frac{L_2}{2} + L_1 \right) = 0$$

$$\Rightarrow V_A = \frac{q_1 L_1 \frac{L_1}{2} + \frac{q_2 L_2}{\cos \alpha} \left(\frac{L_2}{2} + L_1 \right)}{(L_1 + L_2)} = \frac{8.998 \times 1.45 \times \frac{1.45}{2} + \frac{10.731 \times 2}{0.8269} \times \left(\frac{2}{2} + 1.45 \right)}{(1.45 + 2)}$$

$$= 20.32 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_Y = 0 \Rightarrow V_A - \frac{q_2 L_2}{\cos \alpha} - q_1 L_1 + V_B = 0 \Rightarrow V_B = 18.68 \text{ kN}$$

một đoạn x:

$$M_x = V_A x - \frac{q_2 x^2}{2 \cos \alpha};$$

$$M_x = \frac{V_A \cos \alpha}{q_2} \frac{18.68 \times 0.8269}{10.731} \quad \text{max}$$

$$x = 1.531m \Rightarrow M = \frac{10.731 \times 1.566^2}{2 \times 0.8269} \quad \text{max}$$

$$x = 2m \Rightarrow M_x = 11.41kNm$$

$$QA \cos \alpha_{\text{max}}$$

5.2.3. Tính toán thép cầu thang bộ tầng điển hình:

5.2.3.1. Tính toán thép bản thang & bản chiếu nghỉ

Cắt ra 1 dải bản thang rộng 1m và xem như dầm chịu uốn có kích thước tiết diện 120x1000mm

$$\text{Chọn } a=15\text{mm} \Rightarrow h_o=h-a=150-15=135\text{mm}$$

Trình tự tính toán:

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

$$\text{Điều kiện: } \left\{ \begin{array}{l} \xi \leq \xi_R \\ \mu \geq \mu_{\min} \end{array} \right\}$$

Hình 5-2: Kết quả tính toán cầu thang

			b mm	h_o mm	α_m	ξ	A_s mm ²	d mm	@ mm	A_{s,c} mm ²	μ %
Bản thang	M nhịp	13.34	1000	135	0.05	0.051	523	10	140	561	0.71
	M gối	5.336	1000	135	0.02	0.02	208	8	200	251	0.25
Bản chiếu nghỉ	M nhịp	13.34	1000	135	0.053	0.051	523	10	140	561	0.71
	M gối	5.336	1000	135	0.02	0.02	208	8	200	251	0.25

5.2.3.2. Tính toán dầm cầu thang

Kích thước dầm cầu thang 200x300, nhịp L= 2.5m

a. Tải trọng

Tải trọng tác dụng lên dầm chiếu nghỉ bao gồm phản lực do bản thang truyền vào và tải trọng do bản thân dầm thang.

Tải trọng do bản thang truyền vào (bằng phản lực của bản thang)

$$q_1 = 19.86 \text{ kN/m}$$

Tải trọng bản thân dầm :

$$q_2 = n\gamma_{bt}b(h - h_s) = 1.1 \times 25 \times 0.2 \times (0.3 - 0.15) = 0.825 \text{ kN/m}$$

Tổng tải trọng tác dụng lên dầm thang nằm trong phân thang:

$$q = q_1 + q_2 = 18.68 + 0.825 = 19.5 \text{ kN/m}$$

Nội lực :

$$\text{Momen uốn: } M = \frac{qL^2}{8} = \frac{19.5 \times 2.5^2}{8} \text{ max}$$

$$\text{Lực cắt: } Q = \frac{qL}{2} = \frac{19.5 \times 2.5}{2} \text{ max}$$

b. Cốt thép :

✚ Cốt thép dọc:

Tính toán cốt thép cho các kết cấu dầm theo công thức tính toán cấu kiện chịu uốn trong trường hợp đặt cốt thép đơn.

Giả thiết a tính $h_0 = h - a = 300 - 40 = 260 \text{ mm}$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{15.3 \times 10^6}{17 \times 200 \times 260^2} = 0.067$$

Kiểm tra lại điều kiện $\alpha \leq \alpha_R$, nếu không thỏa cần tăng kích thước tiết diện sàn hoặc tăng cấp độ bền của bê tông.

$$\text{Nếu thỏa thì tính giá trị: } \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.067} = 0.07$$

Tính diện tích cốt thép yêu cầu:

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.07 \times 17 \times 200 \times 260}{280} = 235 \text{ mm}^2$$

Chọn 2d14 có $A_s = 308 \text{ mm}^2$

$$\text{Tính hàm lượng cốt thép: } \mu = \frac{A_s}{b h_0} \times 100\% = \frac{308}{200 \times 260} \times 100\% = 0.59\%$$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu_{\min} = 0.05\% \leq \mu \leq \mu_{\max} = \xi \frac{\gamma_b R_b}{R_s} \times 100\% = 0.623 \times \frac{1 \times 11.5}{280} = 2.6\%$$

✚ Cốt đai :

Lực cắt lớn nhất: $Q=25.4\text{kN}$

Tính theo cấu kiện chịu uốn, tiết diện chữ nhật : $b=200\text{mm}$, $h=300\text{mm}$, $h_0=260\text{mm}$,
 $R_b=17\text{MPa}$, $R_{bt}=1.2\text{MPa}$, $R_{sw}=175\text{MPa}$

Chọn cốt đai: $n=2$; $d=6$ ($a_{sw}=28\text{mm}^2$)

Xác định khả năng chịu cắt của bê tông:

$$Q_{bo} = 0.5\varphi_{b4}(1+\varphi_n)R_{bt}bh_0 = 0.5 \times 1.5 \times (1+0) \times 1.2 \times 200 \times 260 / 1000 = 46.8\text{kN}$$

$$Q = 25.4\text{kN} < Q_{bo} = 46.8\text{kN}$$

⇒ Bê tông đủ khả năng chịu cắt nên không cần tính cốt đai.

Bố trí theo cấu tạo:

Đoạn gần gối tựa:

$$s_{ct} \leq \begin{cases} \frac{h}{3} = \frac{300}{3} = 100\text{mm} \\ 300\text{mm} \end{cases}$$

⇒ Chọn $s = 100\text{mm}$ ⇒ Cốt đai d_6a100

Đoạn giữa nhịp

$$s_{ct} \leq \begin{cases} \frac{3h}{4} = \frac{3 \times 300}{4} = 225\text{mm} \\ 500\text{mm} \end{cases}$$

⇒ Chọn $s = 200\text{mm}$ ⇒ Cốt đai d_6a200

5.2.3.3. Kiểm tra nứt

Bảng 5-3: Số liệu đầu vào tính nứt cầu thang

Bê tông B30	$R_{b,ser}$	22
	$R_{bt,ser}$	1.8
Cốt thép AI	$R_{s,ser}$	235
Chiều dày bản h	h	150

✚ Nội lực:

Bảng 5-4: Xét ô bản có kích thước L1 và L2 chịu tải trọng phân bố đều q (kN/m²)

Nội lực	L1	L2	gc	pc	qc=gc+pc
	m	m	kN/m²	kN/m²	kN/m²
Tải trọng dài hạn	1.55	2.53	6.27	1	7.27
Toàn bộ tải	1.55	2.53	6.27	3	9.27

Bảng 5-5: Tải trọng tác dụng lên ô sàn

Momen do toàn bộ tải	Mnh1	13.143
Momen do tải trọng dài hạn tác dụng ngắn hạn	Mnh2	10.197
Momen do tải trọng dài hạn tác dụng dài hạn	Mdh	10.197

Các bước tính toán tương tự như tính nứt ở sàn:

Bảng 5-6: Tổng hợp giá trị tính toán nứt

Hệ số a	a	6.461	
Tính Ared	Ared	1536.24	cm²
Tính chiều cao tương đối của vùng chịu nén x	x	0.51	
Tính x	x	7.67	cm
Tính Ib0	Ib0	15081.63	cm⁴
Tính Is0	Is0	158.95	cm⁴
Tính I's0	I's0	0	cm⁴
Tính Sb0	Sb0	2681.33	cm³
Tính Wpl	Wpl	7080.81	cm³
Khả năng chống nứt của bê tông	Merc	12.74	kNm
Kiểm tra khả năng xảy ra khe nứt với M1t		Nứt	
Kiểm tra khả năng xảy ra khe nứt với M1d		Không nứt	
Kiểm tra khả năng xảy ra khe nứt với M2		Không nứt	

Bảng 5-7: Kiểm tra bề rộng khe nứt:

Tính nứt theo mục 4.2.7 trang 16 TCVN 5574:2012		acrc,1t	acrc,1d	acrc,2
Tính d	d	1	1	1
Tính m	m	0	0	0
Tính jl	jl	1	1	1.54
Tính h	h	1.3	1.3	1.3
Tính z với b'f = h'f = 0 (cm)	z	11.92	11.89	11.89
Ứng suất thép ngoài cùng (MPa) cấu kiện chịu uốn	ss	196.54	152.82	152.82
Đường kính thép bố trí d (mm)	d	10	10	10
Nứt do M1t, M1d và M2 tác dụng (mm)	acrc,1t	0.16	0.125	0.192

	acrc,1d			
	acrc,2			
Cấp chống nứt kết cấu bê tông cốt thép và giá trị khe nứt nhằm	Bảo vệ an toàn cho cốt thép			
Bề rộng khe nứt ứng với yêu cầu Bảo vệ an toàn cho cốt thép	agh,1	0.4	mm	
	agh,2	0.3	mm	
Bề rộng khe nứt do tác dụng của TT + HT dài hạn dài hạn	acrc,1	0.227	mm	
+ HT ngắn hạn tác dụng ngắn hạn (mm)				
Bề rộng khe nứt do tác dụng của TT + HT dài hạn dài hạn (mm)	acrc,2	0.192	mm	
Kiểm tra bề rộng khe nứt cho phép	acrc,1 ≤ agh,1	Thỏa điều kiện khe nứt		
Kiểm tra bề rộng khe nứt cho phép	acrc,2 ≤ agh,2	Thỏa điều kiện khe nứt		

CHƯƠNG 6. Khung không gian

6.1. Mở đầu:

Trong luận văn này là công trình tòa nhà chung cư gồm 2 tầng hầm và 16 tầng cao gồm khu nhà ở và shop house ở tầng trệt. Với mặt bằng không đều cạnh, sinh viên chọn hệ chịu lực chính gồm các vách được bố trí trên mặt bằng nhằm tận dụng được tối đa khả năng chịu lực của phương cứng hơn

Việc mô hình tính toán được sinh viên thực hiện trên phần mềm tính toán kết cấu là Etabs 16

Các bước thực hiện như sau:

Bước 1 : Chọn sơ bộ kích thước tiết diện.

Bước 2 : Tính toán tải trọng.

Bước 3 : Gán tải trọng và tổ hợp tải trọng.

Bước 4 : Tính toán nội lực bằng phần mềm ETABS.

Bước 5 : Tính toán thép cho khung trục điển hình

Bước 6 : Kiểm tra hàm lượng cốt thép nếu không đạt quay trở về bước 1

Bước 7 : Bố trí cốt thép và triển khai bản vẽ chi tiết khung trục đã chọn

6.2. Chọn thông số đầu vào:

6.2.1. Vật liệu:

Bê tông

Cấp độ bền chịu nén B30 ($\gamma_b = 1$)

✚ Rb = 17MPa

✚ Rbt= 1.2MPa

✚ Eb = 32500MPa

✚ $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Thép

Cốt thép loại CI ($d \leq 10$) có các chỉ tiêu sau:

✚ Cường độ chịu kéo tính toán thép dọc RS = 225 MPa

✚ Môđun đàn hồi của cốt thép dọc: Es = 210000 MPa

✚ Cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép đai: Rsw = 175 MPa

Cốt thép loại CIII ($d > 10$) có các chỉ tiêu sau:

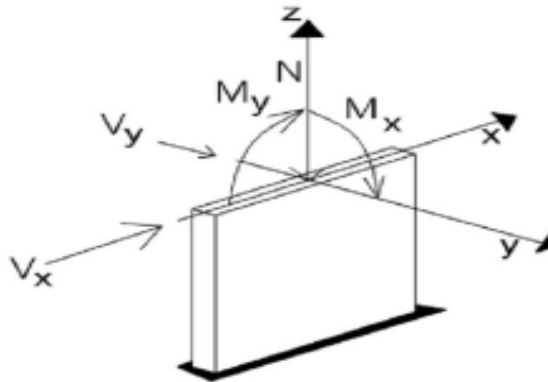
- ✚ Cường độ chịu kéo tính toán của thép dọc: $R_s = 365 \text{ MPa}$
- ✚ Môđun đàn hồi của cốt thép dọc: $E_s = 200000 \text{ MPa}$
- ✚ Cường độ chịu kéo tính toán của cốt thép đai: $R_{sw} = 290 \text{ MPa}$

6.3. Tính toán khung trục 4

6.3.1. Cơ sở lý thuyết tính toán thép vách lõi

Lõi, vách bê tông cốt thép là một trong những kết cấu chịu lực quan trọng trong nhà nhiều tầng. Nó kết hợp với hệ khung hoặc kết hợp với nhau tạo nên hệ kết cấu chịu lực cho công trình. Tuy nhiên việc tính toán chưa đề cập cụ thể trong tiêu chuẩn thiết kế của Việt Nam. Trên thế giới một số tiêu chuẩn đã đưa ra phương pháp thiết kế lõi vách: Eurocode, ACI.

Thông thường các vách cứng dạng console chịu tổ hợp nội lực sau: N, M_x, M_y, Q_x . Vách cứng chỉ chịu tải trọng đứng, tải trọng ngang thì tác động song song với mặt phẳng của nó nên bỏ qua khả năng chịu moment ngoài mặt phẳng M_x và lực cắt theo phương vuông góc với mặt phẳng Q_y chỉ xét đến tổ hợp nội lực bao gồm N, M_y, Q_x



Nội lực tác dụng lên vách

Việc tính toán cốt thép dọc cho vách phẳng có thể sử dụng một số phương pháp tính như sau:

- ✚ Phương pháp phân bố ứng suất đàn hồi.
- ✚ Phương pháp giả thuyết vùng biên chịu moment.
- ✚ Phương pháp xây dựng biểu đồ tương tác

6.3.2. Phương pháp phân bố ứng suất đàn hồi

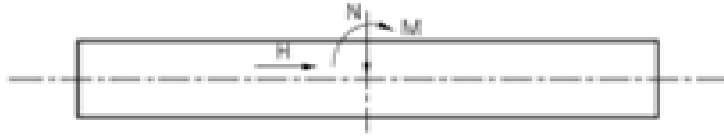
Phương pháp này chia vách thành những phần tử nhỏ chịu lực kéo hoặc nén đúng tâm, ứng suất coi như phân bố đều trên mặt cắt ngang của phần tử. Tính toán cốt thép cho từng phần tử sau đó kết hợp lại bố trí cho cả vách.

Các giả thuyết cơ bản khi tính toán:

- ✚ Vật liệu đàn hồi.
- ✚ Ứng suất kéo do cốt thép chịu, ứng suất nén do cả bê tông và cốt thép chịu.

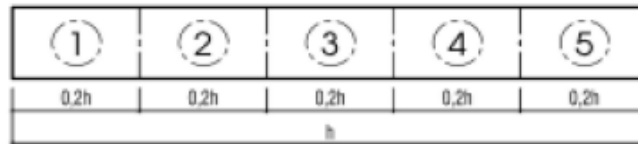
Trình tự tính toán như sau

Xác định trục chính moment quán tính chính tại tâm của vách



Hình 6-1: Xác định trục chính moment quán tính chính

Chia vách từng phần tử nhỏ: các phần tử có chiều dài từ $(0.15 \div 0.25)L_w$



Hình 6-2: Chia nhỏ vách thành các đoạn nhỏ

Xác định ứng suất trên mỗi phần tử: do giả thiết là vật liệu đàn hồi nên ta dùng các công thức tính toán trong sức bền vật liệu.

Tính ứng suất trong từng phần tử: ứng suất trong từng phần tử được xác định theo công thức sau:

$$\sigma_i = \frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{I_x} y_i$$

Tính lực tác dụng lên các phần tử: $N_i = t_w \frac{l_w}{n} \sigma_i$

Trong đó

- ✚ t_w – chiều dày của vách.
- ✚ l_w – chiều dài của vách.
- ✚ A – diện tích mặt cắt ngang của vách.
- ✚ I_x – moment quán tính chính trung tâm

Tính toán cốt thép theo **TCVN 5574:2012**: tính toán cốt thép cho cầu kiện chịu kéo nén đúng tâm theo công thức sau:

Đối với vùng chịu kéo ($N_i < 0$): $A_S = \frac{N_i}{R_S}$

Đối với vùng chịu nén ($N_i > 0$): $A_S = \frac{N_i - \gamma_D R_D A_b}{R_{SC}}$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép.

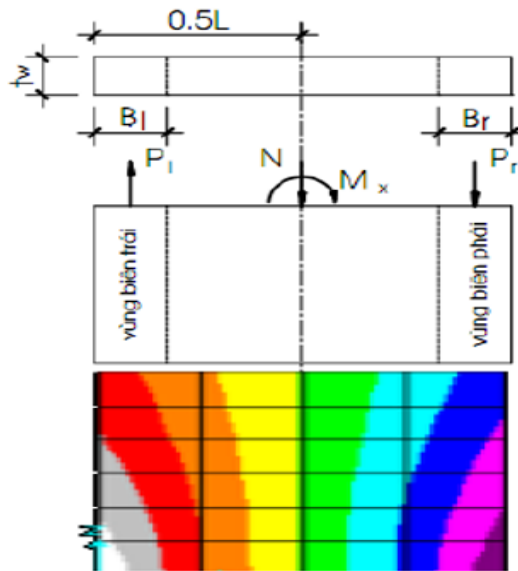
Kiểm tra khả năng chống uốn của vách đối với moment còn lại

Nhận xét: Phương pháp này đơn giản có thể tính toán các vách cho các hình dạng phức tạp L, T, U hay lõi thang. Phương pháp này giả thiết là vách là vật liệu đàn hồi, coi ứng suất là đường tuyến tính trên mặt cắt tiết diện, đưa moment về trọng tâm tiết diện phân phối lại moment tuyến tính trên tiết diện

6.3.3. Phương pháp giả thiết vùng biên chịu moment

Phương pháp này cho rằng cốt thép đặt tại vùng biên của hai đầu vách để thiết kế để chọn toàn bộ moment. Lực dọc giả thuyết là phân bố đều trên toàn bộ tiết diện vách.

Giả thiết tính toán: ứng suất kéo do cốt thép chịu, ứng suất nén do bê tông và cốt thép chịu.



Hình 6-3: Sơ đồ phân bố ứng suất của vách theo phương pháp vùng biên chịu moment.

Trình tự tính toán:

Giả thiết chiều dài B của hai vùng biên chịu moment. Xét vách chịu lực dọc N và moment Mz, moment Mx.

Xác định lực kéo, nén trong vùng biên:
$$P_{l,r} = \frac{N}{A} A_b \pm \frac{M_x}{L - 0.5B_l - 0.5B_r}$$

Trong đó:

- A_b – diện tích vùng biên.
- A – diện tích mặt cắt vách

Tính toán cốt thép theo TCVN 5574:2012

Vùng chịu kéo ($N < 0$): $A_S = \frac{N_i}{R_s}$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép: Nếu không thỏa mãn thì tăng kích thước của vùng biên. Chiều dài của vùng biên có giá trị lớn nhất $0.5L_w$, nếu vượt qua giá trị này cần tăng bề dày tường. Kiểm tra phần vách còn lại: vách ở giữa như cấu kiện chịu nén đúng tâm, trường hợp bê tông đã đủ khả năng chịu lực thì cốt thép trong vùng này đặt theo cấu tạo, hàm lượng phải lớn hơn μ_{min} . Kiểm tra khả năng chống uốn của vách đối với moment còn lại.

Nhận xét: Phương pháp này tương tự như phương pháp phân bố ứng suất đàn hồi, chỉ khác là cốt thép chịu moment ở hai đầu vách. Ngoài ra, còn thích hợp với trường hợp vách có tiết diện tăng cường ở hai đầu vách và phương pháp này thiên về an toàn vì chỉ kể đến khả năng chịu moment của một phần diện tích vách vùng biên.

6.3.4. Phương pháp biểu đồ tương tác

Phương pháp này dựa trên một số giải thuyết về sự làm việc của bê tông và cốt thép để thiết lập trạng thái chịu lực giới hạn (N_u, M_u) của vách. Tập hợp các trạng thái này sẽ tạo thành một đường cong liên hệ giữa lực dọc N và moment M của trạng thái giới hạn.

Đây là phương pháp chính xác nhất, phản ánh đúng nhất sự làm việc của lõi vách

Phương pháp này thực chất coi vách là cấu kiện chịu nén lệch tâm và cốt thép phân bố trên toàn tiết diện vách được kể đến trong khả năng chịu lực của vách.

Việc thiết lập biểu đồ tương tác đòi hỏi khối lượng tính toán lớn, phức tạp.

Kết luận:

Đối với công trình này ta sẽ tính theo phương pháp giả thiết vùng biên chịu moment. - Theo mục 3.4.2 TCVN 198:1997:

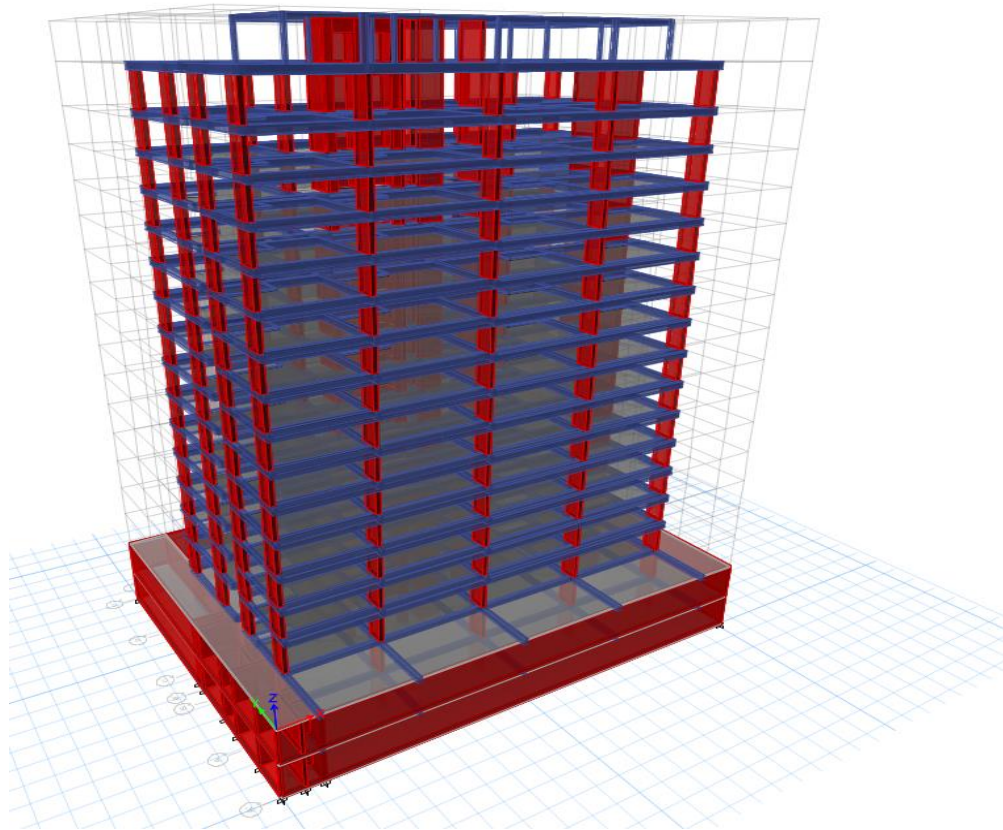
- ✚ Phải đặt hai lưới thép. Đường kính cốt thép(kể cả cốt thép thẳng đứng và cốt thép nằm ngang) không nhỏ hơn 10mm và không nhỏ hơn $0.1b$. hai lớp lưới thép này phải được kiên kết với nhau bằng các móc đai hình chữ s với mật độ 4 móc/m².
- ✚ Hàm lượng cốt thép thẳng đứng chọn $\geq 0.4\%$ (đối với động đất yếu) và $\geq 0.6\%$ (đối với động đất trung bình và mạnh) nhưng không lớn hơn 3.5%.
- ✚ Khoảng cách giữa các cốt thép chọn $\geq 200\text{mm}$ (nếu $b \leq 300\text{mm}$) và $\leq 2b/3$ (nếu $b > 300\text{mm}$). Riêng đối với động đất yếu các cốt thép nằm ngang có thể cách nhau tới 250mm.
- ✚ Cốt thép nằm ngang chọn không ít hơn 1/3 lượng cốt thép dọc với hàm lượng $\leq 0.25\%$ (đối với động đất yếu) và $\leq 0.4\%$ (đối với động đất trung bình và mạnh).

- ✚ Chiều dài nổi buộc của cốt thép lấy bằng 1.5lbo (đối với độ đất yếu) và 2lbo (đối với độ đất trung bình và mạnh). Trong đó lbo là chiều dài neo tiêu chuẩn đối với trường hợp không có độ đất. các điểm nối thép phải đặt so le.
- ✚ Trong trường hợp vách có lỗ mở nhỏ (b_l và $e \leq 500\text{mm}$), phải đặt tăng cường ít nhất 2d12 mỗi biên và mỗi góc lỗ mở.

Nếu các vách biên không tăng cường tiết diện, cấu tạo thép của vách đặt có thể thực hiện bằng cách thêm thép c hoặc s.

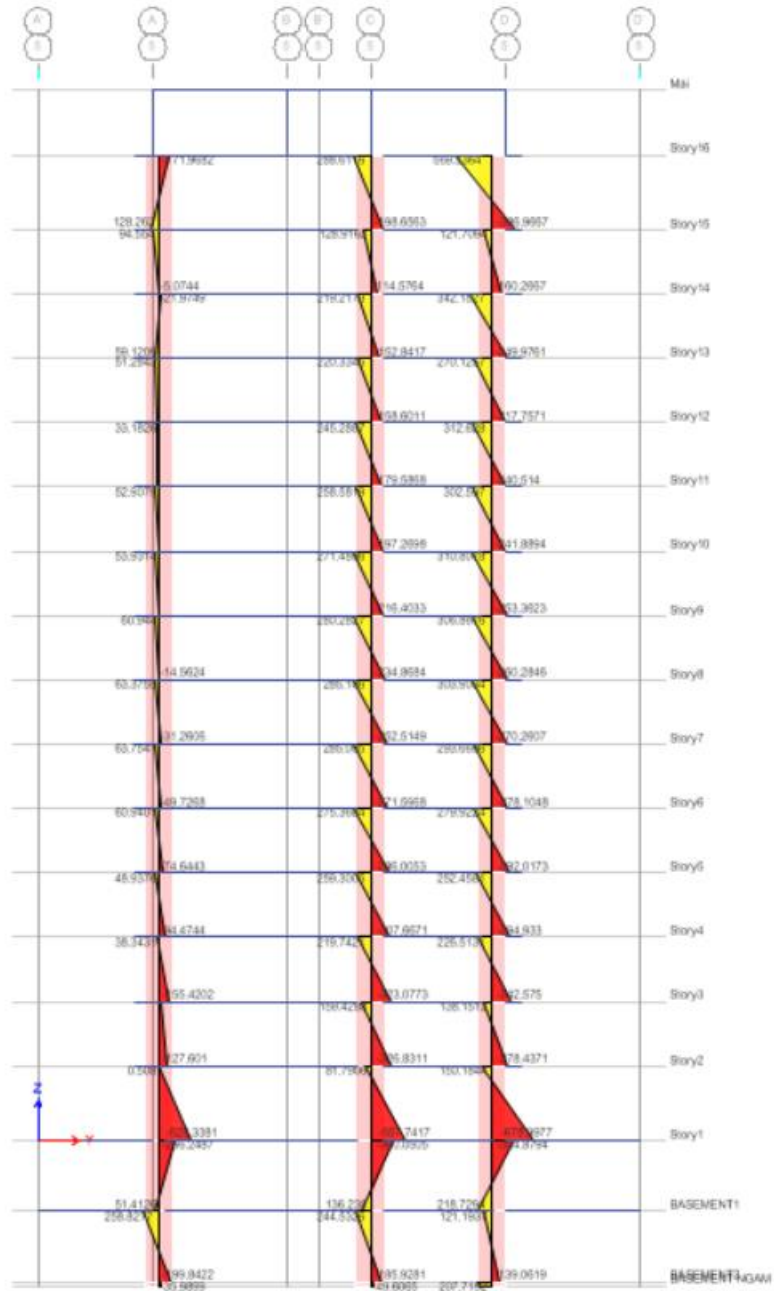
6.3.5. Áp dụng tính toán

Sinh viên mô hình công trình lên phần mềm Etabs với các giá trị tải trọng được gán vào cấu kiện đã được tính ở chương 2:



Hình 6.3.5: Mô hình công trình trong phần mềm Etabs

6.3.6. Tính toán cốt thép vách khung trục 4



Hình 6.3.7.1: mô hình nội lực vách

Lý thuyết chung

Vách là một trong những kết cấu chịu lực quan trọng trong nhà nhiều tầng. Ưu điểm của nó là tính liên khối tốt, biến dạng ngang nhỏ do có độ cứng lớn. Trong quá trình làm việc chung của toàn bộ công trình vách cứng có vai trò chịu phần lớn tải trọng ngang và một phần tải trọng đứng. Tuy nhiên việc tính toán cốt thép vẫn chưa được đề cập cụ thể trong tiêu chuẩn thiết kế của Việt Nam. Việc tính toán vách cứng chủ yếu thiết kế có sẵn trong các chương trình của nước ngoài.

Việc tính toán có thể sử dụng nhiều phương pháp. Có 3 phương pháp tính toán cốt thép cho vách phẳng thường dùng trong thiết kế nhà cao tầng :

- + Phương pháp phân bố ứng suất đàn hồi.
- + Phương pháp giả thiết vùng biên chịu moment.
- + Phương pháp xây dựng biểu đồ tương tác

Sinh viên có thể sử dụng tất cả các phương pháp trên để tính toán diện tích cốt thép và chọn ra diện tích cốt thép hợp lý nhất để bố trí cốt thép. Tuy nhiên do trong luận văn thời gian có hạn nên sinh viên chỉ chọn phương pháp giả thiết vùng biên chịu moment để tính toán cốt thép vách.

Giả thiết tính toán

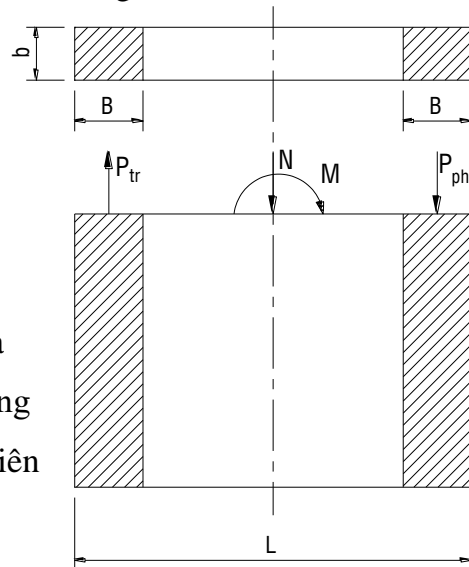
Cốt thép đặt trong vùng biên ở hai đầu vách được thiết kế để chịu toàn bộ moment. Lực dọc trục được giả thiết là phân bố đều trên toàn bộ chiều dài tường.

Các giả thiết cơ bản:

- Ứng lực kéo do cốt thép chịu.
- Ứng lực nén do cả bê tông và cốt thép chịu.

Trình tự tính toán

Bước 1: Giả thiết chiều dài B của vùng biên chịu mômen. Xét vách chịu lực dọc trục N và momen uốn mặt phẳng Mx. Moment Mx tương đương với một cặp ngẫu lực đặt ở hai vùng biên của vách



Hình 6-4: Sơ đồ tính theo phương pháp giả thiết vùng biên chịu moment

Bước 2: Xác định lực kéo hoặc nén trong vùng biên:

$$P_{tr,ph} = \frac{N}{A} A_b \pm \frac{M_x}{(L - B)}$$

Với : A_b - diện tích của vùng biên

A - diện tích mặt cắt vách

Bước 3: Tính diện tích cốt thép chịu kéo, nén :

$$A_{sk} = \frac{N}{R_s}$$

$$A_{sn} = \frac{\frac{N}{\varphi} - R_b A_b}{R_{sc}}$$

Bước 4: Kiểm tra hàm lượng cốt thép ($\mu_{\min} = 0.1\%, \mu_{\max} = 6\%$). Nếu không thỏa thì phải tăng kích thước B của vùng biên lên rồi tính lại từ bước 1. Chiều dài của vùng biên B có giá trị lớn nhất là $L/2$ nếu vượt quá giá trị này cần tăng bề dày vách.

Bước 5: Kiểm tra phần vách còn lại giữa hai vùng biên như đối với cấu kiện chịu nén đúng tâm. Trường hợp bê tông đủ khả năng chịu lực thì cốt thép chịu nén trong vùng này đặt theo cấu tạo.

Cấu tạo thép vách cứng

Cốt thép dọc: Phải đặt hai lớp thép lưới. Đường kính cốt thép không nhỏ hơn 10mm. Hai lớp lưới thép phải đặt liên kết với nhau bằng các móc đai hình chữ S hoặc chữ C với mật độ 4 móc/m². Tỷ lệ phần trăm cốt thép thẳng đứng xác định theo tính toán nhưng phải lớn hơn 0.4% đối với động đất yếu và 0.6% đối với động đất trung bình và mạnh, đồng thời không vượt quá 6%.

Cốt thép nằm ngang chọn không ít hơn 1/3 lượng cốt thép dọc với hàm lượng $\leq 0.25\%$ đối với động đất yếu và $\leq 0.4\%$ đối với động đất trung bình và mạnh. Khoảng cách giữa cốt thép nằm ngang chọn ≥ 200 mm nếu $b_v \leq 300$ mm và $\leq 2b_v/3$ nếu $b_v > 300$ mm. Trường hợp thông thường và động đất yếu có thể chọn khoảng cách cốt thép nằm ngang tới 250 mm.

Chiều dài nối buộc cốt thép lấy bằng $1.5l_n$ đối với động đất yếu và $2l_n$ đối với động đất trung bình và mạnh. Trong đó l_n chiều dài đoạn neo tính toán cho trường hợp thông thường không xét động đất. Các điểm nối thép đặt so le.

Ví dụ tính toán:

Tính toán vách P2:

Bảng 6.7 Nội lực vách P2 tầng 16

VÁCH	TẦNG	M (kNm)	V (kN)	N (kN)	COMB	L (mm)	B (mm)
P2	TẦNG 16	-1069.71	425.3519	-651.17	Comb10	1400	350

Vật liệu sử dụng

- Bê tông cấp độ bền chịu nén B30:

$$R_b = 17 \text{MPa}; R_{bt} = 1.2 \text{MPa}; E_b = 32.5 \times 10^3 \text{MPa}$$

- Thép nhóm CIII:

$$R_s = 365 \text{MPa}; E_s = 20 \times 10^4 \text{MPa}$$

Tính vách vùng biên

$$B = 0.35 \text{ m}; L = 1400 \text{ m}; B_{T,P} = B = 0.35 \text{ m}; A_b = 0.1225 \text{ m}^2;$$

- Lực kéo, nén vùng biên bên trái:

$$P_T = \frac{P}{A} A_b + \frac{M}{(L_w - 0.5B_{tr} - 0.5B_p)}$$

$$= \frac{10.65}{0.35 \times 1.4} \times 0.1225 + \frac{332.68}{(2.8 - 0.5 \times 0.56 - 0.5 \times 0.56)} = 461.31 \text{ kN}$$

- Lực kéo, nén vùng biên bên phải:

$$P_P = \frac{P}{A} A_b - \frac{M}{(L_w - 0.5B_{tr} - 0.5B_p)}$$

$$= \frac{10.65}{0.35 \times 1.4} \times 0.1225 - \frac{332.68}{(2.8 - 0.5 \times 0.56 - 0.5 \times 0.56)} = -331.07 \text{ kN}$$

- Chiều dài tính toán $L_o = \mu \times H = 0.7 \times 3300 = 2310 \text{ mm}$

- Độ mảnh tính toán: $\lambda = \frac{L_o}{0.288 \times t_w} = \frac{2310}{0.288 \times 350} = 29.16 > 28$

$$\rightarrow \varphi = 1.028 - 0.0000288\lambda^2 - 0.0016\lambda$$

$$= 1.028 - 0.0000288 \times 29.16^2 - 0.0016 \times 29.16 = 0.85$$

Tính diện tích cốt thép vùng biên phải

Vì $P_p < 0$ nên:

$$A_p = \frac{P_p}{R_{sc}} = \frac{-331.07 \times 10^3}{365} = 907.041 \text{ mm}^2$$

Tính diện tích cốt thép vùng biên phải

Vì $P_t > 0$ nên

$$A_T = \frac{\frac{P_T}{\varphi} - \gamma_b R_b A_b}{R_{sc}} = \frac{\frac{461.31 \times 10^3}{0.85} - 22 \times 0.09 \times 1000 \times 1000}{365} = 3938 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \max(A_p, A_t) = 907.041 \text{ mm}^2$$

Trong vùng biên 350x350mm cần $A_s = 907.041 \text{ mm}^2$

→ Chọn thép : 8Ø16 ($A_{s\text{chon}} = 1608 \text{ mm}^2$)

Kiểm tra hàm lượng cốt thép

$$\frac{A_s}{t_w \times B} = \frac{1608}{350 \times 122.5} \times 100 = 1.79\% \rightarrow \text{thỏa}$$

Tính vách vùng bụng

- Kiểm tra phần vách còn lại giữa 2 vùng biên đối với cấu kiện chịu nén đứng tâm

+ Lực dọc tác dụng lên vùng bụng vách :

$$P_{\text{bung}} = \frac{N}{A} \times [A_{\text{bung}}]$$
$$P_{\text{bung}} = \frac{|-651.17|}{350 \times 1400} \times [350 \times 1300] = 521 \text{ KN}$$

- Tính thép vùng bụng

$$A_{s\text{bung}} = \frac{\frac{P_{\text{bung}}}{\varphi} - R_b A_{\text{bung}}}{R_{sc}} = \frac{\frac{521}{0.85} - 22 \times 1.3 \times 0.35 \times 1000}{365} = 41708 \text{ KN}$$

→ Chọn thép theo cấu tạo Ø16a200.

Tính thép đai cho vách

- Khả năng chịu cắt của bê tông: $Q_0 = \varphi_{b3} \times (1 + \varphi_n) R_{bt} \times b \times h_0 = 777.6 \text{ kN}$

$Q_{\text{max}} = 18.057 \text{ (kN)}$ → bê tông đủ khả năng chịu cắt

Vậy ta bố trí đai theo cấu tạo, bước đai Ø8a200 (mm)

Bảng 6.8 Bảng tính cốt thép dọc vách

TÊN VÁCH	TÊN TẦNG	M(kNm)	N(kN)	L (mm)	B mm	B _T (mm)	B _P (mm)	P _T (kN)	P _P (kN)	A _{sT} (mm ²)	A _{sP} (mm ²)	A _s	Thép biên			A _s chọn	μ (%)
P1	TẦNG 16	369.65	-493.31	1000	250	250	250	291.4	-143.4	393	-4485	393	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 15	381.18	-762.22	1000	250	250	250	338.6	-109.9	301	-4333	301	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 14	-401.67	-1074.11	1000	250	250	250	397.4	-75.2	206	-4144	206	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 13	-409.98	-1318.11	1000	250	250	250	438.9	-43.4	119	-4010	119	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 12	-431.86	-1542.02	1000	250	250	250	485.3	-22.7	62	-3860	62	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 11	-355.9	-1742.8	1000	250	250	250	470.8	52.1	-5424	-3907	-3907	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 10	-400.29	-1611.95	1000	250	250	250	309.5	12.9	-5425	-4427	-4427	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 9	-426.73	-2477.3	1000	250	250	250	405.8	89.7	-5424	-4117	-4117	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 8	-390.83	-3344.62	1000	250	250	250	479.2	189.7	-5424	-3880	-3880	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 7	-329.25	-4218.11	1000	250	250	250	543.8	299.9	-5424	-3672	-3672	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 6	-294.41	-5608.92	1000	250	250	250	669.9	451.9	-5423	-3265	-3265	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 5	-1779.09	-1879.83	1000	250	250	250	1328.5	-764.5	2095	-1143	2095	8	Ø	20	2512	2.79
	TẦNG 4	-1792.85	-1893.59	1000	250	250	250	1328.5	-764.5	2116	-1122	2116	8	Ø	20	2512	2.79
	TẦNG 3	-1806.61	-1907.35	1000	250	250	250	1328.5	-764.5	2137	-1101	2137	8	Ø	20	2512	2.79
	TẦNG 2	-1820.37	-1921.11	1000	250	250	250	1328.5	-764.5	2158	-1080	2158	8	Ø	20	2512	2.79
TẦNG 1	-1834.13	-1934.87	1000	250	250	250	1328.5	-764.5	2179	-1059	2179	8	Ø	20	2512	2.79	

CHƯƠNG 6: THIẾT KẾ KHUNG KHÔNG GIAN

	TẦNG HẦM	-1847.89	-1948.63	1000	250	250	250	1328.5	-764.5	2200	-1038	2200	8	Ø	20	2512	2.79
P2	TẦNG 16	-1069.71	-651.17	1400	350	350	350	461.3	-331.1	907	-3938	907	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 15	381.18	-762.22	1400	350	350	350	338.6	-109.9	301	-4333	301	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 14	-401.67	-1074.11	1400	350	350	350	397.4	-75.2	206	-4144	206	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 13	-409.98	-1318.11	1400	350	350	350	438.9	-43.4	119	-4010	119	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 12	-431.86	-1542.02	1400	350	350	350	485.3	-22.7	62	-3860	62	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 11	-355.9	-1742.8	1400	350	350	350	470.8	52.1	-5424	-3907	-3907	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 10	-781.48	-4598.12	1400	350	350	350	749.2	170.4	-5424	-3010	-3010	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 9	-764.06	-1301.98	1400	350	350	350	413.2	-152.8	419	-4093	419	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 8	-789.48	-1961.78	1400	350	350	350	488.6	-96.2	264	-3850	264	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 7	-751.89	-2621.51	1400	350	350	350	540.6	-16.3	45	-3682	45	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 6	-688.31	-3281.04	1400	350	350	350	583	73.2	-5424	-3545	-3545	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 5	7806.62	-5342.23	1400	350	350	350	2357.1	-3425.6	-9385	5617	5617	14	Ø	25	6869	7.63
	TẦNG 4	7859.36	-5289.49	1400	350	350	350	2409.84	3372.86	-9385	5617	5617	14	Ø	25	6869	7.63
	TẦNG 3	7917.81	-5231.04	1400	350	350	350	2468.29	3314.41	-9385	5617	5617	14	Ø	25	6869	7.63
TẦNG 2	7976.26	-5172.59	1400	350	350	350	2526.74	3255.96	-9385	5617	5617	14	Ø	25	6869	7.63	
TẦNG 1	8034.71	-5114.14	1400	350	350	350	2585.19	3197.51	-9385	5617	5617	14	Ø	25	6869	7.63	
TẦNG HẦM	8093.16	-5055.69	1400	350	350	350	2643.64	3139.06	-9385	5617	5617	14	Ø	25	6869	7.63	
P3	TẦNG	-315.16	-1351.13	1400	350	350	350	251.8	18.4	-5425	-4613	-4613	8	Ø	16	1608	1.79

CHƯƠNG 6: THIẾT KẾ KHUNG KHÔNG GIAN

	16																
	TẦNG 15	-334.78	-2078.27	1400	350	350	350	331.8	83.8	-5424	-4355	-4355	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 14	-310.13	-2814.64	1400	350	350	350	396.3	166.6	-5424	-4147	-4147	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 13	-265.17	-3561.69	1400	350	350	350	454.4	258	-5424	-3960	-3960	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 12	303.53	-4400.62	1400	350	350	350	552.5	327.6	-5424	-3644	-3644	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 11	-1072.14	-4797.72	1400	350	350	350	876.9	82.7	-5424	-2598	-2598	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 10	-781.48	-4598.12	1400	350	350	350	749.2	170.4	-5424	-3010	-3010	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 9	-764.06	-1301.98	1400	350	350	350	413.2	-152.8	419	-4093	419	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 8	-789.48	-1961.78	1400	350	350	350	488.6	-96.2	264	-3850	264	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 7	-751.89	-2621.51	1400	350	350	350	540.6	-16.3	45	-3682	45	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 6	-688.31	-3281.04	1400	350	350	350	583	73.2	-5424	-3545	-3545	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 5	7806.62	-5342.23	1400	350	350	350	2357.1	-3425.6	-9385	5617	5617	14	Ø	25	6869	7.63
	TẦNG 4	7859.36	-5289.49	1400	350	350	350	2409.84	-	-9385	5617	5617	14	Ø	25	6869	7.63
	TẦNG 3	7917.81	-5231.04	1400	350	350	350	2468.29	-	-9385	5617	5617	14	Ø	25	6869	7.63
	TẦNG 2	7976.26	-5172.59	1400	350	350	350	2526.74	-	-9385	5617	5617	14	Ø	25	6869	7.63
	TẦNG 1	8034.71	-5114.14	1400	350	350	350	2585.19	-	-9385	5617	5617	14	Ø	25	6869	7.63
	TẦNG HẦM	8093.16	-5055.69	1400	350	350	350	2643.64	-	-9385	5617	5617	14	Ø	25	6869	7.63
P4	TẦNG 16	338.79	-909.88	1400	350	350	350	335.8	-62.8	172	-4342	172	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 15	-356.17	-1543.53	1400	350	350	350	441	22	-5425	-4003	-4003	8	Ø	16	1608	1.79

CHƯƠNG 6: THIẾT KẾ KHUNG KHÔNG GIAN

	TẦNG 14	-371.15	-2079.1	1400	350	350	350	530.2	93.5	-5424	-3716	-3716	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 13	-369.09	-2616.87	1400	350	350	350	609.6	175.4	-5424	-3460	-3460	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 12	-504.6	-3157.82	1400	350	350	350	770.5	176.9	-5424	-2941	-2941	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 11	576.04	-3700.83	1400	350	350	350	894	216.3	-5424	-2543	-2543	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 10	-315.16	-1351.13	1400	350	350	350	251.8	18.4	-5425	-4613	-4613	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 9	-334.78	-2078.27	1400	350	350	350	331.8	83.8	-5424	-4355	-4355	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 8	-310.13	-2814.64	1400	350	350	350	396.3	166.6	-5424	-4147	-4147	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 7	-265.17	-3561.69	1400	350	350	350	454.4	258	-5424	-3960	-3960	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 6	303.53	-4400.62	1400	350	350	350	552.5	327.6	-5424	-3644	-3644	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 5	-6384.15	-4286.73	1400	350	350	350	8527.5	-4240.8	11619	9404	11619	24	Ø	25	11775	3.93
	TẦNG 4	-6403.36	-4282.91	1400	350	350	350	8527.5	-4240.8	11644	9429	11638	24	Ø	25	11775	3.93
	TẦNG 3	-6422.57	-4279.09	1400	350	350	350	8527.5	-4240.8	11663	9454	11657	24	Ø	25	11775	3.93
	TẦNG 2	-6441.78	-4275.27	1400	350	350	350	8527.5	-4240.8	11682	9479	11676	24	Ø	25	11775	3.93
	TẦNG 1	-6460.99	-4271.45	1400	350	350	350	8527.5	-4240.8	11701	9504	11695	24	Ø	25	11775	3.93
TẦNG HẦM	-6480.2	-4267.63	1400	350	350	350	8527.5	-4240.8	11720	9529	11714	24	Ø	25	11775	3.93	
P5	TẦNG 16	-185.07	-968.18	1000	250	250	250	254.1	36.4	-5425	-4606	-4606	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 15	-209.78	-1473.78	1000	250	250	250	344.5	97.7	-5424	-4314	-4314	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 14	-224.53	-1996.44	1000	250	250	250	431.5	167.4	-5424	-4034	-4034	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 13	-230.71	-2543.42	1000	250	250	250	517.2	245.8	-5424	-3758	-3758	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 12	-234.62	-3123.13	1000	250	250	250	606.5	330.5	-5424	-3470	-3470	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG	-185.07	-968.18	1000	250	250	250	254.1	36.4	-5425	-4606	-4606	8	Ø	16	1608	1.79

CHƯƠNG 6: THIẾT KẾ KHUNG KHÔNG GIAN

	11																
	TẦNG 10	-209.78	-1473.78	1000	250	250	250	344.5	97.7	-5424	-4314	-4314	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 9	-224.53	-1996.44	1000	250	250	250	431.5	167.4	-5424	-4034	-4034	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 8	-230.71	-2543.42	1000	250	250	250	517.2	245.8	-5424	-3758	-3758	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 7	-234.62	-3123.13	1000	250	250	250	606.5	330.5	-5424	-3470	-3470	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 6	-264.79	-3968.38	1000	250	250	250	751	439.5	-5423	-3004	-3004	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 5	1151.64	-4499.07	1000	250	250	250	751	439.5	-5423	-3004	-3004	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 4	1151.64	-4499.07	1000	250	250	250	749.2	170.4	-5424	-3010	-3010	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 3	1151.64	-4499.07	1000	250	250	250	413.2	-152.8	419	-4093	419	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 2	1151.64	-4499.07	1000	250	250	250	488.6	-96.2	264	-3850	264	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 1	1151.64	-4499.07	1000	250	250	250	540.6	-16.3	45	-3682	45	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG HẦM	1151.64	-4499.07	1000	250	250	250	1352.3	2.6	7	-1066	7	8	Ø	16	1608	1.79
P6	TẦNG 16	-400.29	-1611.95	1400	350	350	350	309.5	12.9	-5425	-4427	-4427	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 15	-426.73	-2477.3	1400	350	350	350	405.8	89.7	-5424	-4117	-4117	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 14	-390.83	-3344.62	1400	350	350	350	479.2	189.7	-5424	-3880	-3880	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 13	-329.25	-4218.11	1400	350	350	350	543.8	299.9	-5424	-3672	-3672	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 12	-294.41	-5608.92	1400	350	350	350	669.9	451.9	-5423	-3265	-3265	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 11	1068	-6091.26	1400	350	350	350	1004.7	213.6	-5424	-2186	-2186	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 10	-315.16	-1351.13	1400	350	350	350	251.8	18.4	-5425	-4613	-4613	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 9	-334.78	-2078.27	1400	350	350	350	331.8	83.8	-5424	-4355	-4355	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 8	-310.13	-2814.64	1400	350	350	350	396.3	166.6	-5424	-4147	-4147	8	Ø	16	1608	1.79
	TẦNG 7	-265.17	-3561.69	1400	350	350	350	454.4	258	-5424	-3960	-3960	8	Ø	16	1608	1.79

CHƯƠNG 6: THIẾT KẾ KHUNG KHÔNG GIAN

TẦNG 6	303.53	-4400.62	1400	350	350	350	552.5	327.6	-5424	-3644	-3644	8	Ø	16	1608	1.79
TẦNG 5	8439.17	-5994.56	1400	350	350	350	5067.9	-2270.5	6220	3677	6220	16	Ø	25	7850	3.74
TẦNG 4	8476.7	-6030.18	1400	350	350	350	5080.22	- 2282.29	6237	3700	6237	16	Ø	25	7850	3.74
TẦNG 3	8514.23	-6065.8	1400	350	350	350	5092.54	- 2294.08	6254	3723	6254	16	Ø	25	7850	3.74
TẦNG 2	8551.76	-6101.42	1400	350	350	350	5104.86	- 2305.87	6271	3746	6271	16	Ø	25	7850	3.74
TẦNG 1	8589.29	-6137.04	1400	350	350	350	5117.18	- 2317.66	6288	3769	6288	16	Ø	25	7850	3.74
TẦNG HẦM	8626.82	-6172.66	1400	350	350	350	5129.5	- 2329.45	6305	3792	6305	16	Ø	25	7850	3.74

6.3.7. Tính toán vách thang máy

6.3.7.1. Vật liệu sử dụng

- Bê tông cấp độ bền chịu nén B30:

$$R_b = 17 \text{MPa}; R_{bt} = 1.2 \text{MPa}; E_b = 32.5 \times 10^3 \text{MPa}$$

- Thép nhóm CIII:

$$R_s = 365 \text{MPa}; E_s = 20 \times 10^4 \text{MPa}$$

6.3.7.2. Tính thép vùng biên

$$t_w = 250 \text{mm}, l_w = 2300 \text{mm}, M = 332.68 \text{KN.m}, N = 10.65 \text{KN}, B_{\text{trái}} = B_{\text{phải}} = 0.25l_w = 0.25 \times 2.3 = 0.56$$

- Lực kéo, nén vùng biên bên trái:

$$P_T = \frac{P}{A} A_b - \frac{M}{(L_w - 0.5B_{tr} - 0.5B_p)}$$
$$= \frac{10.65}{0.25 \times 2.3} \times (0.25 \times 0.56) - \frac{332.68}{(2.3 - 0.5 \times 0.56 - 0.5 \times 0.56)} = -146.39 \text{ kN}$$

- Lực kéo, nén vùng biên bên phải:

$$P_p = \frac{P}{A} A_b + \frac{M}{(L_w - 0.5B_{tr} - 0.5B_p)}$$
$$= \frac{10.65}{0.25 \times 2.3} \times (0.33 \times 0.25 \times 2.3) + \frac{332.68}{(2.3 - 0.5 \times 0.56 - 0.5 \times 0.56)} = 150.64 \text{ kN}$$

- Chiều dài tính toán $L_o = \mu \times H = 0.75 \times 3300 = 2520 \text{ mm}$

- Độ mảnh tính toán: $\lambda = \frac{L_o}{0.288 \times t_w} = \frac{2520}{0.288 \times 300} = 29.16 > 28$

$$\rightarrow \varphi = 1.028 - 0.0000288\lambda^2 - 0.0016\lambda$$
$$= 1.028 - 0.0000288 \times 29.16^2 - 0.0016 \times 29.16 = 0.96$$

Tính diện tích cốt thép vùng biên phải

Vì $P_p > 0$ nên:

$$A_p = \frac{P_p}{R_{sc}} = \frac{146.39 \times 10^3}{365} = 401.06 \text{ mm}^2$$

Tính diện tích cốt thép vùng biên trái

Vì $P_T < 0$ nên

$$A_T = \frac{P_T - \gamma_b R_b A_b}{R_{sc}} = \frac{150.65 \times 10^3}{0.96} - \frac{0.85 \times 17 \times 0.168 \times 10^6}{365} = -6221 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \max(A_p, A_t) = 401.06 \text{ mm}^2$$

Trong vùng biên 300x300mm cần $A_s = 401.06 \text{ mm}^2$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép

$$\frac{A_s}{t_w \times B} = \frac{401.06}{300 \times 560} \times 100 = 0.238\% < 0.4\% \rightarrow \text{đặt thép theo cấu tạo } A_s = 672 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_s}{t_w \times B} = \frac{672}{300 \times 560} \times 100 = 0.4\% < 3.5\%$$

→ chọn 8 ϕ 14 $A_s = 12.32 \text{ cm}^2$

6.3.7.3. Tính vách vùng giữa (tầng mái Pier 9, comp 1, vị trí top)

- Kiểm tra phần vách còn lại giữa 2 vùng biên đối với cấu kiện chịu nén đúng tâm

+ Lực dọc tác dụng lên vùng bụng vách :

$$P_g = \frac{N}{A} \times [t_w \times (L_w - B_{tr} - B_p)]$$

$$P_g = \frac{10.65}{0.3 \times 2.8} \times [0.3 \times (2.8 - 0.2 \times 2.8 - 0.2 \times 2.8)] = 6.39 \text{ KN}$$

+ Khả năng chịu nén của bê tông giữa 2 vùng biên:

$$N_b = R_b \times (L_w - B_{tr} - B_p) \times \varphi$$

$$N_b = 17 \times (2.8 - 0.2 \times 2.8 - 0.2 \times 2.8) \times 0.96 = 27.41 \text{ (KN)}$$

$$N_b = 27.41 \text{ KN} > P_g = 6.39 \text{ KN}$$

Kết luận : Phần vách còn lại giữa 2 vùng biên đủ khả năng chịu lực, cốt thép trong vùng này bố trí theo cấu tạo.

6.3.8. Tính thép đai cho vách (tầng mái Pier 9, comp 1, vị trí top)

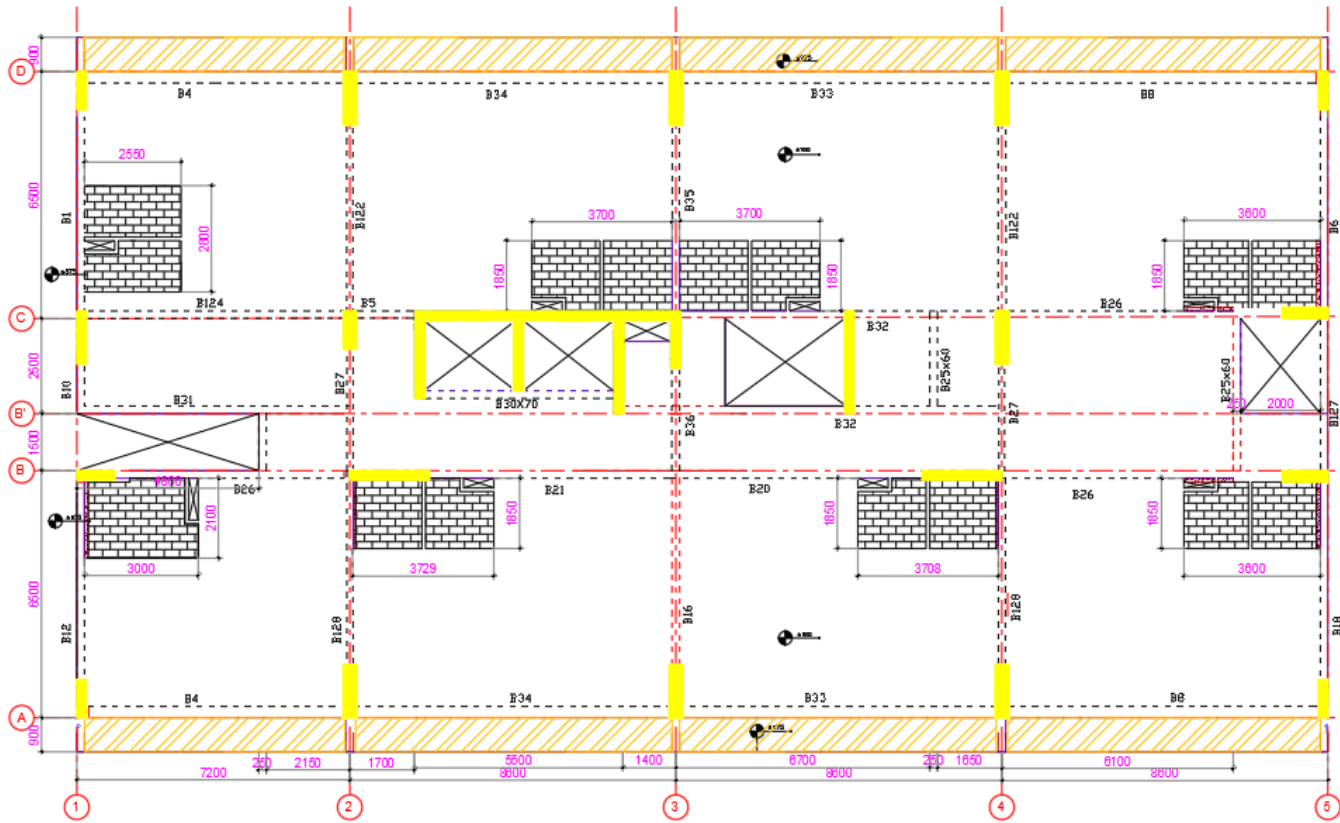
- Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$Q_0 = \varphi_{b3} \times (1 + \varphi_n) R_{bt} \times b \times h_0 = 0.6 \times 1 \times 1.2 \times 300 \times 3600 \times 10^{-3} = 777.6 \text{ kN}$$

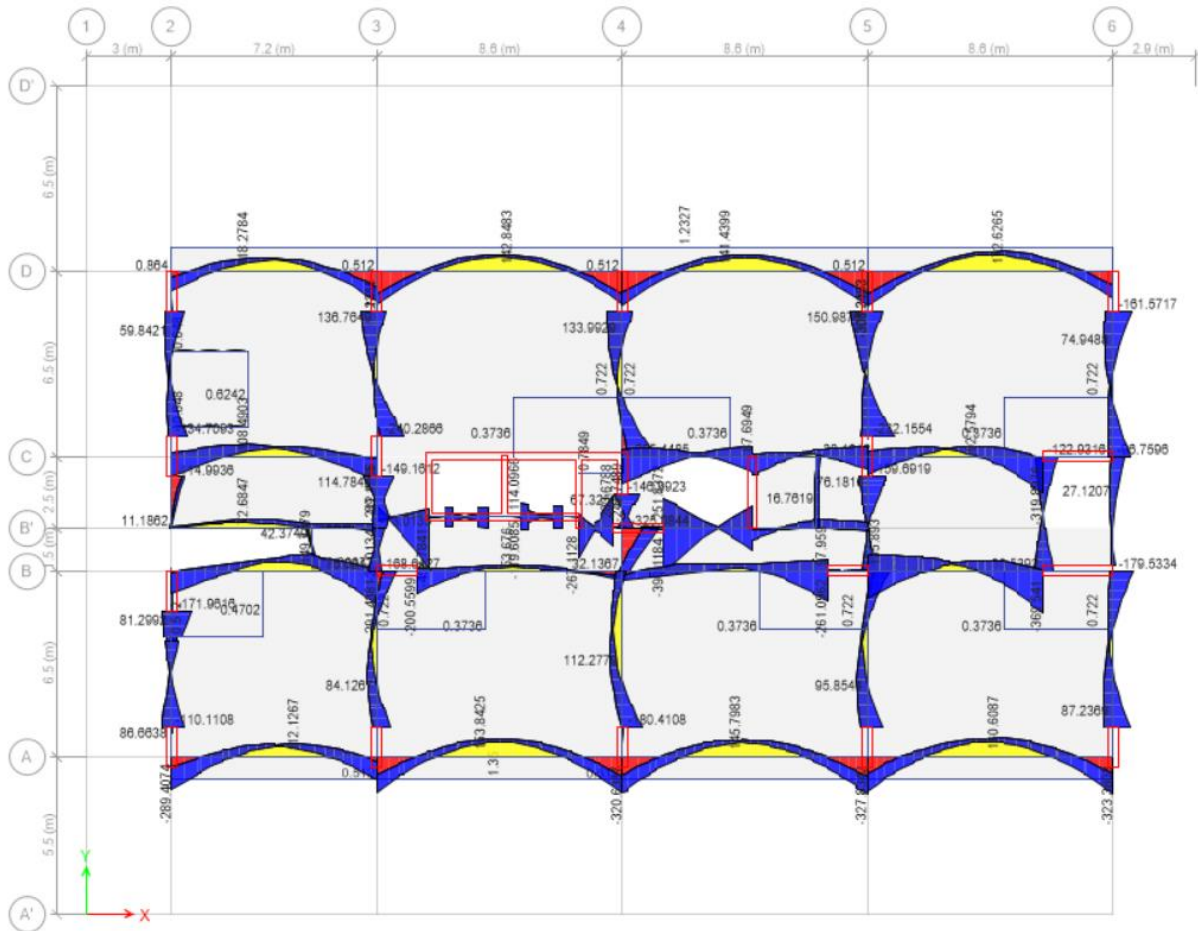
$Q_{\max} = 18.057 \text{ (kN)}$ → bê tông đủ khả năng chịu cắt

Vậy ta bố trí đai theo cấu tạo, bước đai $\Phi 10 \text{ a} 200 \text{ (mm)}$

6.3.9. Tính toán cốt thép dầm tầng điển hình (tầng 3):



Hình 6.3.8.1: Mặt bằng kết cấu dầm



Hình 6.3.8.2: Nội lực dầm tầng 3

a. Tóm tắt lý thuyết:

* Cốt dọc:

- Tính toán cốt thép cho cấu kiện chịu uốn tiết diện chữ nhật theo TCVN 5574-2012 gồm hai bài toán cơ bản như sau: Bài toán cốt đơn và bài toán cốt kép. Trong thực tế để thuận lợi cho thiết kế và thi công người ta thường tính toán cốt thép cho cấu kiện chịu uốn tiết diện chữ nhật theo bài toán cốt đơn. Do vậy trong luận văn này sinh viên cũng chỉ trình bày các bước tính toán cốt thép theo bài toán cốt đơn.

- Để tính cốt thép cho dầm, trong ETABS cần phải xác định số mặt cắt để ETABS xuất kết quả nội lực tại từng mặt cắt đó, thông thường đối với dầm ta sẽ khai báo vị trí mặt cắt ở hai đầu và ở giữa dầm.

- Từ kết quả tính toán nội lực của mô hình bằng phần mềm ETABS, ta xuất kết quả biểu đồ bao nội lực gồm Moment M và lực cắt Q ứng với 3 vị trí 2 vị trí ở đầu dầm và 1 vị trí ở giữa dầm để có moment và lực cắt cực đại $M_{nhịp}$, $M_{gối1}$, $M_{gối2}$ và

V_{max} . Với tiết diện đã chọn, ta tiến hành tính toán cốt thép cho tiết diện ứng với nội lực đó. Sau đó kiểm tra hàm lượng cốt thép trong dầm có thỏa điều kiện :

$$\mu_{min} = 0.05\% < \mu < \mu_{max} = \xi_R \frac{R_b}{R_s} = 0.541 \times \frac{17}{365} = 2.52\%$$

Hàm lượng thép hợp lý trong dầm là $0.8\% \leq \mu_{hl} \leq 1.5\%$. Nếu hàm lượng cốt thép không thích hợp thì ta nên chọn lại tiết diện và tính toán lại cốt thép. Đây là một quá trình giải lặp để có được một lượng cốt thép thích hợp ứng với tiết diện dầm hợp lý nhất.

Các giả thiết khi tính toán :

Bỏ qua khả năng chịu kéo của bê tông.

Khả năng chịu nén của tông là ứng suất lấy bằng R_b được phân bố đều trên vùng chịu nén. Biểu đồ ứng suất của bê tông vùng nén có dạng hình chữ nhật.

Ứng suất kéo trong cốt thép đạt đến cường độ chịu kéo tính toán R_s .

Các công thức cơ bản tính toán dầm

Tính giá trị
$$\alpha = \frac{M}{R_b b h_0^2}, \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha}$$

Kiểm tra điều kiện hạn chế : $\xi \leq \xi_R$ với $\xi_R = 0.541$

Nếu điều kiện trên được thỏa ta tiến hành tính diện tích cốt thép cho bài toán cốt đơn.

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s}$$

Nếu điều kiện trên không thỏa ta tiến hành tăng chiều cao tiết diện hoặc tăng cấp độ bền của bê tông.

Sinh viên sử dụng phần mềm Excel để thiết lập các công thức tính toán và chỉ cần nhập số liệu ban đầu.

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0}; \mu_{min} \leq \mu \leq \mu_{max} = \xi_R \frac{R_b}{R_s} = 0.541 \times \frac{17}{365} = 2.52\%$$

* Cốt đai:

Điều kiện tính toán tiết diện nghiêng chịu lực cắt

$$Q_{min} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) \gamma_b R_{bt} b h_0 < Q < Q_{max} = 0.3 \varphi_{wl} (1 - 0.01 \gamma_b R_b) R_b b h_0$$

Trong đó :

$\varphi_{b3} = 0.6$ - đối với bê tông nặng

$\varphi_f = 0.75 \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0}$ - hệ số xét đến ảnh hưởng của cánh chịu nén tiết diện chữ T.

Để an toàn và thuận tiện cho việc tính toán lấy $\varphi_f = 0$

$\varphi_n = 0.1 \frac{N}{R_{bt}bh_0}$ - hệ số xét đến ảnh hưởng của lực dọc trục

$\varphi_{lw} = 1 + 5 \times \frac{E_s}{E_b} \times \frac{A_{sw}}{bs}$ - hệ số xét đến ảnh hưởng cốt đai giả thuyết $\varphi_{lw} = 1$

Như vậy, nếu lực cắt trên tiết diện nghiêng $Q \leq Q_{min}$ thì không cần phải tính toán cốt đai chỉ cần đặt cấu tạo. Nếu $Q > Q_{max}$ thì phải tăng kích thước tiết diện hoặc tăng cấp độ bền của bê tông. Việc tính toán tiết diện nghiêng chịu lực cắt chỉ tiến hành khi $Q_{min} < Q < Q_{max}$.

Tính cốt đai khi không đặt cốt xiên

Cốt đai trong dầm được xác định với ba đại lượng: Đường kính (ϕ), số nhánh (n) và bước đai (s). Trong đó hai đại lượng đầu ta giả thiết trước còn bước đai được xác định theo lực cắt Q .

Bước cốt đai trên tiết diện nguy hiểm nhất:

$$s_{tt} = \frac{4\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{Q^2} R_{sw} nA_{sw} = \frac{8R_{bt}bh_0^2}{Q^2} R_{sw} nA_{sw}$$

Bước cốt đai lớn nhất (khoảng nằm giữa hai đai chỉ có bê tông chịu cắt):

$$s_{max} = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{Q} = \frac{1.5R_{bt}bh_0^2}{Q}$$

Bước cốt đai theo cấu tạo:

Trên đoạn gần gối tựa:

$$s \leq s_{ct} = \min \left\{ \frac{h}{2}, 0.15 \right\} \text{ nếu } h \leq 0.45\text{m.}$$

$$s \leq s_{ct} = \min \left\{ \frac{h}{3}, 0.5 \right\} \text{ nếu } h > 0.45\text{m.}$$

Trên đoạn giữa nhịp:

$$s \leq s_{ct} = \min \left\{ \frac{3h}{4}, 0.5 \right\} \text{ nếu } h > 0.3\text{m.}$$

Chọn bước đai $s \leq \min (s_{tt}, s_{\max}, s_{ct})$

b. Tính toán 1 dầm điển hình:

Hình 6-5: Bảng giá trị nội lực trong dầm B122 – Tầng 3

	Mặt cắt	M (KNm/m)	b	h
B122 - Tầng 3	Gối Trái	-232.32	250	600
	Nhịp	151.16	250	600
	Gối Phải	-140.00	250	600

Sử dụng Bê tông B30 và thép loại AIII

Chọn $a = 60 \text{ mm} \Rightarrow h_0 = h - a = 600 - 60 = 540 \text{ mm.}$

Tính thép nhịp

$$\alpha_m = \frac{M_{nhịp}}{R_b b h_0^2} = \frac{142}{17 \times 10^3 \times 0.3 \times 0.54^2} = 0.096$$

Vậy tính cốt thép theo phương pháp cốt đơn.

$$\Rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.096} = 0.1$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.1 \times 17 \times 250 \times 540}{365} = 758 \text{ mm}^2$$

Hàm lượng thép $\Rightarrow \mu = \frac{A_s}{b h_0} = \frac{758 \times 100}{250 \times 540} = 0.77\% > \mu_{\min}$

Chọn 3d20 ($A_s = 942\text{mm}^2$), bố trí cho nhịp dầm.

Hàm lượng thép chọn $\mu = \frac{A_s}{b h_0} = \frac{1257}{300 \times 540} \times 100 = 0.78\%$

Tính thép gối (lấy giá trị moment lớn nhất ở 2 gối để bố trí)

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{222.3}{17 \times 10^3 \times 0.3 \times 0.54^2} = 0.15$$

Vậy tính cốt thép theo phương pháp cốt đơn.

$$\Rightarrow \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.15} = 0.163$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} = \frac{0.163 \times 17 \times 300 \times 540}{365} = 1232 \text{ mm}^2$$

Hàm lượng thép $\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{1258}{300 \times 540} \times 100 = 0.78\% > \mu_{min}$

Chọn 4d22 ($A_s = 1521 \text{ mm}^2$), bố trí cho gối.

Hàm lượng thép chọn $\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{1521}{300 \times 540} \times 100 = 0.939\%$

Tính cốt đai:

Sử dụng Bê tông B40 và thép loại CII.

Kiểm tra khả năng chịu cắt của bê tông Q_b :

$$Q_{min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0 = 0.6 \times 1 \times 1.2 \times 10^3 \times 0.3 \times 0.54 = 116.64 \text{ kN}$$

Ta thấy $Q = 147.3 \text{ kN} > Q_{min} = 116.64 \text{ kN} \rightarrow$ Tính toán cốt đai chịu cắt

Chọn cốt đai $\emptyset 6$ loại thép AI

$$s_{tt} = \frac{8R_{bt}bh_0^2}{Q^2}R_{sw}nA_{sw} = \frac{8 \times 1.2 \times 10^3 \times 0.3 \times 0.54^2}{147.3^2} 175 \times 10^3 \times 2 \times \frac{28.27}{1000^2} \times 1000 = 383 \text{ mm}$$

$$s_{max} = \frac{1.5R_{bt}bh_0^2}{Q} = \frac{1.5 \times 1.2 \times 10^3 \times 0.3 \times 0.54^2 \times 1000}{147.3} = 1069 \text{ mm}$$

Trên đoạn gần gối tựa:

$$s \leq s_{ct} = \min \left\{ \frac{h}{3}, 0.5 \right\} = 200 \text{ mm}$$

$s \leq \min (s_{tt}, s_{max}, s_{ct}) = 200 \text{ mm}$, Chọn $s = 100 \text{ mm}$, đoạn giữa nhịp chọn $s = 200 \text{ mm}$

Kết quả tính thép các dầm còn lại

Tên Dầm	Vị trí tính Mặt Cắt	M_{max}	b (mm)	h (mm)	a = a' (mm)	h_0 (mm)	α_m	ξ	Diện tích thép A_s^{tt} (cm ²)	Cốt Thép Chọn			Diện tích thép A_s^{bt} (cm ²)	μ_{tt} (%)	μ_{bt} (%)	Kiểm tra tính toán
		KN.m								4	Φ	25				
B6	Gối Trái	-305.10	250	600	44	556.5	0.193	0.217	16.85	4	Φ	25	19.63	0.00	0.12	Ok
	Nhịp	190.50	250	600	41	559.0	0.120	0.128	9.97	4	Φ	20	12.57	0.06	0.4	Ok
	Gối Phải	-355.60	250	600	44	556.5	0.225	0.259	19.11	4	Φ	25	19.63	0.00	0.12	Ok
B127	Gối Trái	-285.1	250	600	41	659	0.067	0.070	13.56	4	Φ	25	19.63	0.32	0.75	Ok
	Nhịp	210.5	250	600	41	659	0.005	0.005	10.09	4	Φ	20	12.57	0.02	0.75	Ok
	Gối Phải	-335.6	250	600	41	659	0.001	0.001	13.75	4	Φ	25	19.63	0.01	0.75	Ok
B18	Gối Trái	-281.92	250	600	41	659	0.001	0.001	13.37	4	Φ	25	19.63	0.01	0.75	Ok
	Nhịp	191.38	250	600	41	659	0.003	0.003	10.31	4	Φ	20	12.57	0.01	0.75	Ok
	Gối Phải	-281.92	250	600	41	659	0.021	0.022	14.22	4	Φ	25	19.63	0.10	0.75	Ok
B122	Gối Trái	-232.32	250	600	42	658	0.15	0.163	1232	4	Φ	22	15.21	0.57	0.91	Ok
	Nhịp	151.16	250	600	41	659	0.096	0.1	758	3	Φ	20	9.42	0.77	0.75	Ok
	Gối Phải	-140.00	250	600	42	658	0.12	0.152	1232	4	Φ	22	15.21	0.01	0.91	Ok
B27	Gối Trái	-212.32	250	600	44	656.5	0.193	0.217	1112	4	Φ	22	15.21	1.01	1.18	Ok
	Nhịp	171.16	250	600	41	659	0.120	0.128	858	3	Φ	20	9.42	0.59	0.75	Ok
	Gối Phải	-120.00	250	600	44	656.5	0.225	0.259	1072	4	Φ	22	15.21	1.20	1.18	Ok
B128	Gối Trái	-235.16	250	600	41	659	0.066	0.069	1132	4	Φ	22	15.21	0.32	0.75	Ok
	Nhịp	172.72	250	600	41	659	0.005	0.005	838	3	Φ	20	9.42	0.02	0.75	Ok
	Gối Phải	-235.16	250	600	41	659	0.000	0.000	1052	4	Φ	22	15.21	0.00	0.75	Ok
B35	Gối Trái	-212.32	250	600	42	658	0.15	0.163	1252	4	Φ	22	15.21	0.01	0.75	Ok
	Nhịp	171.16	250	600	41	659	0.096	0.1	778	3	Φ	20	9.42	0.01	0.75	Ok
	Gối Phải	-120	250	600	42	658	0.12	0.152	1252	4	Φ	22	15.21	0.09	0.75	Ok
B36	Gối Trái	-192.32	250	600	44	656.5	0.193	0.217	1132	4	Φ	22	15.21	0.59	0.91	Ok

	Nhịp	191.16	250	600	41	659	0.120	0.128	878	3	Φ	20	9.42	0.30	0.75	Ok
	Gối Phải	-100	250	600	44	656.5	0.225	0.259	1092	4	Φ	22	15.21	0.00	0.91	Ok
B16	Gối Trái	-215.16	250	600	41	659	0.066	0.069	1152	4	Φ	22	15.21	0.84	1.18	Ok
	Nhịp	192.72	250	600	41	659	0.005	0.005	858	3	Φ	20	9.42	0.47	0.75	Ok
	Gối Phải	-215.16	250	600	41	659	0.000	0.000	1072	4	Φ	22	15.21	1.18	1.18	Ok
B1	Gối Trái	-255.20	250	600	44	659	0.162	0.177	13.79	4	Φ	25	19.63	0.89	1.18	Ok
	Nhịp	139.00	250	600	41	659	0.087	0.091	1072	4	Φ	22	15.21	0.48	0.75	Ok
	Gối Phải	-315.40	250	600	44	659	0.200	0.225	17.50	4	Φ	25	19.63	1.24	1.18	No
B10	Gối Trái	-21.70	250	600	41	659	0.013	0.013	1.04	4	Φ	25	19.63	0.32	0.75	Ok
	Nhịp	11.18	250	600	41	659	0.007	0.007	0.53	4	Φ	22	15.21	0.02	0.75	Ok
	Gối Phải	-114.99	250	600	41	659	0.068	0.071	5.68	4	Φ	25	19.63	0.00	0.75	Ok
B12	Gối Trái	-279.91	250	600	41	659	0.003	0.003	1653	4	Φ	25	19.63	0.01	0.75	Ok
	Nhịp	169.40	250	600	41	659	0.003	0.003	965	4	Φ	22	15.21	0.01	0.75	Ok
	Gối Phải	-279.91	250	600	41	659	0.020	0.020	1653	4	Φ	25	19.63	0.10	0.75	Ok
B4	Gối Trái	-266.13	300	700	41	659	0.064	0.066	1568	4	Φ	25	19.63	0.70	0.91	Ok
	Nhịp	118.28	300	700	41	659	0.002	0.002	662	3	Φ	20	9.42	0.43	0.75	Ok
	Gối Phải	-266.13	300	700	41	659	0.000	0.000	1568	4	Φ	25	19.63	0.08	0.91	Ok
B34	Gối Trái	-308.30	300	700	41	659	0.004	0.004	1835	4	Φ	25	19.63	0.75	1.18	Ok
	Nhịp	172.63	300	700	41	659	0.001	0.001	983	3	Φ	20	9.42	0.42	0.75	Ok
	Gối Phải	-308.30	300	700	41	659	0.018	0.018	1835	4	Φ	25	19.63	1.00	1.18	Ok
B33	Gối Trái	-301.22	300	700	42	659	0.140	0.151	1789	4	Φ	25	19.63	0.31	0.75	Ok

	Nhịp	141.44	300	700	41	659	0.089	0.094	798	3	Φ	20	9.42	0.01	0.75	Ok
	Gối Phải	-301.22	300	700	42	659	0.088	0.092	1789	4	Φ	25	19.63	0.00	0.75	Ok
B8	Gối Trái	-289.25	300	700	44	659	0.206	0.234	1714	4	Φ	25	19.63	0.00	0.75	Ok
	Nhịp	142.85	300	700	41	659	0.093	0.098	807	3	Φ	20	9.42	0.00	0.75	Ok
	Gối Phải	-289.25	300	700	44	659	0.209	0.237	1714	4	Φ	25	19.63	0.09	0.75	Ok
B134	Gối Trái	-303.45	300	700	42	659	0.145	0.158	1807	4	Φ	25	19.63	0.73	0.91	Ok
	Nhịp	145.18	300	700	41	659	0.080	0.084	821	3	Φ	20	9.42	0.39	0.75	Ok
	Gối Phải	-303.45	300	700	42	659	0.028	0.029	1807	4	Φ	25	19.63	0.13	0.91	Ok
B32	Gối Trái	-213.35	300	600	60	540	0.159	0.175	11.86	4	Ø	20	12.57	0.79	1.18	Ok
	Nhịp	125.99	300	600	60	540	0.094	0.099	6.73	3	Ø	18	7.63	0.42	0.75	Ok
	Gối Phải	-203.59	300	600	60	540	0.152	0.166	11.26	4	Ø	20	12.57	1.02	1.18	Ok
B7	Gối Trái	-103.80	300	700	41	658	0.065	0.067	5.26	4	Φ	20	12.57	0.31	0.75	Ok
	Nhịp	2.30	300	700	41	659	0.001	0.001	0.11	4	Φ	20	12.57	0.01	0.75	Ok
	Gối Phải	-0.50	300	700	41	658	0.000	0.000	0.02	4	Φ	20	12.57	0.00	0.75	Ok
B31	Gối Trái	-11.35	300	700	41	656.5	0.018	0.018	0.70	2	Ø	20	12.57	0.00	0.75	Ok
	Nhịp	49.68	300	700	41	659	0.080	0.084	3.16	2	Ø	20	12.57	0.00	0.75	Ok
	Gối Phải	-79.69	300	700	41	656.5	0.129	0.138	5.21	2	Ø	20	12.57	0.09	0.75	Ok
B26	Gối Trái	-279.91	250	600	41	659	0.003	0.003	1653	4	Φ	25	19.63	0.79	0.91	Ok
	Nhịp	169.40	250	600	41	659	0.003	0.003	1352	3	Φ	25	14.73	0.50	0.75	Ok
	Gối Phải	-279.91	250	600	41	659	0.020	0.020	1653	4	Φ	25	19.63	0.19	0.91	Ok
B21	Gối Trái	-255.20	300	700	44	659	0.162	0.177	13.79	4	Φ	25	19.63	0.83	1.18	Ok
	Nhịp	139.00	300	700	41	659	0.087	0.091	7.14	4	Φ	20	12.57	0.43	0.75	Ok
	Gối Phải	-315.40	300	700	44	659	0.200	0.225	17.50	4	Φ	25	19.63	1.05	1.18	Ok

B20	Gối Trái	-258.50	300	700	41	658	0.164	0.180	13.98	4	Φ	25	19.63	0.32	0.75	Ok
	Nhịp	153.90	300	700	41	659	0.097	0.102	7.95	4	Φ	20	12.57	0.01	0.75	Ok
	Gối Phải	-350.20	300	700	41	658	0.222	0.254	19.05	4	Φ	25	19.63	0.00	0.75	Ok
B5	Gối Trái	17.49	200	500	50	450	0.028	0.029	1.08	4	Φ	22	15.21	0.00	0.75	Ok
	Nhịp	28.90	200	500	50	450	0.047	0.048	1.80	2	Φ	18	5.09	0.00	0.75	Ok
	Gối Phải	-199.33	200	500	50	450	0.322	0.403	15.20	4	Φ	22	15.21	0.09	0.75	Ok

PHẦN 3: NỀN MÓNG

CHƯƠNG 7. Thống kê địa chất

7.1. Thống kê địa chất

7.1.1. LÝ THUYẾT THỐNG KÊ

7.1.1.1. Mục đích của việc xử lý số liệu thống kê địa đất

Hồ sơ khảo sát địa chất phục vụ thiết kế nền móng có số lượng hố khoan nhiều và số lượng mẫu đất trong một lớp đất lớn. Vấn đề đặt ra là những lớp đất này ta phải chọn được chỉ tiêu đại diện cho nền. Ban đầu khi khoan lấy mẫu dựa vào sự quan sát thay đổi màu, hạt độ mà ta phân chia thành từng lớp đất.

Theo TCVN 9362-2012 được gọi là một lớp địa chất công trình khi tập hợp các giá trị có đặc trưng cơ - lý của nó phải có hệ số biến động v đủ nhỏ. Vì vậy ta phải loại trừ những mẫu có số liệu chênh lệch với giá trị trung bình lớn cho một đơn nguyên địa chất.

Việc thống kê là một việc làm hết sức quan trọng trong tính toán nền móng, đòi hỏi độ chính xác cao.

7.1.1.2. Xác định giá trị tiêu chuẩn, giá trị tính toán các đặc trưng cơ lý của đất

a. Phân chia đơn nguyên địa chất (các lớp địa chất công trình)

$$\text{Hệ số biến động } v = \frac{\sigma}{\bar{A}}$$

Trong đó : σ - Độ lệch quân phương trung bình

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (A_i - \bar{A})^2}, \forall n$$

\bar{A} - giá trị trung bình của một đơn nguyên

$$\bar{A} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{n}$$

Với : A_i - giá trị riêng một đặc trưng của mẫu thứ i lấy từ 1 thí nghiệm cụ thể

n - số lần thí nghiệm xác định, ở đây n là số mẫu trong cùng 1 lớp

b. Quy tắc loại bỏ sai số

Trong tập hợp mẫu của một lớp đất nếu có hệ số biến động $v \leq [v]$ thì đạt yêu cầu của một đơn nguyên địa chất, còn nếu $v > [v]$ thì ta phải loại trừ các số liệu có sai số lớn. Trong đó $[v]$ là hệ số biến động cho phép, phụ thuộc vào từng loại đặc trưng

Bảng 7-1: Hệ số biến động $[v]$

Đặc trưng của đất	Hệ số biến động $[v]$
Tỷ trọng hạt	0.018
Trọng lượng riêng	0.05
Độ ẩm tự nhiên	0.15
Giới hạn Atterberg	0.15
Module biến dạng	0.30
Chỉ tiêu sức chống cắt	0.30
Cường độ nén một trục	0.40

Loại trừ sai số thô: loại trừ sai số A_i ra khỏi tập hợp khi :

$$|A_i - \bar{A}| > v \times \sigma_{cm}$$

Với : σ_{cm} - độ lệch toàn phương

$$\sigma_{cm} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_1^n (A_i - \bar{A})^2} ; n > 25$$

$$\sigma_{cm} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_1^n (A_i - \bar{A})^2} ; n \leq 25$$

v - tiêu chuẩn thống kê xác định phụ thuộc vào số lượng mẫu thí nghiệm, tra bản sau :

Bảng 7-2: Giá trị tiêu chuẩn thống kê

n	v	n	v	n	v	n	v	n	v	n	v
6	2.07	12	2.52	18	2.73	24	2.86	30	2.96	36	3.03
7	2.18	13	2.56	19	2.75	25	2.88	31	2.97	37	3.04
8	2.27	14	2.60	20	2.78	26	2.90	32	2.98	38	3.05

9	2.35	15	2.64	21	2.80	27	2.91	33	3.00	39	3.06
10	2.41	16	2.67	22	2.82	28	2.93	34	3.01	40	3.07
11	2.47	17	2.70	23	2.84	29	2.94	35	3.02	41	3.08

Nếu có sai số thì loại bỏ sai số A_i rồi tính lại các giá trị trên.

c. Xác định đặc trưng tiêu chuẩn và giá trị tính toán

Đặc trưng tiêu chuẩn

Tất cả các đặc trưng (trừ c và φ)

$$A^{tc} = \bar{A} = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{n}$$

Đối với c và φ

Xác định giá trị tiêu chuẩn c_{tc} và φ_{tc} bằng phương pháp bình phương cực tiểu các thí nghiệm cắt trực tiếp đối với toàn bộ các giá trị thí nghiệm τ trong một đơn nguyên địa chất công trình.

Quan hệ giữa τ và σ được xác định bằng phương trình Coulomb (điều kiện độ bền của đất):

$$\tau = \sigma \times \text{tg}\varphi + c$$

Trong đó: σ - ứng suất pháp

φ - góc ma sát trong

c - lực dính

Sử dụng phương pháp bình phương cực tiểu để tìm c và φ :

$$\sum [\tau - (\sigma \text{tg}\varphi + c)]^2 = \min$$

Lần lượt lấy đạo hàm riêng hai vế theo c và $\text{tg}\varphi$ ta được:

$$\frac{\partial}{\partial \text{tg}\varphi} \sum (\tau_i - \sigma_i \text{tg}\varphi - c)^2 = \sum [-2\sigma_i (\tau_i - \sigma_i \text{tg}\varphi - c)] = 0$$

$$\frac{\partial}{\partial c} \sum (\tau_i - \sigma_i \text{tg}\varphi - c)^2 = \sum [-2(\tau_i - \sigma_i \text{tg}\varphi - c)] = 0$$

Từ đây ta suy ra phương trình 2 ẩn số c và $\text{tg}\varphi$:

$$\sum_1^n \tau_i \sigma_i - \text{tg}\varphi \sum_1^n \sigma_i^2 - c \sum_1^n \sigma_i = 0$$

$$\sum_1^n \tau_i - \text{tg}\varphi \sum_1^n \sigma_i - nc = 0$$

Giải phương trình ta được:

$$tg\varphi^{tc} = \frac{n \sum_1^n \tau_i \sigma_i - \sum_1^n \tau_i \sum_1^n \sigma_i}{n \sum_1^n \sigma_i^2 - (\sum_1^n \sigma_i)^2}$$

$$c^{tc} = \frac{1}{n} \left(\sum_1^n \tau_i - tg\varphi \sum_1^n \sigma_i \right)$$

Đặc trưng tính toán

$$A_{tt} = A_{tc}(1 \pm \rho)$$

Với : ρ - là chỉ số độ chính xác, được tính theo công thức sau :

$$\rho = \frac{t_\alpha \times v}{\sqrt{n}}$$

Riêng với c và φ thì:

$$\rho = t_\alpha \times v$$

Trong đó : t_α - hệ số phụ thuộc vào xác suất tin cậy α

Khi tính nền theo cường độ (TTGH1) thì $\alpha = 0.95$

Khi tính nền theo biến dạng (TTGH2) thì $\alpha = 0.85$

Bảng 7-3: Tra hệ số t_α

Bậc tự do (n-1) với R, γ (n-2) với c, φ	Hệ số t_α ứng với xác suất tin cậy α	
	$\alpha = 0.85$	$\alpha = 0.95$
2	1.34	2.92
3	1.25	2.35
4	1.19	2.13
5	1.16	2.01
6	1.13	1.94
7	1.12	1.90
8	1.11	1.86
9	1.10	1.83
10	1.10	1.81
11	1.09	1.80

12	1.08	1.78
13	1.08	1.77
14	1.08	1.76
15	1.07	1.75
16	1.07	1.75
17	1.07	1.74
18	1.07	1.73
19	1.07	1.73
20	1.06	1.72
25	1.06	1.71
30	1.05	1.70
40	1.05	1.68
60	1.05	1.67

d. Một số lưu ý khi thống kê

Khi tính toán thống kê, số mẫu $n \geq 6$ thì mới thống kê trạng thái giới hạn. Nếu $n < 6$ thì chúng ta tiến hành kiểm tra thống kê $v < [v]$ và lấy giá trị tiêu chuẩn bằng với giá trị trung bình. (dung trọng γ , độ ẩm $W \dots$). Với lực dính c và góc ma sát trong φ từ thí nghiệm cắt nhanh không thoát nước, số mẫu thí nghiệm là 1 (ứng với 3 cặp (σ, τ) : $n=3$) thì chỉ tính giá trị tiêu chuẩn, số mẫu thí nghiệm lớn hơn hoặc bằng 2 (ứng với 6 cặp (σ, τ) : $n \geq 6$) thì tiến hành thống kê theo trạng thái giới hạn.

Khi tra bảng ta lấy $n-1, n-2$.

Sử dụng hàm LINEST trong EXCEL để hỗ trợ thống kê lực dính c và góc ma sát trong φ

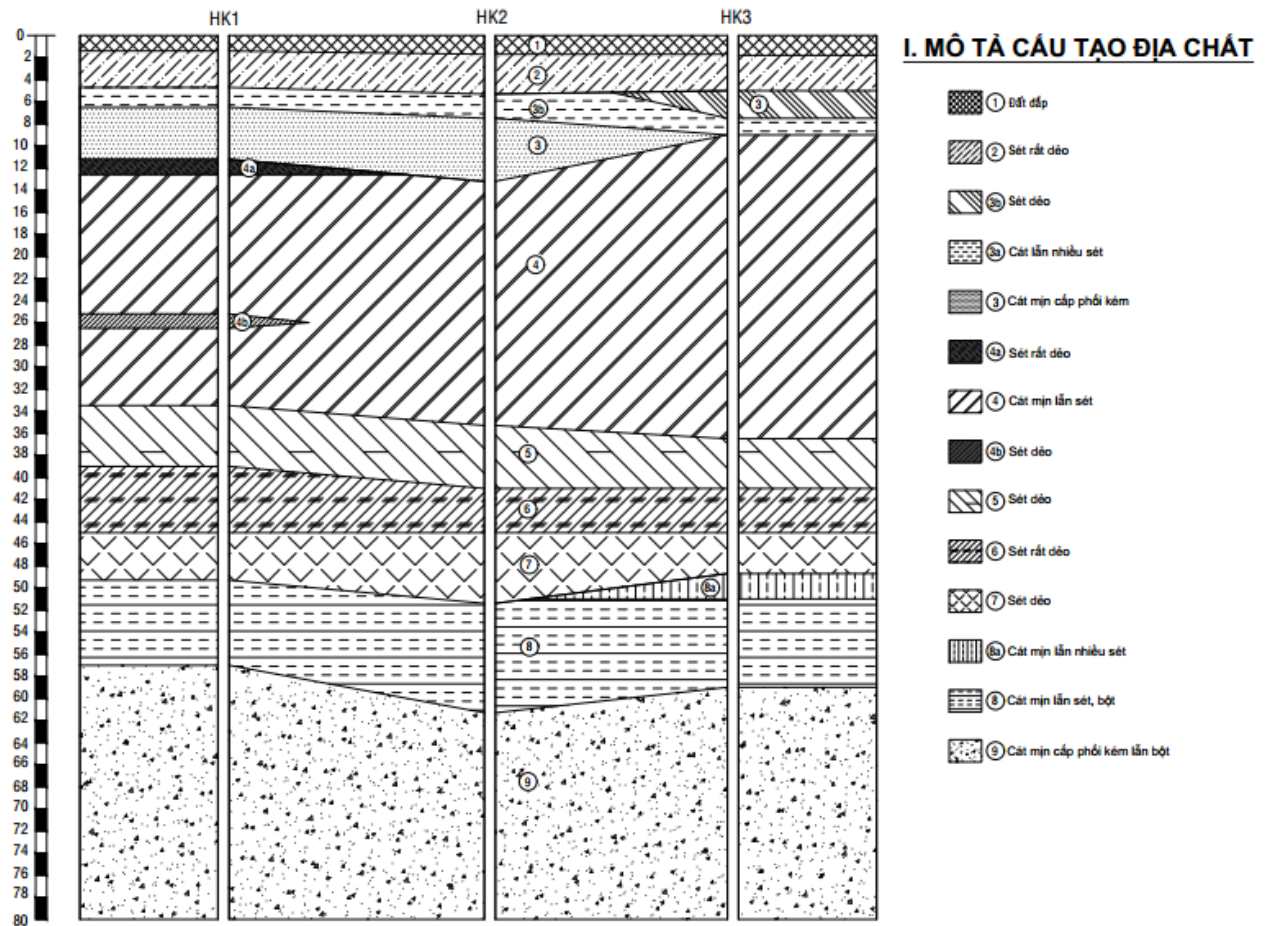
Khi thống kê cho các chỉ tiêu c, φ ban đầu ta phải kiểm tra thống kê với từng cấp áp lực để biết rằng có loại mẫu nào hay không.

7.1.2. SỐ LIỆU ĐỊA CHẤT.

Các thông số của địa chất như sau:

- Lớp đất 1: Dày trung bình 1.4m. Đất san lấp: hỗn hợp cát, sét, bê tông.
- Lớp đất 2: Dày trung bình 3.3m. Sét rất dẻo hữu cơ, xám đen, dẻo chảy.

- Lớp đất 3b: Dày trung bình 1.8m. Cát lẫn nhiều sét, xám xanh, xám vàng, chặt vừa.
- Lớp đất 3: Dày trung bình 4.7m. Cát mịn cấp phối kém lẫn bột, nâu vàng, xám nâu, chặt vừa.
- Lớp đất 4a: Dày trung bình 1.4m. Sét rất dẻo, xám, xám xanh, dẻo cứng.
- Lớp đất 4: Dày trung bình 12.6m. Cát mịn lẫn sét, bột, xám vàng, chặt vừa.
- Lớp đất 4b: Dày trung bình 1.3m. Sét dẻo, xám vàng, xám xanh, dẻo cứng.
- Lớp đất 4: Dày trung bình 7m. Cát mịn lẫn sét, bột, xám vàng, chặt vừa.
- Lớp đất 5: Dày trung bình 5.5m. Sét dẻo, xám vàng, xám xanh, nửa cứng + cứng.
- Lớp đất 6: Dày trung bình 6m. Sét rất dẻo, xám vàng, nâu đỏ, xám xanh, cứng.
- Lớp đất 7: Dày trung bình 4.3m. Sét dẻo, xám vàng, xám xanh, cứng.
- Lớp đất 8: Dày trung bình 7.7m. Cát mịn lẫn sét, bột, xám vàng, chặt.
- Lớp đất 9: Dày trung bình 23m. Cát mịn, cấp phối kém lẫn bột, xám xanh, rất chặt.



MẶT CẮT ĐỊA CHẤT 5B Tỉ lệ 1:250

Hình 7-1: Mặt cắt hố khoan 1, 2 và 3

Lớp	W%	WL%	WP%	Gs	□			C			□		
					TC	TT1	TT2	TC	TT1	TT2	TC	TT1	TT2
2	61.113	67.600	34.467	2.610	15.480	15.770	15.650	10.100	11.300	10.700	2.830	3.370	3.130
3	20.670			2.652	18.440			2.725	7.310	5.160	27.830	29.260	28.650
3a	29.410	41.800	19.800	2.720	19.300								
3b	24.110	30.430	16.470	2.690	18.900			17.900	19.200	18.500	16.000	16.267	16.317
4	18.570	22.140	15.720	2.660	19.000	19.075	19.061	9.040	9.250	9.170	25.100	25.820	25.530
4a	30.590	52.400	22.500	2.690	19.000			24.500	27.400	25.800	12.700	13.867	13.230
4b	26.370	39.000	20.800	2.690	19.300			18.900	25.400	21.900	15.367	17.983	16.567
5	22.648	41.775	20.900	2.700	20.175	20.460	20.343	40.800	43.900	42.200	19.430	20.600	19.967
6	22.307	53.500	24.443	2.721	20.257	20.290	20.277	47.200	51.400	49.100	19.250	20.867	20.000
7	17.160	39.943	20.271	2.701	20.986	20.270	20.266	41.400	44.800	43.300	20.050	21.330	20.767
8	19.530	24.123	17.392	2.665	19.346	19.415	19.388	10.480	12.890	11.940	28.530	25.650	25.320
8a	18.720	32.000	17.500	2.700	20.000								
9	17.451			2.656	19.549	19.587	19.572	2.290	5.800	4.500	34.767	35.767	35.400
10	18.120	23.200	16.700	2.660	19.500	19.590	19.550	9.830	12.300	11.300	27.467	28.283	27.950

Nhận xét sơ bộ điều kiện địa chất

Chiều sâu các hố khoan tới 100m. Tại các vị trí khoan cho thấy: Địa tầng, trật tự các lớp đất tương đối giống nhau, chúng chỉ khác nhau về chiều sâu và chiều dày của các lớp.

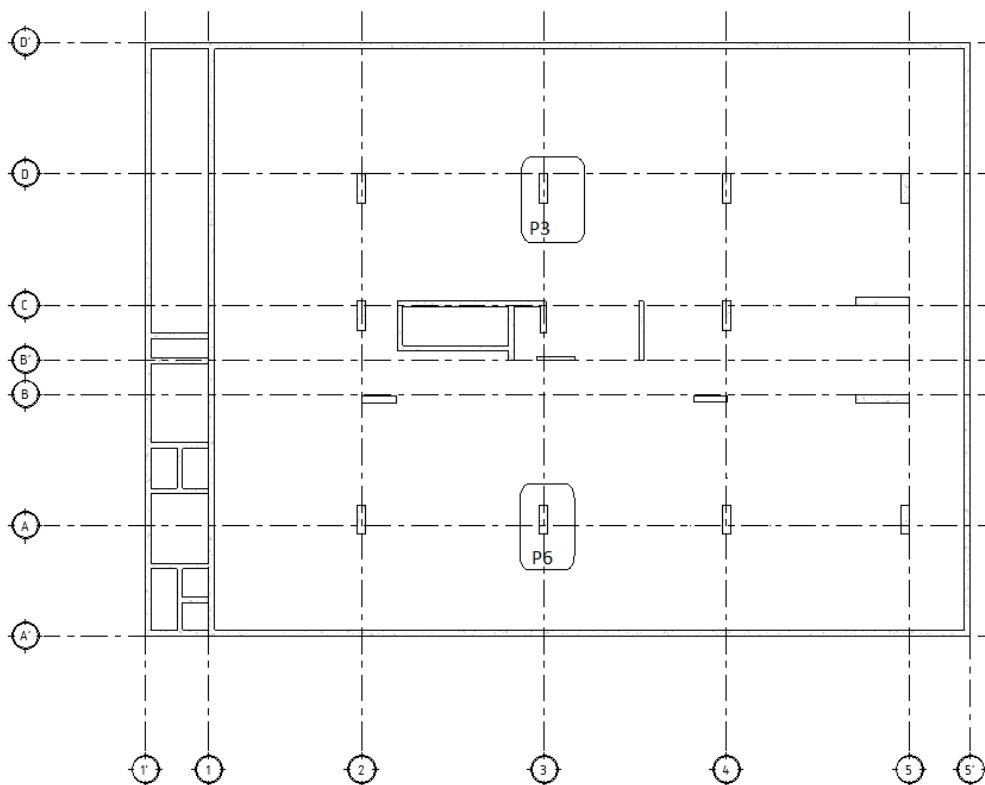
- Lớp 1: Đất san lấp, xuất hiện ngay từ trên mặt đất, bắt gặp ở tất cả vị trí đã khoan, chiều dày trung bình 1.4m. Thi công công trình có thể bỏ qua lớp này.
- Lớp 2: Bùn sét, xen kẹp cát, màu xám xanh, xuất hiện ở tất cả các hố khoan, chiều dày trung bình 3.3m. Số búa xuyên động tiêu chuẩn SPT dao động trong khoảng 0 đến 2 búa.
- Lớp 3b: Bắt gặp ở tất cả hố khoan, chiều dày trung bình 1.8m. Thành phần chủ yếu là sét xám xanh, vàng loang lổ, trạng thái chặt vừa. Số búa xuyên động tiêu chuẩn SPT khoảng 8 búa. Lớp có khả năng chịu tải thấp.
- Lớp 3: Bắt gặp ở tất cả các hố khoan, chiều dày trung bình 4.7m. Thành phần chủ yếu là cát mịn, cấp phối kém lẫn bột, trạng thái chặt vừa. Số búa xuyên động tiêu chuẩn SPT khoảng 14-15 búa. Lớp có khả năng chịu tải trung bình.
- Lớp 4a: Bắt gặp ở tất cả các hố khoan, chiều dày trung bình 1.4m. Thành phần chủ yếu là sét xám xanh loang lổ, trạng thái dẻo cứng. Số búa xuyên động tiêu chuẩn SPT khoảng 11 búa.
- Lớp 4: Bắt gặp ở tất cả các hố khoan, chiều dày trung bình 12.6m. Thành phần chủ yếu là cát mịn lẫn sét, bột màu xám vàng, trạng thái dẻo. Số búa xuyên động tiêu chuẩn SPT khoảng 16-20 búa. Lớp có khả năng chịu tải tương đối tốt.
- Lớp 4b: Bắt gặp ở tất cả các hố khoan, chiều dày trung bình 1.3m. Thành phần chủ yếu là sét dẻo, màu xám vàng, xanh loang lổ, trạng thái dẻo cứng. Số búa xuyên động tiêu chuẩn SPT khoảng 19 búa. Lớp có khả năng chịu tải trọng tương đối tốt.
- Lớp 4: Bắt gặp ở tất cả các hố khoan, chiều dày trung bình 7m. Thành phần chủ yếu là cát mịn lẫn sét, bột màu xám vàng, trạng thái dẻo. Số búa xuyên động tiêu chuẩn SPT khoảng 22-23 búa. Lớp có khả năng chịu tải khá tốt.

- Lớp 5: Bắt gặp ở tất cả các hố khoan, chiều dày trung bình 5.5m. Thành phần chủ yếu là sét dẻo, màu xám xanh, trạng thái nửa cứng - cứng. Số búa xuyên động tiêu chuẩn SPT khoảng 29-42 búa. Lớp có khả năng chịu tải trọng tốt.
- Lớp 6: Bắt gặp ở tất cả các hố khoan, chiều dày trung bình 6m. Thành phần chủ yếu là sét rất dẻo, màu xám vàng, nâu đỏ, xám xanh, trạng thái nửa cứng. Số búa xuyên động tiêu chuẩn SPT khoảng 41-44 búa. Lớp có khả năng chịu tải trọng tốt.
- Lớp 7: Bắt gặp ở tất cả các hố khoan, chiều dày trung bình 4.3m. Thành phần chủ yếu là sét dẻo, màu xám vàng, xám xanh, trạng thái cứng. Số búa xuyên động tiêu chuẩn SPT khoảng 42-47 búa. Lớp có khả năng chịu tải trọng tốt.
- Lớp 8: Bắt gặp ở tất cả các hố khoan, chiều dày trung bình 7.7m. Thành phần chủ yếu là cát mịn lẫn sét, bột, màu xám vàng, trạng thái chặt. Số búa xuyên động tiêu chuẩn SPT khoảng 32-37 búa. Lớp có khả năng chịu tải trọng tốt.
- Lớp 9: Bắt gặp ở tất cả các hố khoan, chiều dày trung bình 23m. Thành phần chủ yếu là cát mịn, cấp phối kém lẫn bột, màu xám xanh, trạng thái rất chặt. Số búa xuyên động tiêu chuẩn SPT khoảng 37-88 búa. Lớp có khả năng chịu tải trọng tốt.

CHƯƠNG 8. MÓNG CỌC KHOAN NHỒI TIẾT DIỆN TRÒN

8.1. SỐ LIỆU ĐẦU VÀO

8.1.1. Nội lực chân vách



Vị trí tính toán móng (trục 3)

Bảng 8-1: Giá trị nội lực chân vách xuất ra từ etabs

Vách	TH	Combo	N	Qy	Qx	My	Mx
P3	Nmax	Comb10	-7850.29	70.7464	7.0413	8.4582	111.6641
	Qymax	Comb12	-7374.53	142.2429	11.242	-23.9909	-268.138
	Qxmax	Comb11	-7171.75	43.8179	14.0836	18.5023	76.8428
	Mymax	Comb11	-7130.1	43.8179	14.0836	-29.3819	-72.138
	Mxmax	Comb12	-7374.53	142.2429	11.242	-23.9909	-268.138
P6	Nmax	Comb13	-11724.6	-218.85	-2.5263	-4.2507	-336.838
	Qymax	Comb13	-11724.6	-218.85	-2.5263	-4.2507	-336.838
	Qxmax	Comb10	-11249.6	-112.824	-4.9882	-7.9923	-188.752
	Mymax	Comb10	-11207.9	-112.824	-4.9882	8.9676	194.8489
	Mxmax	Comb13	-11683	-218.85	-2.5263	4.3388	407.2523

Sinh viên chọn thiết kế móng cọc ép ở khung trục 4 với kết quả nội lực chân cột được trích từ Etabs, sinh viên chọn trường hợp Nmax (Q_{tr}, M_{tr}) để tính toán, các trường hợp còn lại để kiểm tra.

8.1.2. Thông số đầu vào

Chọn chiều sâu đặt móng.

Chọn chiều sâu chôn đài (Df) = 7.5 m với đài hđ= 1.5 m

Chọn vị trí mũi cọc: + Mũi cọc tại độ sâu 46.7m, cắm vào lớp đất 6 (cát hạt vừa, trạng thái chặt vừa) có bề dày 18 (m) một đoạn là 14.7 m. - Xác định chiều dài đoạn cọc. - Chiều dài cọc: LC = 46.7 – 7.5 + 0.8 = 40 (m). Dùng 4 lồng thép , mỗi lồng dùng thép có chiều dài 11.7m (đoạn nối thép 0.7m)

Trong đó : Cọc ngàm vào đài là 0.8 (m)

Chiều dài từ mũi cọc lên đáy đài là 39.2 (m)

✚ Chọn kích thước tiết diện ngang của cọc:

Cọc khoan nhồi có đường kính d800

Tỉ số giữa chiều dài và cạnh cọc ép thỏa điều kiện $\frac{L}{d} = \frac{44.7}{0.8} = 56 \leq 60$

Diện tích tiết diện ngang của cọc là $A_b = \frac{\pi \times 0.8^2}{4} = 0.5027$ (m²).

Chu vi tiết diện ngang của cọc là $u = 0.8 \pi = 2.52$ (m)

✚ Chọn vật liệu làm cọc.

Chọn hệ số điều kiện làm việc của bê tông $\gamma_b = 1$

Cọc được đúc bằng bê tông B30 có cường độ chịu kéo của bê tông là $R_{bt} = 1.2$ (Mpa)

Cường độ chịu nén của bê tông $R_b = 17$ Mpa

Hệ số vượt tải $n = 1.15$

Chọn chiều dày lớp bê tông bảo vệ đáy móng là 100 cm

Xác định thép làm cọc. - Cốt thép trong cọc loại CIII, A-III có cường độ chịu kéo cốt thép dọc là $R_s = 365$ Mpa.

Chọn 12φ20 ($A_s = 3768\text{mm}^2$), cốt đai xoắn φ8

Bảng 8.1.2: Thông số đầu vào cọc khoan nhồi

Cao độ mặt đáy tầng hầm	z_b	-6,800	mm
Đoạn cọc ngàm vào đài	l_n	100	mm
Chiều dày lớp bê tông bảo vệ	a	120	mm
Chiều dài đoạn cốt thép neo vào đài	l_{an}	700	mm
Đoạn đập đầu cọc để liên kết vào đài	D_f	700	mm
Dung trọng của bê tông	γ_{tb}	25	kN/m ³
Độ sâu mũi cọc	z_p	-52900	mm
Chiều dài cọc	L_p	44,700	mm

8.2. SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO VẬT LIỆU

Bảng 8-2: Thông số đầu vào P_{vl} cọc khoan nhồi

Khái niệm	Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
Đường kính cọc khoan nhồi	D	800	mm
Diện tích tiết diện ngang cọc	A_b^*	502655	mm ²
Diện tích hữu hiệu tiết diện ngang cọc	A_b	496372	mm ²
Chu vi tiết diện cọc	C_p	2513	mm
Cốt thép dọc trong cọc	ϕ	20	mm
Diện tích cốt thép dọc	A_s	6283	mm ²
Hàm lượng cốt thép	m	1.25	%

$$P_{vl} = \phi(A_s R_s + \gamma_{cb} \gamma'_{cb} A_{bt} R_b)$$

$$= 0.986(3770 \times 10^{-6} \times 365000 + 0.7 \times 0.85 \times 0.499 \times 17000) = 6442.67 \text{ KN}$$

Trong đó:

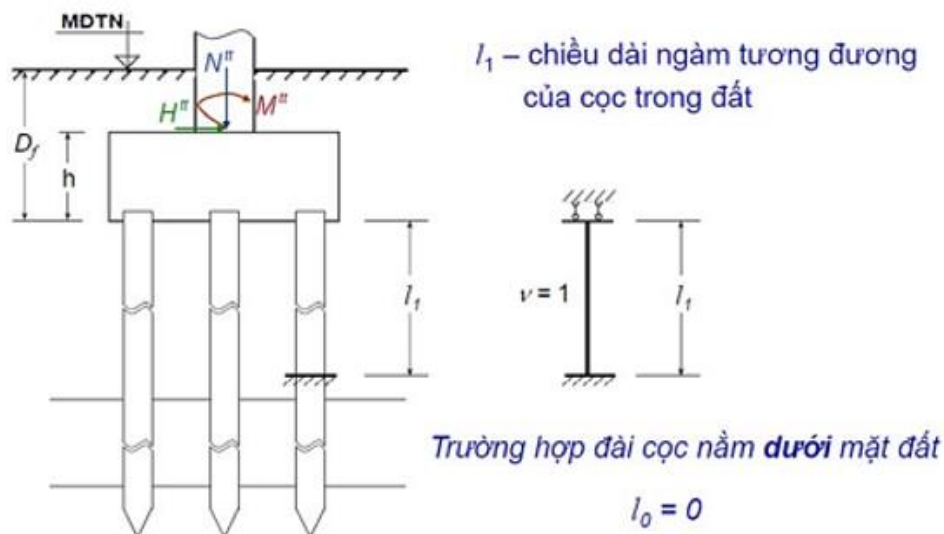
R_u : Cường độ tính toán của bê tông cọc nhồi (Mpa), phải nhân với hệ số làm việc $\gamma_{cb} = 0.85$ và hệ số ảnh hưởng việc đổ bê tông trong khoảng không chật hẹp của hố và ống vách khi đổ bê tông vào lòng hố khoan dưới dung dịch khoan $\gamma'_{cb} = 0.7$

A_b : Diện tích tiết diện cọc có trừ phần cốt thép (mm²) - R_{an} : Cường độ tính toán của thép cọc nhồi (MPa) - A_s : Diện tích cốt thép dọc trong cọc (mm²)

ϕ : Hệ số giảm khả năng chịu lực do ảnh hưởng của uốn dọc

$$\phi = 1.028 - 0.0000288\lambda^2 - 0.0016\lambda$$

$$\alpha_\varepsilon = \sqrt[5]{\frac{K \times b_b}{E_b I}} = \sqrt[5]{\frac{11943 \times 1.8}{3.25 \times 10^7 \times 0.02}} = 0.505$$



Chiều dài cọc quy ước: $l_1 = l_0 + \frac{2}{\alpha_\varepsilon} = 0 + \frac{2}{0.505} = 3.96(m)$

K: hệ số tỷ lệ (tra bảng A1, trang 72 TCVN 10304:2014), khi cọc qua nhiều lớp đất thì tính k tương ứng, $k = \frac{\sum(k_i \times l_i)}{\sum l_i}$

Bảng 8-2: hệ số K

Lớp	Mô tả	h _i	Hệ số tỷ lệ k	K.Li
3b	Sét pha vàng, nâu – xám, trạng thái dẻo cứng	0.5	7000	3500
3	Cát pha vàng, xám – trắng, trạng thái dẻo cứng	5.7	12000	68400
4	Sét, màu nâu, vàng nâu, xám, trạng thái nửa cứng đến cứng	22.1	12000	265200
5	Bùn sét, xám xanh đen, trạng thái chảy	5.7	12000	68400
6	Sét pha vàng, nâu – xám, trạng thái dẻo cứng	4	12000	48000
7	Cát pha vàng, xám – trắng, trạng thái dẻo cứng	2.2	12000	26400
8	Sét, màu nâu, vàng nâu, xám, trạng thái nửa cứng đến cứng	3.7	12000	44400
Hệ số K trung bình				11943.1

$$I = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{\pi \times 0.8^4}{64} = 0.02$$

E_b: modun đàn hồi của vật liệu cọc, E_b=32500Mpa

b_p- bề rộng quy ước cọc, b_p=d+1=1.8m (d>=0.8m)

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0.0201}{0.5027}} = 0.2$$

$$\lambda = \frac{vl_1}{r} = \frac{1 \times 3.96}{0.2} = 19.8$$

$$\Rightarrow \phi = 0.986$$

8.3. SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO ĐẤT NỀN

8.3.1. Theo chỉ tiêu cơ lý

$$R_{c,u} = \gamma_c(\gamma_{cq}q_bA_b + u \sum \gamma_{cf}f_i l_i)$$

Trong đó:

γ_c : Hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất, $\gamma_c = 1$

γ_{cq} và γ_{cf} : Hệ số làm việc của đất dưới mũi cọc và trên thân cọc có xét đến ảnh hưởng của phương pháp hạ cọc đến sức kháng của đất

$\gamma_{cq} = 0.9$ và $\gamma_{cf} = 0.6$

A_b : diện tích tiết diện ngang của cọc $A_b = 0.5027$ (m²).

q_b : cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc, tra bảng 2, trang 24, TCVN 10304:2014. Tại $z = 52.9$ m (cát hạt vừa, trạng thái chặt vừa) $\Rightarrow q_b = 4500$ kN/m²

u : chu vi tiết diện ngang thân cọc $= 2.51$ m

f_i : cường độ sức kháng trung bình của lớp đất thứ i trên thân cọc (bảng 3 TCVN 10304:2014)

l_i : chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất thứ i

$$R_{c,u} = \gamma_c(\gamma_{cq}q_bA_b + u \sum \gamma_{cf}f_i l_i)$$

$$R_{c,u} = \gamma_c(\gamma_{cq}q_bA_b + u \sum \gamma_{cf}f_i l_i) = 1 \times (1 \times 4500 \times 0.5 + 2.5 \times 1670) = 6328.9 \text{ kN}$$

Bảng 8-3: Thống kê file

Tên lớp	Loại đất	Độ sâu		Độ sâu TB Z (m)	L_i (m)	Độ sệt I_L	γ_{cf}	f_i	$\gamma_{cf} f_i L_i$
3b	Sét pha vàng, nâu – xám, trạng thái dẻo cứng	-7.0	-7.5	-7.3	0.5	0.65	0.6	14.3	4.28
3	cát mịn, cấp phối kém lẫn bột, trạng thái chặt vừa	-7.5	-9.5	-8.5	2.0	0.00	0.6	63.0	75.60
		-9.5	-11.5	-10.5	2.0	0.00	0.6	66.0	79.20
		-11.5	-13.2	-12.4	1.7	0.53	0.6	23.5	23.97
4	cát mịn lẫn sét, bột màu xám vàng, trạng thái dẻo	-13.2	-15.2	-14.2	2.0	0.53	0.6	23.5	28.20
		-15.2	-17.2	-16.2	2.0	0.45	0.6	34.3	41.10
		-17.2	-19.2	-18.2	2.0	0.39	0.6	40.0	48.00
		-19.2	-21.2	-20.2	2.0	0.56	0.6	24.0	28.80
		-21.2	-23.2	-22.2	2.0	0.57	0.6	25.0	30.00
		-23.2	-25.2	-24.2	2.0	0.57	0.6	25.0	30.00
		-25.2	-27.2	-26.2	2.0	0.42	0.6	44.3	53.16
		-27.2	-29.2	-28.2	2.0	0.35	0.6	49.5	59.40
		-29.2	-31.2	-30.2	2.0	0.59	0.6	21.0	25.20
		-31.2	-33.2	-32.2	2.0	0.45	0.6	41.8	50.10
5	sét dẻo, màu xám xanh, trạng thái nửa cứng - cứng	-33.2	-35.2	-34.2	2.0	0.50	0.6	36.0	43.20
		-35.2	-37.2	-36.2	2.0	0.23	0.6	90.0	108.00
		-37.2	-39.2	-38.2	2.0	0.16	0.6	100.0	120.00
6	sét rất dẻo, màu xám vàng, nâu đỏ, xám xanh, trạng thái nửa cứng	-39.2	-41.0	-40.1	1.8	-0.04	0.6	100.0	108.00
		-41.0	-43.0	-42.0	2.0	-0.05	0.6	100.0	120.00
		-43.0	-45.0	-44.0	2.0	-0.07	0.6	100.0	120.00

CHƯƠNG 8: MÓNG CỌC KHOAN NHỒI TIẾT DIỆN TRÒN

7	sét dẻo, màu xám vàng, xám xanh, trạng thái cứng	-45.0	-47.0	-46.0	2.0	-0.28	0.6	100.0	120.00
		-47.0	-49.0	-48.0	2.0	-0.21	0.6	100.0	120.00
		-49.0	-51.0	-50.0	2.0	-0.09	0.6	100.0	120.00
		-51.0	-51.4	-51.2	0.4	-0.21	0.6	100.0	24.00
8	cát mịn lẫn sét, bột, màu xám vàng, trạng thái chặt	-51.4	-52.9	0.8	1.5	-0.21	0.6	100.0	90
Tổng									1670.21

8.3.2. Theo chỉ tiêu cường độ đất nền

$$R_{c,u} = q_b A_b + u \sum f_i l_i$$

Trong đó: +

A_b : diện tích tiết diện ngang của cọc $A_b = 0.5027 \text{ (m}^2\text{)}$.

q_b : cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc

$$q_b = c \times N'_c + q'_{\gamma,p} N'_q$$

$q'_{\gamma,p}$ – áp lực hiệu quả lớp phủ tại cao trình mũi cọc (có trị số bằng ứng suất pháp hiệu quả theo phương đứng do đất gây ra tại cao trình mũi cọc) +

u : chu vi tiết diện ngang thân cọc $= 4d = 4 \times 0.35 = 1.4 \text{ m}$ +

l_i : chiều dài đoạn cọc nằm trong lớp đất thứ i +

f_i : cường độ sức kháng cắt (do ma sát đơn vị) của lớp đất thứ i trên thân cọc:

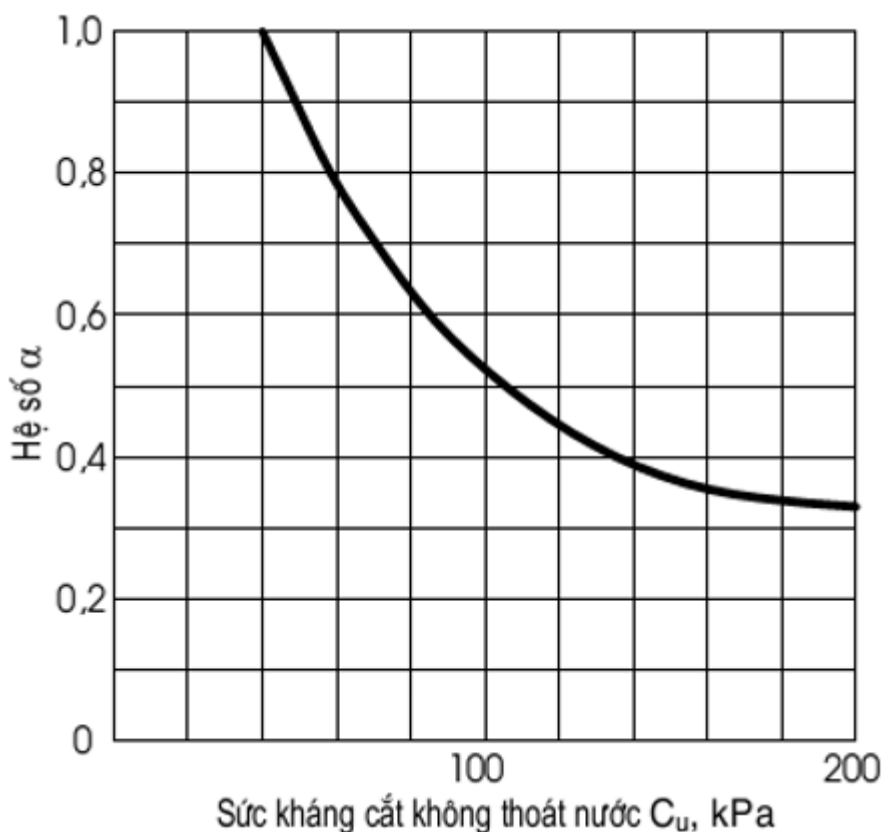
$$f_i = k_i \bar{\sigma}'_{v,z} \tan \delta_i + c_i$$

Đối với đất dính cường độ sức kháng cắt không thoát nước trên thân cọc trong lớp thứ i xác định theo phương pháp α :

$$f_i = \alpha c_{u,i}$$

Với $c_{u,i}$ – cường độ sức kháng cắt không thoát nước của lớp đất thứ i +

α - hệ số phụ thuộc vào đặc điểm của lớp đất nằm trên lớp đất dính, loại cọc và phương pháp hạ cọc, cố kết của đất trong quá trình thi công và phương pháp xác định c_u (tra đồ thị G1 phụ lục G TCVN 10304:2014)



Hình 8-1: Sức kháng cắt không thoát nước C_u (kPa)

Đối với đất rời ($c=0$) cường độ sức kháng cắt trung bình trên thân cọc trong lớp thứ i xác định theo phương pháp β :

$$f_i = k_i \bar{\sigma}'_{v,z} \tan \delta_i$$

Với k_i – hệ số áp lực ngang của đất lên thân cọc, theo Eurocode

$$k_i = (1 - \sin \phi'_i) \sqrt{OCR_i}$$

$\bar{\sigma}'_{v,z}$ - ứng suất hữu hiệu theo phương đứng trung bình trong lớp đất thứ i

- δ -góc ma sát giữa đất và cọc bằng góc ma sát trong của đất ϕ

- Ở nội dung luận văn này, do sinh viên không có đủ các số liệu thí nghiệm trong hồ sơ địa chất nên sinh viên chỉ kiểm sức chịu tải theo các thông số được thống kê lại từ thí nghiệm cắt trực tiếp

$$R_{c,u} = q_b A_b + u \sum f_i l_i$$

Cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc:

$$q_b = c \times N'_c + q'_{\gamma,p} N'_q$$

Với: c tại lớp 8 = 10.5 kN/m²

$$\phi = 28.53 \Rightarrow N'_q = 17.42, N'_c = 26.83$$

Bảng 8-4: Tính $l_i \times \gamma_I$

Lớp	l_i	γ'	$l_i \times \gamma_I$
2	3.6	5.68	20.44
3b	2.2	8.64	19.01
3	5.7	9.20	52.44
4	22.1	10.66	235.58
5	5.7	10.49	59.79
6	4.0	10.47	41.88
7	6.4	9.62	61.53
8	1.5	9.79	14.68
Tổng			505.37

$$q_b = c \times N'_c + q'_{\gamma,p} N'_q = 10.5 \times 26.83 + 505.37 \times 17.42 = 9085.3 \text{ kN/m}^2$$

f_i : cường độ sức kháng cắt (do ma sát đơn vị) của lớp đất thứ i trên thân cọc:

$$f_i = \alpha c_u + k_i \bar{\sigma}'_{v,z} \tan \delta_i$$

Bảng 8-5: Tổng hợp Q_{si}

Lớp	z	l_i	γ	γ'	c_a	φ_a	σ_{vi}	K_{si}	f_{si}	Q_{si}
-	m	m	kN/m ³	kN/m ³	kN/m ²	°	kN/m ²	-	kN/m ²	kN
1	-1.7									
2		3.6	15.5	5.68	10.10	2.83	10.22	0.951	10.6	96
	-5.3									
3b		2.2	18.4	8.64	17.90	16.00	9.50	0.724	19.9	110
	-7.5									
3		5.7	19.0	9.20	2.73	27.83	26.22	0.533	7.4	106
	-13.2									
4		22.1	20.5	10.66	9.0	25.10	117.79	0.576	40.8	2264
	-35.3									
5		5.7	20.3	10.49	40.8	19.43	29.90	0.667	47.8	685
	-41.0									
6		4.0	20.3	10.47	47.2	19.25	20.94	0.670	52.1	524
	-45.0									
7		6.4	19.4	9.62	41.4	20.05	30.77	0.657	48.8	785
	-51.4									
8		1.5	19.6	9.79	10.5	28.53	7.34	0.522	12.6	47
	-52.9									
Tổng										4617

$$R_{c,u} = q_b A_b + u \sum f_i l_i$$
$$= 9085.3 \times 0.5027 + 4617 = 9814.2 \text{ kN}$$

8.4. SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO KẾT QUẢ CỦA THÍ NGHIỆM XUYỀN TÍNH SPT

✚ Theo công thức của viện kiến trúc Nhật Bản

$$R_{c,u} = q_b A_b + u \sum (f_{s,i} l_{s,i} + f_{c,i} l_{c,i})$$

$$q_b = 6c_u = 6 \times 6.25 \times 44 = 1650 \text{ kN}$$

$$c_u = 6.25 N_{c,i}$$

$N_{c,i}$: giá trị SPT trung bình của lớp đất dính trong phạm vi 1d dưới mũi cọc và 4d trên mũi cọc

$$N_{c,i} = 44$$

q_b : là cường độ sức kháng của đất dưới mũi cọc, đối với cọc khoan nhồi: +

Khi mũi cọc nằm đất rời: $q_b = 150NP$ – NP là chỉ số SPT trung bình trong khoảng 1d dưới và 4d trên mũi cọc +

Khi mũi cọc nằm trong đất dính: $q_b = 6c_u$

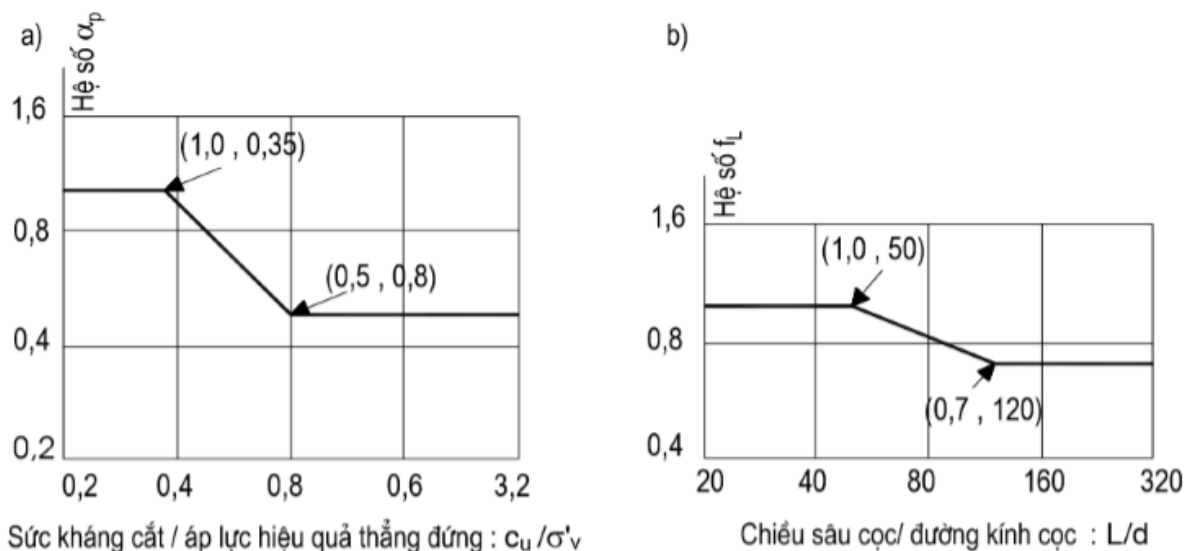
$f_{c,i}$: là cường độ sức kháng thân cọc nằm trong lớp đất dính thứ i:

$$f_{c,i} = \alpha_p f_L c_{u,i}$$

c_u : Sức chống cắt không thoát nước của đất;

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 trên **hình G2.a 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 G2.b TCVN 10304:2014**;



Hình G.2 - Biểu đồ xác định hệ số α_p và f_L

Hình 8-2: Biểu đồ xác định hệ số α_p và f_L

$f_{s,i}$: là cường độ sức kháng thân cọc nằm trong lớp đất rời thứ i :

$$f_{s,i} = \frac{10N_{s,i}}{3}$$

$N_{s,i}$: Chỉ số SPT trung bình trong lớp đất rời i ; -

A_b : Diện tích cọc -

u : Chu vi cọc

Bảng 8-6: Cường độ sức kháng thân cọc theo SPT

Ký hiệu lớp đất	Loại đất	Chiều dài cọc nằm trong đất	Chỉ số SPT	Cui	γ	$\sigma'_{v,i}$	$\frac{c_{u,i}}{\sigma'_{v,i}}$	α_p	f_L	$f_{si} \cdot L_i$
		L (m)								
Lớp 3b	Đất dính	0.5	7	43.75	18.9	2.11	20.7346	0.5	0.9	9.84
Lớp 3	Đất rời	5.7	13		18.44	25.65	0			247
Lớp 4	Đất dính	22.1	19	118.75	19	115.58	1.02743	0.5	0.9	1180.97
Lớp 5	Đất dính	5.7	32	200	20.175	29.33	6.81896	0.5	0.9	513
Lớp 6	Đất dính	4	41	256.25	20.257	20.54	12.4757	0.5	0.9	461.25
Lớp 7	Đất dính	6.4	40	250	20.986	30.13	8.29738	0.5	0.9	720
Lớp 8	Đất dính	1.5	44	275	19.346	47.46	5.79435	0.5	0.9	185.62
Tổng										3317.69

Vậy sức chịu tải của cọc:

$$R_{c,u} = q_b A_b + u \sum (f_{s,i} l_{s,i} + f_{c,i} l_{c,i})$$

$$= 1650 \times 0.5027 + 2.51 \times 3317.69 = 9156.9 \text{ kN}$$

8.5. TỔNG HỢP GIÁ TRỊ SỨC CHỊU TẢI

Bảng 8-7: Tổng hợp sức chịu tải

Sức chịu tải theo vật liệu	6442.67	kN
Sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ lý đất nền	6328.19	kN
Sức chịu tải của cọc theo cường độ của đất nền	9009	kN
Sức chịu tải của cọc theo kết quả xuyên tiêu chuẩn SPT	9161.4	kN
$Q_{a,TK}$	6328	kN

$$N_{c,d} \leq \frac{\gamma_0}{\gamma_n} R_{c,d}$$

$N_{c,d}$ – là trị tính toán tải trọng nén tác dụng lên cọc (giá trị tải trọng truyền lên cọc khi cọc làm việc) –

γ_0 – là hệ số điều kiện làm việc, kể đến yếu tố tăng mức độ đồng nhất của nền đất khi sử dụng móng cọc, lấy bằng 1 đối với cọc đơn và lấy bằng 1.15 trong móng nhiều cọc

γ_n – là hệ số tin cậy về tầm quan trọng của công trình, lấy bằng 1.2, 1.15, 1.1 tương ứng với tầm quan trọng của công trình cấp I, II, III (phụ lục E – TCVN 10304 : 2014)

$R_{c,d}$ – trị tính toán sức chịu tải trọng nén của cọc

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

$R_{c,k}$ – trị tiêu chuẩn sức chịu tải trọng của cọc được xác định từ các trị riêng sức chịu tải trọng nén cực hạn ($R_{c,k} = Q_{a,TK}$)

γ_k – hệ số tin cậy –

Trường hợp cọc chịu tải trọng nén trong cọc đài thấp có đáy đài nằm trong lớp đất tốt, cọc chịu nén không kể đài thấp hay đài cao lấy $\gamma_k = 1.4$. Riêng trường hợp móng 1 cọc chịu nén dưới cột, nếu là cọc đóng hoặc ép chịu tải trên 600kN, hoặc cọc khoan nhồi chịu tải trên 2500kN thì lấy $\gamma_k = 1.6$

Trường hợp cọc chịu tải trọng nén trong móng đài cao hoặc đài thấp có đáy đài nằm trên lớp đất biến dạng lớn, trị số γ_k lấy phụ thuộc vào số lượng cọc trong móng

Bảng 8-8: Tính toán giá trị $R_{c,d}$

Số lượng cọc	γ_k	$R_{c,d}$	
Móng có $n > 21$ cọc	1.4	4520.0	(kN)
Móng có 11-20 cọc	1.55	4082.6	(kN)
Móng có 06-10 cọc	1.65	3905.2	(kN)
Móng có 01-05 cọc	1.75	3795.0	(kN)

γ_0 – hệ số điều kiện làm việc,

$\gamma_0 = 1 + \gamma_n$ – hệ số tin cậy về tầm quan trọng của công trình, $\gamma_n=1 \Rightarrow N_{c,d} = R_{c,d}$

8.6. CHỌN SỐ CỌC VÀ BỐ TRÍ ĐÀI CỌC

Xác định sơ bộ số lượng cọc trong móng

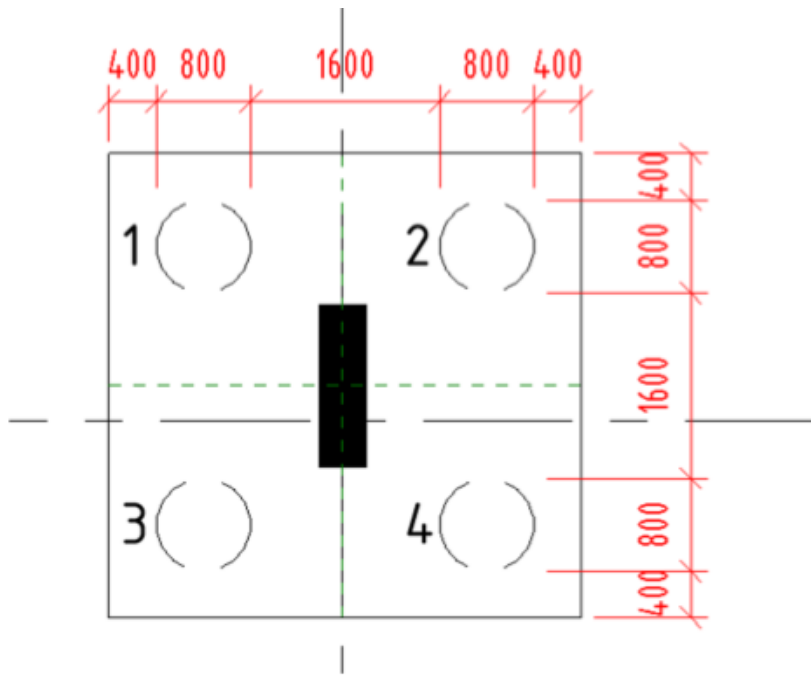
$$n_p = k \frac{N^{tt}}{R_{c,d}}$$

N^{tt} – tải trọng tính toán của công trình tác dụng lên móng +

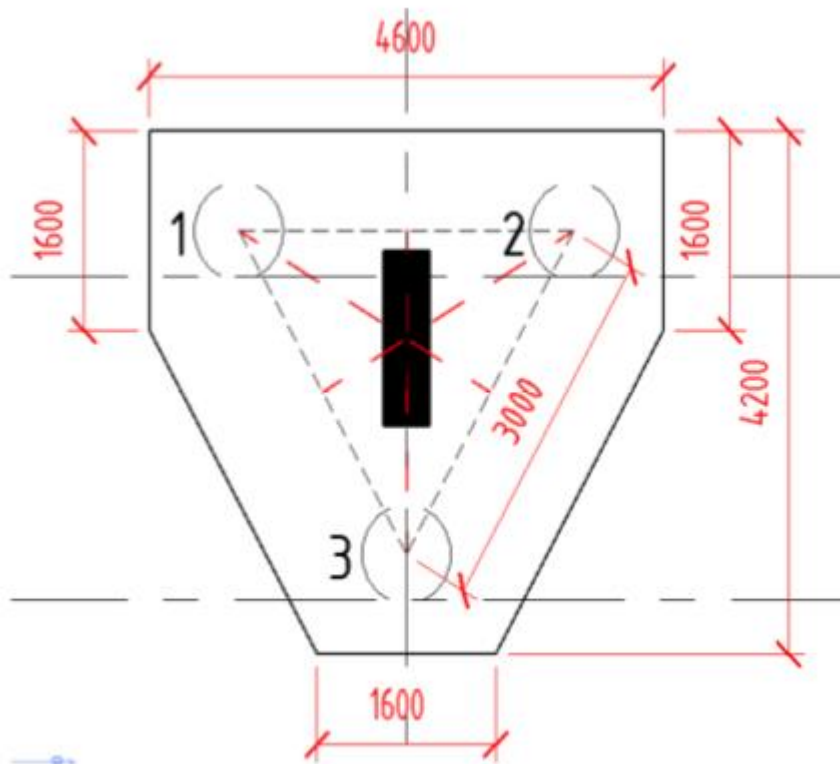
$R_{c,d}$ – trị tính toán sức chịu tải trọng nén của cọc +

k – hệ số kể đến trọng lượng bản thân đài, đất trên đài (nếu có) và sự lệch tâm của tải trọng

P3	N^{tt}	8450	kN
	$R_{c,d}$	3795	kN
	k	1.1	[1.0;1.5]
	n	3	(Cọc)
P6	N^{tt}	12324	kN
	$R_{c,d}$	3795	kN
	k	1.1	[1.0;1.5]
	n	4	(Cọc)

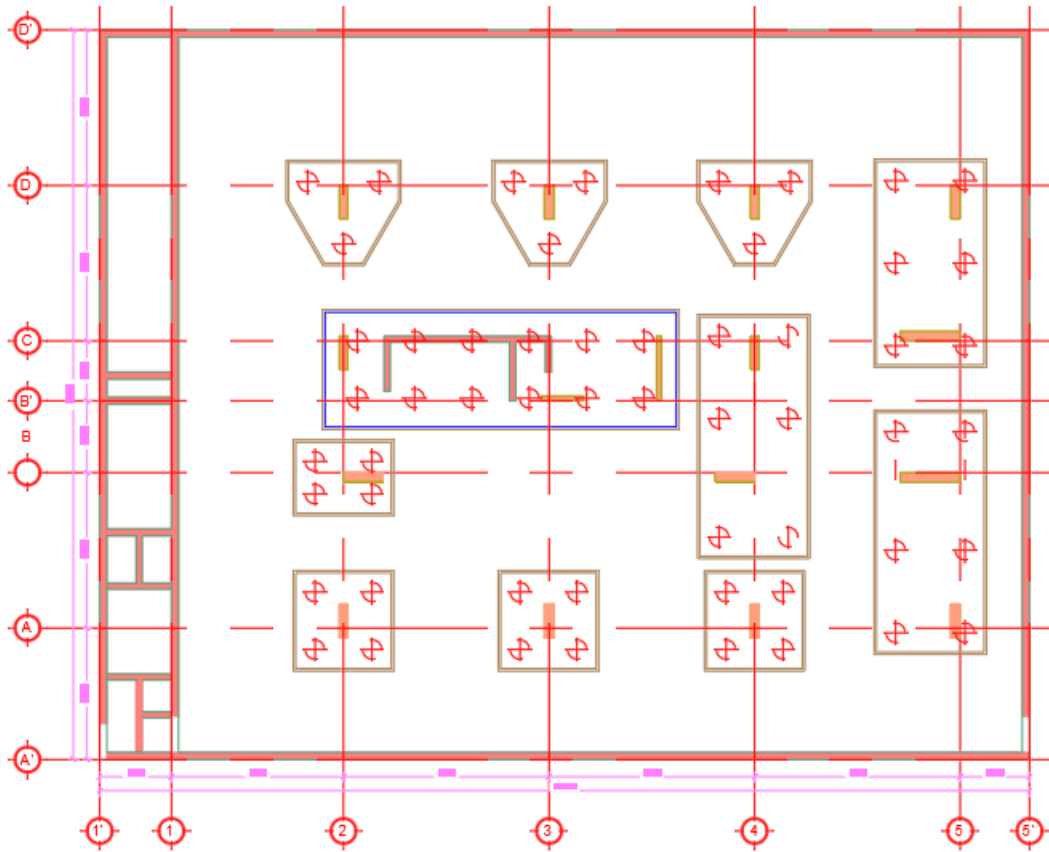


Hình 8-3: Vách P6: 4 cọc có kích thước như sau (đài móng 4 x 4 m)



Hình 8-4: Vách P3: 3 cọc, có kích thước như sau (đài móng tam giác):

Các vị trí móng còn lại tính tương tự, ta được mặt bằng bố trí móng như sau, ở nội dung luận văn này, do thời gian hạn chế nên sinh viên sẽ tính toán và kiểm tra móng ở vách P56, P72 và lõi thang.



Hình 8-5: Mặt bằng bố trí móng cọc khoan nhồi của công trình

8.7. KIỂM TRA SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC

8.7.1. Tải trọng truyền xuống đáy đài

Tổng tải trọng tác động lên đáy đài: +

$$N_{tt} = N + W_{đ}$$

$$M_{x_{tt}} = M_x + H_y h_{đ}$$

$$M_{y_{tt}} = M_y + H_x h_{đ}$$

- Với $W_{đ} = \gamma A_{đ} h_{đ}$: Trọng lượng đài cọc (kN)

Vị trí vách P72 có:

$$W_{đ} = 25 \times 4 \times 4 \times 1.5 = 600 \text{ kN}$$

$$N_{tt} = 12324 \text{ kN}$$

$$M_{x_{tt}} = 655 \text{ kNm}$$

$$M_{y_{tt}} = 8 \text{ kNm}$$

Bảng 8-9: Tổng hợp nội lực tính toán đài móng

Vách	TH	Combo	N ^{tt}	M _x ^{tt}	M _y ^{tt}
P3	Nmax	Comb10	8450	218	19
	Qymax	Comb12	7974	482	41
	Qxmax	Comb11	7771	143	40
	Mymax	Comb11	7730	138	51
	Mxmax	Comb12	7974	482	41
P6	Nmax	Comb13	12324	655	8
	Qymax	Comb13	12324	655	8
	Qxmax	Comb10	11849	358	15
	Mymax	Comb10	11808	364	16
	Mxmax	Comb13	12283	736	8

8.7.2. Kiểm tra sức chịu tải của cọc đơn

Xác định lực tác dụng lên các đầu cọc:

$$P_i = \frac{N_d^{tt}}{n_p} \pm \frac{M_{dx}^{tt}}{\sum y_i^2} |y| \pm \frac{M_{dy}^{tt}}{\sum x_i^2} |x|$$

nP – số cọc

x_i, y_i - tọa độ cọc thứ “i” so với trọng tâm nhóm cọc

Bảng 8-10: Phản lực đầu cọc

P6	Cọc	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	$\sum x_i^2$	$\sum y_i^2$	
	-	m	m	m	m^2	m^2	m^2	m^2
1	1.200	-1.200	1.440	1.440	5.760	5.760		
2	-1.200	-1.200	1.440	1.440				
3	1.200	1.200	1.440	1.440				
4	-1.200	1.200	1.440	1.440				
P3	Cọc	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	$\sum x_i^2$	$\sum y_i^2$	
	-	m	m	m^2	m^2	m^2	m^2	
	1	-1.500	0.866	2.250	0.750	4.500	4.493	
	2	1.500	0.866	2.250	0.750			
	3	0.000	-1.730	0.000	2.993			
Vách	TH	Combo	N ^{tt}	M _x ^{tt}	M _y ^{tt}	P _{max}	P _{min}	kiểm tra
P3	N _{max}	Comb10	8450	218	19	2865	2733	OK
	Q _y _{max}	Comb12	7974	482	41	2765	2472	OK
	Q _x _{max}	Comb11	7771	143	40	2631	2535	OK
	M _y _{max}	Comb11	7730	138	51	2620	2524	OK
	M _x _{max}	Comb12	7974	482	41	2765	2472	OK
P6	N _{max}	Comb13	12324	655	8	3219	2946	OK
	Q _y _{max}	Comb13	12324	655	8	3219	2946	OK
	Q _x _{max}	Comb10	11849	358	15	3040	2885	OK
	M _y _{max}	Comb10	11808	364	16	3031	2873	OK
	M _x _{max}	Comb13	12283	736	8	3226	2916	OK

Kiểm tra lực tác dụng đầu cọc với các điều kiện sau

$$P_{\max} \leq N_{c,d} = \frac{\gamma_0}{\gamma_n} R_{c,d}$$

$$P_{\min} \geq 0$$

Nhận xét:

Các giá trị phản lực đầu cọc luôn nhỏ hơn sức chịu tải cho phép theo tính toán, cọc đảm bảo điều kiện chịu lực.

8.7.3. Kiểm tra sức chịu tải của nhóm cọc:

Ta có: $R_{c,d}^{nhóm} = \eta n_p R_{c,d}$

$$n_p = 1 - \theta \frac{m(n-1) + (m-1)n}{90^\circ mn}$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{d}{s}\right)$$

Trong đó:

d – đường kính cọc

s- khoảng cách giữa 2 tâm cọc

m – số hàng cọc

n – số cọc trong một hàng

Tính toán đài P72 (Móng MKN1)

$$\theta = \arctan\left(\frac{d}{s}\right) = \arctan\left(\frac{0.8}{2.4}\right) = 18.43$$

$$m = 2$$

$$n = 2 \Rightarrow \eta = 1 - 18.43 \frac{2(2-1) + (2-1)2}{90 \times 2 \times 2} = 0.81$$

$$R_{c,d}^{nhóm} = \eta n_p R_{c,d} = 0.81 \times 4 \times 3795 = 12447kN \geq N_d^{tt} = 12324kN$$

Tính toán đài P56 (Móng MKN2)

$$\theta = \arctan\left(\frac{d}{s}\right) = \arctan\left(\frac{0.8}{3}\right) = 14.93$$

$$m = 2$$

$$n = 1.5 \Rightarrow \eta = 1 - 14.93 \frac{2(1.5-1) + (2-1)1.5}{90 \times 2 \times 1.5} = 0.86$$

$$R_{c,d}^{nhóm} = \eta n_p R_{c,d} = 0.86 \times 3 \times 3795 = 9811kN \geq N_d^{tt} = 8450kN$$

8.8. KIỂM TRA LÚN VÀ ỔN ĐỊNH DƯỚI KHỐI MÓNG QUY ƯỚC:

8.8.1. Xác định khối móng quy ước:

Tính góc ma sát trong trung bình: $\varphi_{tb} = \frac{\sum l_i \times \varphi_i}{\sum l_i}$

Kết quả tính toán góc ma sát trong trung bình như sau:

Bảng 8-11: Kết quả tính toán góc ma sát trong trung bình:

Lớp	γ II	φ II	l_i	$l \times \varphi$	$\gamma \times l$
3b	8	16	2.2	138.24	19
3	9.2	27.83	5.7	256	51.44
4	10.66	25.1	22.1	267.57	235.6
5	10.49	19.43	5.7	203.8	59.8
6	10.47	19.25	4	201.5	41.88
7	9.62	20.05	6,4	192.8	61.536
8	9.79	28.53	1.5	279.2	14.68
Tổng			44.7	1539.2	484.9
φ_{tb}			34		

8.8.2. Móng khoan nhồi P6 (4 cọc)

Bảng 8-12: Khối móng quy ước P72

Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
L_{tb}	44.7	m
φ_{tb}	34.00	°
$a_{biên}$	0.4	m
B_1	3.2	m
L_1	3.2	m
B_{qu}	16.3	m
L_{qu}	16.3	m

Kích thước đáy móng khối quy ước:

$$\begin{cases} L_{qu} = X + 2 \cdot \sum l_i \cdot \tan\left(\frac{\varphi_{tb}}{4}\right) \\ B_{qu} = Y + 2 \cdot \sum l_i \cdot \tan\left(\frac{\varphi_{tb}}{4}\right) \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} L_{qu} = 3.2 + 2 \times 44.7 \times \tan\left(\frac{34}{4}\right) = 16.3(m) \\ B_{qu} = 3.2 + 2 \times 44.7 \times \tan\left(\frac{34}{4}\right) = 16.3(m) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} F_{qu} = B_{qu} \times L_{qu} = 16.3 \times 16.3 = 265.69(m^2) \\ W_x = \frac{B_{qu} \times L_{qu}^2}{6} = 722(m^3) \\ W_y = \frac{B_{qu}^2 \times L_{qu}}{6} = 722(m^3) \end{cases}$$

Khối lượng tổng trong khối móng quy ước:

$$Q_{qu} = Q_{dat} - Q_{datbichiemcho} + Q_{coc,dai} = 125592 - 1185 + 2807 = 127213kN$$

Trong đó:

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_{dat} = A_{qu} \times \sum l_i \gamma'_i = 265.69 \times 484.9 = 125592kN \\ Q_{datbichiemcho} = n \times A_p \sum l_i \gamma'_{ii} + \gamma V_{dai} = 4 \times 0.5027 \times 484.9 + 9.79 \times 4 \times 4 \times 1.5 = 1185kN \\ Q_{coc,dai} = n \times A_p \gamma_{bt} L_c + W_{dai} = 4 \times 0.5027 \times 25 \times 44.7 + 4 \times 4 \times 1.5 \times 25 = 2807kN \end{array} \right.$$

Bảng 8-13: Đặc trưng móng khối quy ước

Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
W_x	722	m^3
W_y	722	m^3
H_{qu}	45	m
A_{qu}	266	m^2
V_d	24	m^3
$\sum H_i \gamma_i$	473	kN/m^2
Q_{soil}	125592	kN
Q_{dc}	1185	kN
Q^{bt}_{dc}	2807	kN
Q_{qu}	127213	kN

8.8.2.1. Tải trọng quy về khối móng quy ước P3:

Tải trọng quy về đáy khối móng quy ước bỏ qua thành phần lực ngang H theo 2 phương bởi vì lực ngang này sẽ cân bằng với áp lực bị động của đất nên không gây ra moment khi quy lực về đáy móng

$$M_{qu,x}^{tc} = \frac{M_x^{tt}}{1.15}$$

$$M_{qu,y}^{tc} = \frac{M_y^{tt}}{1.15}$$

$$N_{qu}^{tc} = N_{dai}^{tc} + Q_{qu}$$

$$p_{max,min}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{F_{qu}} \pm \frac{6M_{qu,x}^{tc}}{B_{qu}^2 \cdot L_{qu}} \pm \frac{6M_{qu,y}^{tc}}{L_{qu}^2 \cdot B_{qu}}$$

Bảng 8-14: Tải trọng quy về móng khối quy ước

Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
N_{qu}^{tc}	137734	kN
$\sum M_{x,qu}^{tc}$	719	kNm
$\sum M_{y,qu}^{tc}$	13	kNm

Bảng 8-15: Sức chịu tải đất nền theo TTGH2

Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
m_1	1.3	-
m_2	1.2	-
k_{tc}	1.1	-
b	16.3	m
h_0	0	m
γ_{Π}	9.59	kN/m ³
$\sum h \times \gamma'_{\Pi}$	474	kN/m ³
φ_{Π}	25.32	o
c_{Π}	11.9	kN/m ²
A	0.798	-
B	4.190	-
D	6.743	-
R^{tc}	3107	kN/m ²

Bảng 8-16: Ứng suất đáy móng quy ước

Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị	Kết luận
p^{tc}_{tb}	518	kN/m ²	Thỏa
p^{tc}_{max}	519	kN/m ²	Thỏa
p^{tc}_{min}	517	kN/m ²	Thỏa

8.8.2.2. Kiểm tra lún khối móng quy ước

Ứng suất đáy khối móng quy ước: $p^{tc}_{tb} = 504 \text{ kN/m}^2$

Áp lực đất ban đầu: $\sum \gamma_i H_i = 473 \text{ kN/m}^2$

Áp lực gây lún: $p_{gl} = p^{tc}_{tb} - \sum \gamma_i H_i = 504 - 473 = 31 \text{ kN/m}^2$

Tính lún theo phương pháp tổng phân tổ; độ lún giới hạn : $S_{gh} = 8 \text{ cm}$

Đất nền được chia thành các lớp đồng nhất với chiều dày thoả điều kiện:

$$h_i \leq (0.4 \div 0.6) B_{qu}$$

Để tăng độ chính xác ở đây sinh viên chia thành các lớp với chiều dày 0.5 m

Áp lực ban đầu (do trọng lượng bản thân lớp đất gây ra) tại giữa lớp đất i

$$p_{1i} = \sigma'_{vi} = \sum \gamma_i z_i \rightarrow e_{1i}$$

Áp lực tại giữa lớp đất i sau khi xây móng

$$p_{2i} = p_{1i} + \sigma_{gli} \rightarrow e_{2i}$$

Với $\sigma_{gl} = K_{oi} p_{gl}$

$$K_o = \frac{2}{\pi} \left[\operatorname{arctg} \frac{b_1 \cdot l_1}{z \sqrt{b_1^2 + l_1^2 + z^2}} + \frac{b_1 \cdot l_1 (b_1^2 + l_1^2 + 2z^2)}{(b_1^2 + z^2)(l_1^2 + z^2) \sqrt{b_1^2 + l_1^2 + z^2}} \right]$$

$$b_1 = B_{qu}/2, l_1 = L_{qu}/2$$

Tổng độ lún được xác định theo công thức

$$S = \sum S_i = \sum \frac{e_i - e_{i+1}}{1 + e_i} \times h_i$$

Với e_i là hệ số rỗng ứng với các cấp áp lực tác dụng lên nền đất

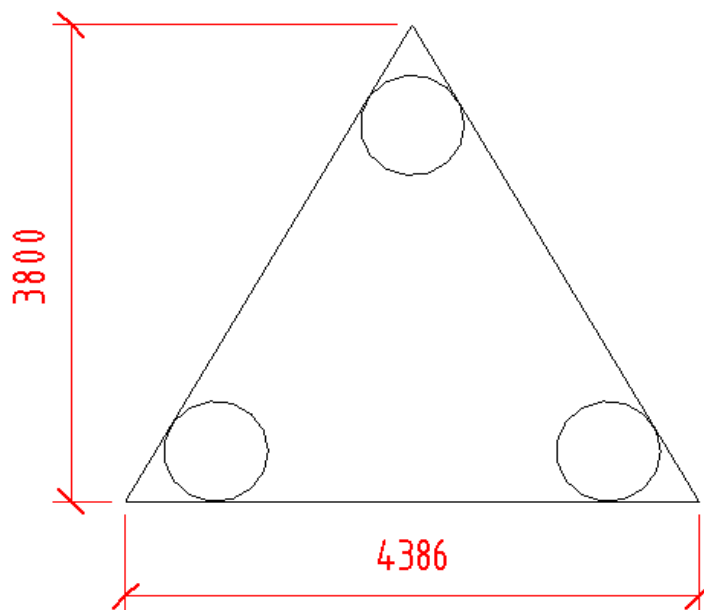
Bảng 8-17: Kiểm tra lún móng P6

Lớp	Độ sâu	z	lz/bl	K ₀	σ _{zi}	σ _{li}	σ _{li} [*]	σ _{zi} [*]	e _{li} [*]	e _{zi} [*]	S [*]
-	m	m	-	-	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	-	-	cm
7	-52.9	0.0	0.000	1.000	44.3	474					
	-53.4	-0.5	0.031	1.000	44.3	479	476	521	0.380	0.374	0.22
	-53.9	-1.0	0.061	0.999	44.3	484	481	525	0.379	0.373	0.22
	-54.4	-1.5	0.092	0.996	44.1	488	486	530	0.379	0.373	0.22
	-54.9	-2.0	0.123	0.990	43.9	493	491	535	0.378	0.372	0.22
	-55.4	-2.5	0.153	0.981	43.5	498	496	539	0.377	0.371	0.22
	-55.9	-3.0	0.184	0.968	42.9	503	500	544	0.377	0.371	0.21
	-56.4	-3.5	0.215	0.952	42.2	508	505	548	0.376	0.370	0.21
	-56.9	-4.0	0.245	0.933	41.4	512	510	552	0.375	0.370	0.21
	-57.4	-4.5	0.276	0.911	40.4	517	515	556	0.480	0.474	0.20
	-57.9	-5.0	0.307	0.886	39.3	522	520	559	0.479	0.473	0.19
	-58.4	-5.5	0.337	0.859	38.1	527	524	563	0.478	0.473	0.19
	-58.9	-6.0	0.368	0.830	36.8	532	529	567	0.478	0.472	0.18
	-59.4	-6.5	0.399	0.801	35.5	536	534	570	0.477	0.472	0.17
-59.9	-7.0	0.429	0.771	34.2	541	539	574	0.476	0.471	0.17	
Tổng											2.83

Nhận xét : Tổng độ lún $S = 2.83 \text{ cm} < S_{gh} = 8 \text{ cm}$

8.8.3. Móng khoan nhồi P3 (3 cọc)

Móng M2 (Vị trí vách P44, P45) có 3 cọc với kích thước khối móng quy ước ở đáy đài như sau:



Kích thước khối móng ở dưới đáy đài

Ta có thể quy đổi tiết diện tam giác này thành tiết diện hình vuông có diện tích tương đương nhưng với kích thước nhỏ hơn cạnh tam giác => trường hợp nguy hiểm hơn

S tam giác = $\frac{3.8 \times 4.386}{2} = 8.3334(m^2)$ => đáy móng quy đổi thành hình vuông có kích thước 2.89 m

Các bước tính thực hiện tương tự như ở móng MK1, được tổng hợp ở bản sau:

Bảng 8-18: Khối móng quy ước P3

Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
L_{tb}	44	m
ϕ_{tb}	34.00	°
$a_{biên}$	0.4	m
B_1	2.9	m
L_1	2.9	m
B_{qu}	16.0	m
L_{qu}	16.0	m

Kích thước đáy móng khối quy ước:

$$\begin{cases} L_{qu} = X + 2 \cdot \sum l_i \cdot \tan\left(\frac{\phi_{tb}}{4}\right) \\ B_{qu} = Y + 2 \cdot \sum l_i \cdot \tan\left(\frac{\phi_{tb}}{4}\right) \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} L_{qu} = 2.9 + 2 \times 44.7 \times \tan\left(\frac{34}{4}\right) = 16(m) \\ B_{qu} = 2.9 + 2 \times 44.7 \times \tan\left(\frac{34}{4}\right) = 16(m) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} F_{qu} = B_{qu} \times L_{qu} = 16 \times 16 = 256(m^2) \\ W_x = \frac{B_{qu} \times L_{qu}^2}{6} = 683(m^3) \\ W_y = \frac{B_{qu}^2 \times L_{qu}}{6} = 683(m^3) \end{cases}$$

Khối lượng tổng trong khối móng quy ước:

$$Q_{qu} = Q_{dat} - Q_{datbichiemcho} + Q_{coc,dai} = 121011 - 835 + 1968 = 122144kN$$

Trong đó:

$$\begin{cases} Q_{dat} = A_{qu} \times \sum l_i \gamma'_i = 256 \times 484.9 = 121011kN \\ Q_{datbichiemcho} = n \times A_p \sum l_i \gamma'_{li} + \gamma V_{dai} = 3 \times 0.5027 \times 484.9 + 9.79 \times 3.69 \times 3.69 \times 1.5 = 835kN \\ Q_{coc,dai} = n \times A_p \gamma_{bt} L_c + W_{dai} = 4 \times 0.5027 \times 25 \times 44.7 + 3.69 \times 3.69 \times 1.5 \times 25 = 1968kN \end{cases}$$

Bảng 8-19: Đặc trưng móng khối quy ước P3

Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
W_x	683	m^3
W_y	683	m^3

H_{qu}	45	m
A_{qu}	256	m ²
V_d	13	m ³
$\sum H_i \gamma_i$	473	kN/m ²
Q_{soil}	121011	kN
Q_{dc}	835	kN
Q_{dc}^{bt}	1968	kN
Q_{qu}	122144	kN

8.8.3.1. Tải trọng quy về khối móng quy ước P6:

Tải trọng quy về đáy khối móng quy ước bỏ qua thành phần lực ngang H theo 2 phương bởi vì lực ngang này sẽ cân bằng với áp lực bị động của đất nên không gây ra moment khi quy lực về đáy móng

$$M_{qu,x}^{tc} = \frac{M_x^{tt}}{1.15}$$

$$M_{qu,y}^{tc} = \frac{M_y^{tt}}{1.15}$$

$$N_{qu}^{tc} = N_{dai}^{tc} + Q_{qu}$$

$$p_{max,min}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{F_{qu}} \pm \frac{6M_{qu,x}^{tc}}{B_{qu}^2 \cdot L_{qu}} \pm \frac{6M_{qu,y}^{tc}}{L_{qu}^2 \cdot B_{qu}}$$

Bảng 8-20: Tải trọng quy về móng khối quy ước P6

Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
N_{qu}^{tc}	128970	kN
$\sum M_{x,qu}^{tc}$	189	kNm
$\sum M_{y,qu}^{tc}$	17	kNm

Bảng 8-21: Sức chịu tải đất nền theo TTGH2

Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
m_1	1.3	-
m_2	1.2	-
k_{tc}	1.1	-
b	16.0	m
h_0	0	m
γ_{π}	9.59	kN/m ³
$\sum h \times \gamma'_{\pi}$	474	kN/m ³
φ_{π}	25.32	o
c_{π}	11.9	kN/m ²

A	0.798	-
B	4.190	-
D	6.743	-
R^{tc}	3104	kN/m ²

Bảng 8-22: Ứng suất đáy móng quy ước

Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị	Kết luận
p^{tc}_{tb}	504	kN/m ²	Thỏa
p^{tc}_{max}	504	kN/m ²	Thỏa
p^{tc}_{min}	503	kN/m ²	Thỏa

8.8.3.2. Kiểm tra lún khối móng quy ước

Ứng suất đáy khối móng quy ước: $p_{tb}^{tc} = 389.4 \text{ kN/m}^2$

Áp lực đất ban đầu: $\sum \gamma_i H_i = 229.355 \text{ kN/m}^2$

Áp lực gây lún: $p_{gl} = p_{tb}^{tc} - \sum \gamma_i H_i = 389.4 - 229.355 = 160.05 \text{ kN/m}^2$

Tính lún theo phương pháp tổng phân tó; độ lún giới hạn : $S_{gh} = 8 \text{ cm}$

Đất nền được chia thành các lớp đồng nhất với chiều dày thoả điều kiện:

$$h_i \leq (0.4 \div 0.6) B_{qu}$$

Để tăng độ chính xác ở đây sinh viên chia thành các lớp với chiều dày 0.25 m

Áp lực ban đầu (do trọng lượng bản thân lớp đất gây ra) tại giữa lớp đất i

$$p_{1i} = \sigma'_{vi} = \sum \gamma_i z_i \rightarrow e_{1i}$$

Áp lực tại giữa lớp đất i sau khi xây móng

$$p_{2i} = p_{1i} + \sigma_{gli} \rightarrow e_{2i}$$

Với $\sigma_{gli} = K_{oi} p_{gl}$

$$K_o = \frac{2}{\pi} \left[\arctg \frac{b_1 \cdot l_1}{z \sqrt{b_1^2 + l_1^2 + z^2}} + \frac{b_1 \cdot l_1 (b_1^2 + l_1^2 + 2z^2)}{(b_1^2 + z^2)(l_1^2 + z^2)(\sqrt{b_1^2 + l_1^2 + z^2})} \right]$$

$$b_1 = B_{qu}/2, l_1 = L_{qu}/2$$

Tổng độ lún được xác định theo công thức

$$S = \sum S_i = \sum \frac{e_i - e_{i+1}}{1 + e_i} \times h_i$$

Với e_i là hệ số rỗng ứng với các cấp áp lực tác dụng lên nền đất

Bảng 8-23 Kiểm tra lún móng P3

Lớp	Độ sâu	z	lz/bl	K ₀	σ _{zi}	σ _{li}	σ _{li} [*]	σ _{zi} [*]	e _{li} [*]	e _{zi} [*]	S [*]
-	m	m	-	-	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	-	-	cm
7	-43.0	0.0	0.000	1.000	31.1	474					
	-43.5	-0.5	0.031	1.000	31.1	479	476	507	0.380	0.376	0.16
	-44.0	-1.0	0.063	0.999	31.0	484	481	512	0.379	0.375	0.16
	-44.5	-1.5	0.094	0.995	30.9	488	486	517	0.379	0.374	0.15
	-45.0	-2.0	0.125	0.989	30.8	493	491	522	0.378	0.374	0.15
	-45.5	-2.5	0.156	0.980	30.5	498	496	526	0.377	0.373	0.15
	-46.0	-3.0	0.188	0.967	30.1	503	500	531	0.377	0.373	0.15
	-46.5	-3.5	0.219	0.950	29.5	508	505	535	0.376	0.372	0.15
	-47.0	-4.0	0.250	0.930	28.9	512	510	539	0.375	0.371	0.14
	-47.5	-4.5	0.281	0.907	28.2	517	515	543	0.480	0.476	0.14
	-48.0	-5.0	0.313	0.881	27.4	522	520	547	0.479	0.475	0.14
	-48.5	-5.5	0.344	0.853	26.5	527	524	551	0.478	0.475	0.13
	-49.0	-6.0	0.375	0.824	25.6	532	529	555	0.478	0.474	0.13
	-49.5	-6.5	0.406	0.794	24.7	536	534	559	0.477	0.473	0.12
-50.0	-7.0	0.438	0.763	23.7	541	539	563	0.476	0.473	0.12	
TỔNG											1.98

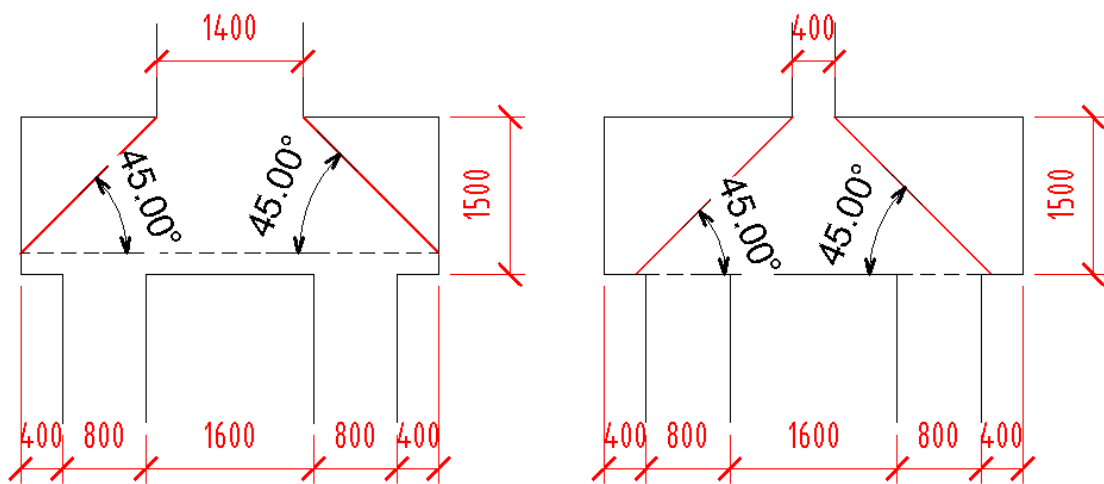
Nhận xét : Tổng độ lún S = 1.98 cm < S_{gh} = 8 cm

8.9. Kiểm tra xuyên thủng của đài:

Trường hợp đầu cọc nằm ngoài tháp xuyên thủng có thể xảy ra xuyên thủng, cần kiểm tra xuyên thủng

Trường hợp đầu cọc nằm trong tháp xuyên thủng sẽ không xảy ra xuyên thủng, vì vậy không cần kiểm tra xuyên thủng.

Trường hợp tháp xuyên thủng bao phủ một phần đầu cọc như hình vẽ bên dưới, cần kiểm tra xuyên thủng, tháp xuyên thủng được xác định từ mép cọc đi xuống tới mép cọc



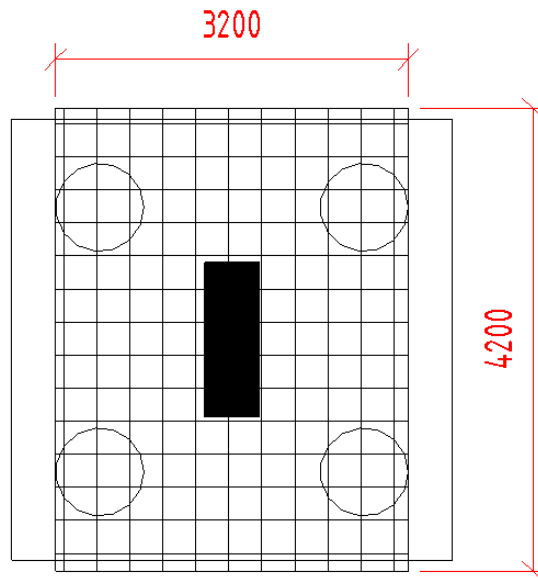
Hình 8-6: Tháp xuyên thủng đài móng MK1

Chiều cao giả thiết của đài móng $h = 1.5 (m)$.

Giả thiết $a = 10cm \Rightarrow h_0 = h - a = 1.5 - 0.1 = 1.4(m)$.

$\Rightarrow bc + 2 \times h_0 = 0.4 + 2 \times 1.4 = 3.2(m)$

$\Rightarrow hc + 2 \times h_0 = 1.4 + 2 \times 1.4 = 4.2 (m)$

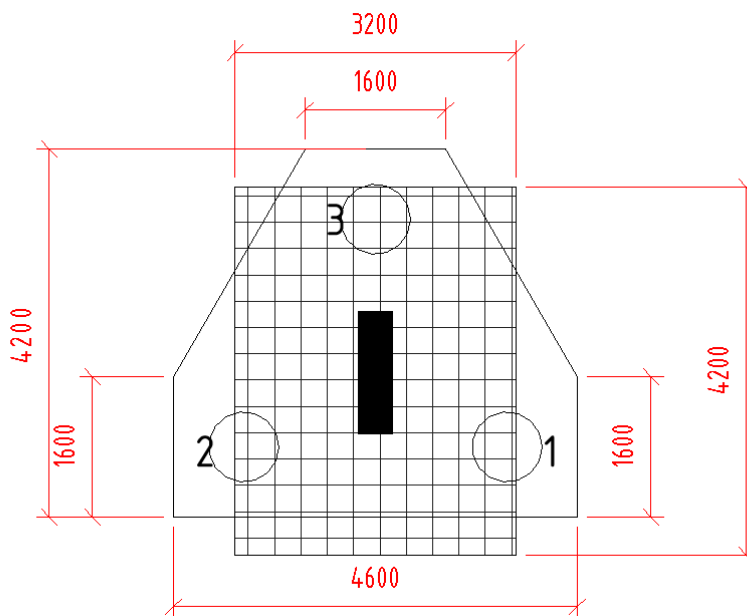


Hình 8-7 : Tính xuyên thủng móng P6

Đáy tháp xuyên thủng bao trùm tất cả đầu cọc.

Không cần kiểm tra điều kiện xuyên thủng.

Kiểm tra tương tự với đài móng MK2:



Hình 8-8: Tính xuyên thủng móng P3

Đáy tháp xuyên bao trùm 1 phần đầu cọc.

Cần kiểm tra điều kiện xuyên thủng.

Với P_{xt} được xác định như sau:

$$P_{xt} = 7850(kN)$$

Trong đó: + Ntt: Nội lực tính toán truyền từ vách xuống đài

+ P_i : Phần đầu cọc nằm hoàn toàn trong tháp xuyên thủng- Ở trường hợp trong bài toán này, đầu cọc 3 nằm 1 phần rất nhỏ ở ngoài tháp, tuy nhiên để xét trường hợp bài toán nguy hiểm hơn, sinh viên xem cọc 3 chỉ nằm 1 phần ở trong tháp xuyên thủng

P_{cx} được xác định như sau:

$$P_{cx} = \alpha R_{bt} u_m h_0 \frac{h_0}{c}$$

Trong đó: $\alpha = 1$:Bê tông nặng

$R_{bt} = 1.2 \text{ Mpa}$ (Bê tông B30)

$u_m = 2(h_c + b_c + 2c) = 2(1.4 + 0.4 + 0.6) = 6.8 \text{ (m)}$

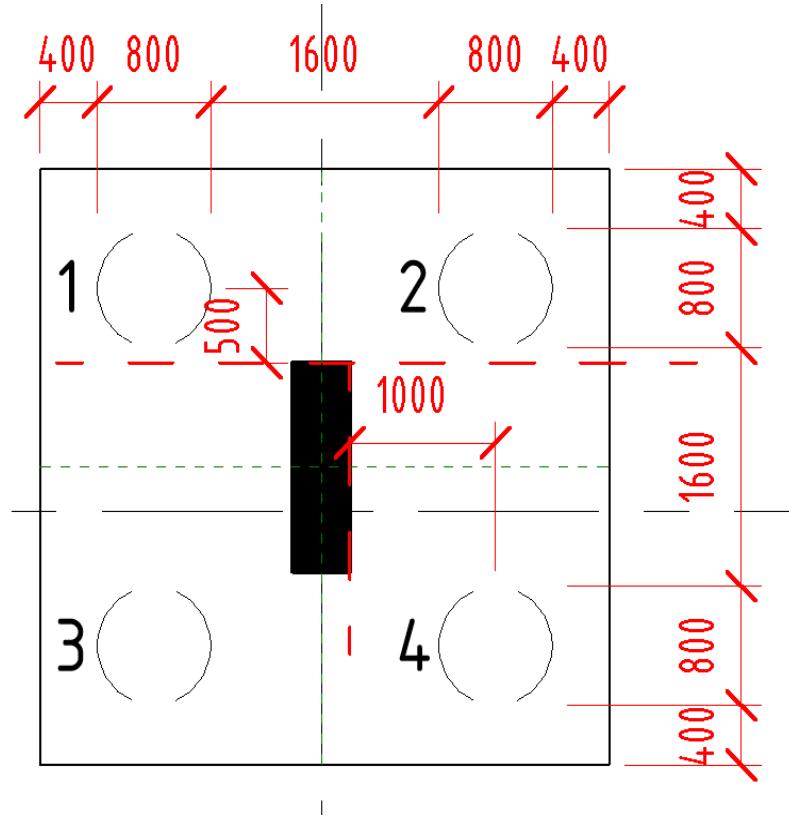
c : khoảng cách từ mép cọc đến mép cột: 0.6m

$P_{cx} = 19992 \text{ (kN)} > P_{xt} = 7335.28 \text{ (kN)} \Rightarrow$ Thỏa điều kiện xuyên thủng đài

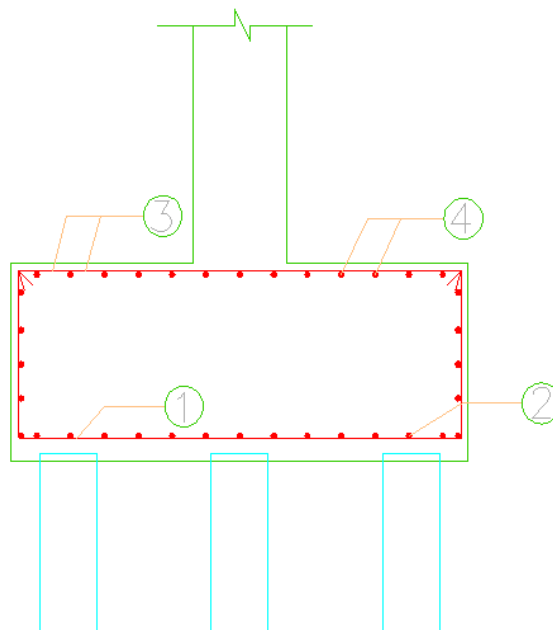
Với vị trí móng MK2 (Chân vách P45) có $P_{xt} = N_{tt} = 7850 \text{ kN} < P_{cx}$

8.10. Tính toán thép dài móng

Sơ đồ tính: Xem đài là bản consol một đầu ngàm vào mép cột, đầu kia tự do, giả thiết đài tuyệt đối cứng.



Hình 8-9: Sơ đồ tính toán thép dài P6



Hình 8-10: Vị trí thanh thép cần tính toán

Thanh thép số 1:

Xét ngàm tại mặt cắt 1 – 1 :

$$M_{1-1} = \sum P_{i(\text{net})} \times r_i$$

r_i – khoảng cách từ mặt cắt 1-1 đến tâm cọc thứ i

$$M_{1-1} = \max((P_{1(\text{net})} \times r_1 + P_{2(\text{net})} \times r_2); (P_{3(\text{net})} \times r_3 + P_{4(\text{net})} \times r_4)) = 2490(\text{kNm})$$

$$\text{Chọn thép } \phi 20 \rightarrow a_s = \frac{\pi \times 20^2}{4} = 314(\text{mm}^2)$$

$$\text{Diện tích cốt thép: } A_{s1} = \frac{M_{1-1}}{0.9R_s h_0} = \frac{2490 \times 10^6}{0.9 \times 365 \times (1500 - 100)} = 5414(\text{mm}^2)$$

$$\text{Số thanh thép: } n_{s1} = \frac{A_{s1}}{a_s} = \frac{5414}{314} = 18 \text{ nên ta chọn } 18\phi 20$$

$$\text{Khoảng cách giữa các thanh: } @ = \frac{B - 2 \times 100}{n_{s1} - 1} = \frac{4000 - 200}{18 - 1} = 223(\text{mm})$$

Ta chọn @ = 200(mm)

Thanh thép số 2:

Xét ngàm tại mặt cắt 2 – 2 :

$$M_{2-2} = \sum P_{i(\text{net})} \times r_i$$

r_i – khoảng cách từ mặt cắt 2-2 đến tâm cọc thứ i

$$M_{2-2} = \max((P_{1(\text{net})} \times r_1 + P_{3(\text{net})} \times r_3); (P_{2(\text{net})} \times r_2 + P_{4(\text{net})} \times r_4)) = 4815.8 (\text{kN})$$

$$\text{Chọn thép } \phi 20 \rightarrow a_s = \frac{\pi \times 20^2}{4} = 314(\text{mm}^2)$$

$$\text{Diện tích cốt thép: } A_{s1} = \frac{M_{1-1}}{0.9R_s h_0} = \frac{4815.8 \times 10^6}{0.9 \times 365 \times (1500 - 100)} = 10471.44(\text{mm}^2)$$

$$\text{Số thanh thép: } n_{s1} = \frac{A_{s1}}{a_s} = \frac{10471}{314} = 34 \text{ nên ta chọn } 34\phi 20$$

$$\text{Khoảng cách giữa các thanh: } @ = \frac{B - 2 \times 100}{n_{s2} - 1} = \frac{4000 - 200}{34 - 1} = 127(\text{mm})$$

Ta chọn @ = 100(mm)

Thanh 3 và thanh 4 bố trí cấu tạo cho trường hợp đài đơn, một cột ở tâm móng:

Thanh 3 và 4: $\phi 12 @ 200$

8.11. KIỂM TRA CỌC CHỊU TẢI NGANG

Kiểm tra lực cắt tổng lớn nhất tại chân đài.

Chiều dài cọc: 54.5 (m).

Lực cắt lớn nhất tại chân đài:

$$P56: H^{tt} = \sqrt{(H_x^{tt})^2 + (H_y^{tt})^2} = \sqrt{(142.24)^2 + (14.08)^2} = 142.9$$

$$P72: H^{tt} = \sqrt{(H_x^{tt})^2 + (H_y^{tt})^2} = \sqrt{(-218.85)^2 + (-4.98)^2} = 218.9\text{kN}$$

Lực cắt tác dụng lên 1 cọc:

$$H_{1c} = \frac{H^{tt}}{n} = \frac{54.7}{4} = 35.73\text{kN}$$

$$H_{1c} = \frac{H^{tt}}{n} = \frac{142.9}{3} = 47.63\text{kN}$$

Moment tại chân đài đã chuyển thành lực dọc trong cọc, nên cọc không có moment tác dụng. Chỉ có lực ngang tác dụng đầu cọc (tương ứng đáy đài).

Theo **Phụ lục A – TCVN 10304 – 2014**, cho phép dùng các chương trình máy tính mô tả tác dụng cơ học tương hỗ giữa dầm và nền (dầm trên nền đàn hồi). Trong đó, đất bao quanh cọc được xem như môi trường đàn hồi biến dạng tuyến tính đặc trưng bằng hệ số nền C_z , tính bằng kN/m^3 , tăng dần theo chiều sâu. Hệ số nền tính toán của đất trên thân cọc C_z , được xác định theo công thức:

$$C_z = kz \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

k (kN/m^4): là hệ số tỷ lệ, lấy phụ thuộc vào loại đất bao quanh cọc.

z (m): là độ sâu tính từ đài cọc đến vị trí đang xét.

Tính cọc chịu tải ngang bằng SAP2000, các lớp đất được thay thế bằng lò xo có độ cứng được xác định theo công thức (lò xo nửa chu vi cọc):

$$k_{zi} = C_z A = \frac{1}{2} k z \pi D a \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right)$$

A (m): nửa chu vi cọc.

D (m): là đường kính cọc.

a (m): là khoảng cách giữa các lò xo.

Sơ đồ tính: mũi cọc là gối cố định, thân cọc liên kết với các lò xo, liên kết đầu cọc với đài là liên kết khớp.

Bảng 8-24: Các thông số sơ bộ của đất

Lớp đất	Trạng thái đất	Độ sâu m	L_i m	I_L	K kN/m^4
Lớp 4	Cát mịn cấp phối kém lẫn bột, nâu vàng, xám nâu, mật độ chặt vừa.	13.2-35.3	20.9	0.43	12000
Lớp 5	Sét dẻo lẫn cát mịn, xám xanh, xám vàng, trạng thái nửa cứng-cứng	35.3-41	5.7	0.08	18000
Lớp 6	Sét rất dẻo, xám vàng, nâu đỏ, xám xanh, trạng thái cứng.	41-45	4	-0.07	30000
Lớp 7	Sét dẻo lẫn cát mịn, xám xanh, xám vàng, trạng thái dẻo cứng.	45-51.4	6.4	-0.15	30000
Lớp 8	Cát mịn lẫn sét bột, xám vàng, mật độ chặt.	51.4-61.3	9.9	0.32	18000
Lớp 9	Cát mịn lẫn bột, xám xanh, trạng thái rất chặt	61.3-68.9	7.6		18000

Bảng 8-25: Hệ số tỉ lệ k từng lớp đất bao quanh cọc:

Điểm	z m	a m	k kN/m^4	C_z kN/m^3	k_{zi} kN/m^4	Điểm	z m	a m	k kN/m^4	C_z kN/m^3	k_{zi} kN/m^4
1	0.5	0.5	12000	6000	4712.4	56	27.6	0.5	30000	828000	650309.7
2	1	0.5	12000	12000	9424.8	57	28.1	0.5	30000	843000	662090.7
3	1.5	0.5	12000	18000	14137.2	58	28.6	0.5	30000	858000	673871.6
4	2	0.5	12000	24000	18849.6	59	29.1	0.5	30000	873000	685652.6
5	2.5	0.5	12000	30000	23561.9	60	29.6	0.5	30000	888000	697433.6
6	3	0.5	12000	36000	28274.3	61	30.1	0.5	30000	903000	709214.5
7	3.5	0.5	12000	42000	32986.7	62	30.6	0.5	30000	918000	720995.5
8	4	0.5	12000	48000	37699.1	63	31.1	0.5	30000	933000	732776.5
9	4.5	0.5	12000	54000	42411.5	64	31.6	0.5	30000	948000	744557.5
10	5	0.5	12000	60000	47123.9	65	32.1	0.5	30000	963000	756338.4
11	5.5	0.5	12000	66000	51836.3	66	32.6	0.5	30000	978000	768119.4
12	6	0.5	12000	72000	56548.7	67	33.1	0.5	30000	993000	779900.4
13	6.5	0.5	12000	78000	61261.1	68	33.6	0.5	30000	1008000	791681.3
14	7	0.5	12000	84000	65973.4	69	34.1	0.5	30000	1023000	803462.3
15	7.5	0.5	12000	90000	70685.8	70	34.6	0.5	30000	1038000	815243.3
16	8	0.5	12000	96000	75398.2	71	35.1	0.5	30000	1053000	827024.3
17	8.5	0.5	12000	102000	80110.6	72	35.6	0.5	30000	1068000	838805.2

CHƯƠNG 8: MÓNG CỌC KHOAN NHỒI TIẾT DIỆN TRÒN

18	9	0.5	12000	108000	84823.0	73	36.1	0.5	30000	1083000	850586.2
19	9.5	0.5	12000	114000	89535.4	74	36.6	0.5	30000	1098000	862367.2
20	10	0.5	12000	120000	94247.8	75	37	0.4	30000	1110000	871792.0
21	10.5	0.5	12000	126000	98960.2	76	37.5	0.5	18000	675000	530143.8
22	11	0.5	12000	132000	103672.6	77	38	0.5	18000	684000	537212.3
23	11.5	0.5	12000	138000	108384.9	78	38.5	0.5	18000	693000	544280.9
24	12	0.5	12000	144000	113097.3	79	39	0.5	18000	702000	551349.5
25	12.5	0.5	12000	150000	117809.7	80	39.5	0.5	18000	711000	558418.1
26	13	0.5	12000	156000	122522.1	81	40	0.5	18000	720000	565486.7
27	13.5	0.5	12000	162000	127234.5	82	40.5	0.5	18000	729000	572555.3
28	14	0.5	12000	168000	131946.9	83	41	0.5	18000	738000	579623.8
29	14.5	0.5	12000	174000	136659.3	84	41.5	0.5	18000	747000	586692.4
30	15	0.5	12000	180000	141371.7	85	42	0.5	18000	756000	593761.0
31	15.5	0.5	12000	186000	146084.1	86	42.5	0.5	18000	765000	600829.6
32	16	0.5	12000	192000	150796.4	87	43	0.5	18000	774000	607898.2
33	16.5	0.5	12000	198000	155508.8	88	43.5	0.5	18000	783000	614966.8
34	17	0.5	12000	204000	160221.2	89	44	0.5	18000	792000	622035.3
35	17.5	0.5	12000	210000	164933.6	90	44.5	0.5	18000	801000	629103.9
36	18	0.5	12000	216000	169646.0	91	45	0.5	18000	810000	636172.5
37	18.5	0.5	12000	222000	174358.4	92	45.5	0.5	18000	819000	643241.1
38	19	0.5	12000	228000	179070.8	93	46	0.5	18000	828000	650309.7
39	19.5	0.5	12000	234000	183783.2	94	46.5	0.5	18000	837000	657378.3
40	20	0.5	12000	240000	188495.6	95	47	0.5	18000	846000	664446.8
41	20.5	0.5	12000	246000	193207.9	96	47.5	0.5	18000	855000	671515.4
42	20.9	0.4	12000	250800	196977.9	97	48	0.5	18000	864000	678584.0
43	21.4	0.5	18000	385200	302535.4	98	48.5	0.5	18000	873000	685652.6
44	21.9	0.5	18000	394200	309604.0	99	49	0.5	18000	882000	692721.2
45	22.4	0.5	18000	403200	316672.5	100	49.5	0.5	18000	891000	699789.8
46	22.9	0.5	18000	412200	323741.1	101	50	0.5	18000	900000	706858.3
47	23.4	0.5	18000	421200	330809.7	102	50.5	0.5	18000	909000	713926.9
48	23.9	0.5	18000	430200	337878.3	103	51	0.5	18000	918000	720995.5
49	24.4	0.5	18000	439200	344946.9	104	51.5	0.5	18000	927000	728064.1
50	24.9	0.5	18000	448200	352015.5	105	52	0.5	18000	936000	735132.7
51	25.4	0.5	18000	457200	359084.0	106	52.5	0.5	18000	945000	742201.3

CHƯƠNG 8: MÓNG CỌC KHOAN NHỒI TIẾT DIỆN TRÒN

52	25.9	0.5	18000	466200	366152.6	107	53	0.5	18000	954000	749269.8
53	26.4	0.5	18000	475200	373221.2	108	53.5	0.5	18000	963000	756338.4
54	26.6	0.2	18000	478800	376048.6	109	54	0.5	18000	972000	763407.0
55	27.1	0.5	30000	813000	638528.7	110	54.5	0.5	18000	981000	770475.6

8.11.1. Kiểm tra đài 4 cọc P6



Hình 8-11: Mô hình cọc trong SAP và kết quả momen, lực cắt

Kiểm tra chuyển vị ngang đầu cọc:

$$\Delta_x = 0.4(mm) < \frac{L}{1000} = \frac{54500}{1000} = 54.5(mm).$$

Kết luận: Chuyển vị ngang đầu cọc thỏa điều kiện quy định.

Kiểm tra khả năng chịu cắt của cọc:

Lực cắt lớn nhất trong đài: $Q_{max} = 35.73$ (kN).

Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$Q_{b0} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_n + \varphi_f)R_{bt}A_{b0}$$

$$= 0.6 \times (1 + 0 + 0) \times 1200 \times \pi \times \frac{1^2}{4} = 565.48(kN).$$

$$\Rightarrow Q_{max} < Q_{b0}$$

Kết luận: Bê tông đủ khả năng chịu cắt.

Điều kiện ổn định nền đất xung quanh cọc khi có áp lực ngang do cọc tác động có dạng sau (**Mục A7 TCVN 10304 – 2014**):

$$\sigma_z \leq [\sigma_z] = \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos(\varphi_1)} (\sigma'_z \tan \varphi_1 + \xi c_1)$$

Vị trí có σ_z lớn nhất là $z = -14.4m$ so với mặt đất tự nhiên (ở lớp đất số 3) với:

$$\sigma_z = \frac{Q_{max}}{A_{xq}} = \frac{38.91}{0.5 \times 1 \times \pi} = 24.77 (kN/m^2)$$

Ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng trong đất tại độ sâu $-14.4m$:

$$\sigma'_z = \gamma' \times z = 1.7 \times 8 + 3.6 \times 5.33 + 2.2 \times 8.9 + 5.7 \times 8.4 + 1.2 \times 8.98 = 111.66(kN/m^2).$$

Lực dính: $c = 9.6 (kN/m^2)$ và góc ma sát $\varphi = 23^\circ 30'$.

Cọc khoan nhồi có $\xi = 0.6$ và $\eta_1 = 1$.

Hệ số kể đến tĩnh tải và tổng trọng lượng:

$$\eta_2 = \frac{M_c + M_t}{2.5M_c + M_t}$$

M_c (kNm): là moment do tải trọng ngoài thường xuyên, tính toán ở tiết diện móng tại mức mũi cọc.

M_t (kNm): là moment do tải trọng tạm thời.

Sinh viên tính gần đúng lấy $M_c = 0.7M$, $M_t = 0.3M$ thế vào công thức trên được

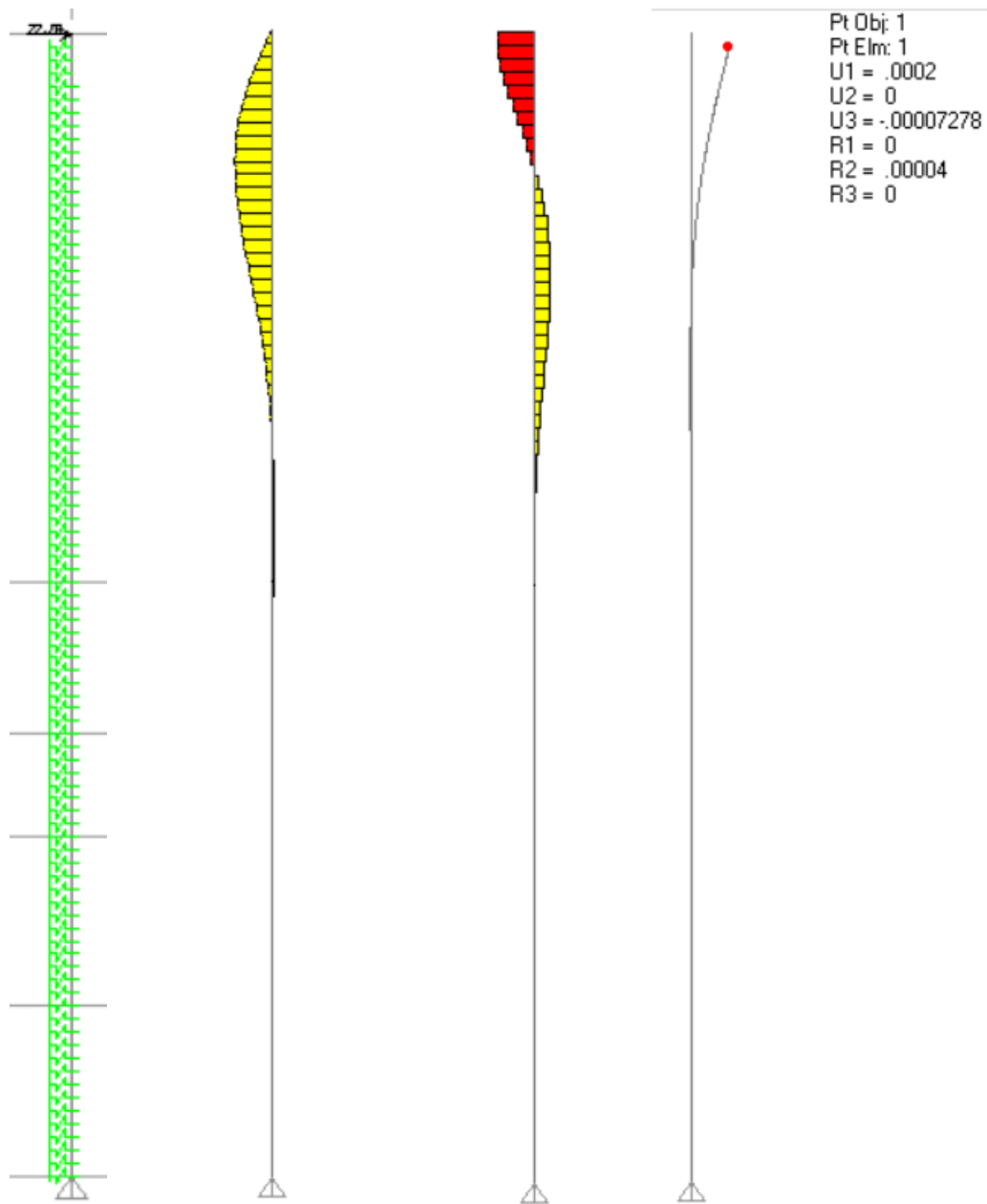
$$\eta_2 = 0.5.$$

$$\begin{aligned} [\sigma_z] &= 1 \times 0.5 \times \frac{4}{\cos(23^\circ 30')} \times (111.66 \times \tan(23^\circ 30') + 0.6 \times 9.6) \\ &= 118.45(kN/m^2). \end{aligned}$$

$$\Rightarrow [\sigma_z] > \sigma_z = 24.77(kN/m^2).$$

Kết luận: Thỏa điều kiện ổn định nền đất xung quanh cọc.

8.11.2. Kiểm tra dài 3 cọc P3



Kiểm tra chuyển vị ngang đầu cọc:

$$\Delta_x = 0.2(mm) < \frac{L}{1000} = \frac{54500}{1000} = 54.5(mm).$$

Kết luận: Chuyển vị ngang đầu cọc thỏa điều kiện quy định.

Kiểm tra khả năng chịu cắt của cọc:

Lực cắt lớn nhất trong dài: $Q_{max} = 47.63$ (kN).

Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$Q_{b0} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_n + \varphi_f)R_{bt}A_{b0}$$

$$= 0.6 \times (1 + 0 + 0) \times 1200 \times \pi \times \frac{1^2}{4} = 565.48(kN).$$

$$\Rightarrow Q_{max} < Q_{b0}$$

Kết luận: Bê tông đủ khả năng chịu cắt.

Điều kiện ổn định nền đất xung quanh cọc khi có áp lực ngang do cọc tác động có dạng sau (**Mục A7 TCVN 10304 – 2014**):

$$\sigma_z \leq [\sigma_z] = \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos(\varphi_I)} (\sigma'_z \tan \varphi_I + \xi c_I)$$

Vị trí có σ_z lớn nhất là $z = -14.4m$ so với mặt đất tự nhiên (ở lớp đất số 3) với:

$$\sigma_z = \frac{Q_{max}}{A_{xq}} = \frac{47.63}{0.5 \times 1 \times \pi} = 14.43 (kN/m^2)$$

Ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng trong đất tại độ sâu $-14.4m$:

$$\begin{aligned} \sigma'_z &= \gamma' \times z = 1.7 \times 8 + 3.6 \times 5.33 + 2.2 \times 8.9 + 5.7 \times 8.4 + 1.2 \times 8.98 \\ &= 111.66(kN/m^2). \end{aligned}$$

Lực dính: $c = 9.6 (kN/m^2)$ và góc ma sát $\varphi = 23^\circ 30'$.

Cọc khoan nhồi có $\xi = 0.6$ và $\eta_1 = 1$.

Hệ số kê đến tính tải và tổng trọng lượng:

$$\eta_2 = \frac{M_c + M_t}{2.5M_c + M_t}$$

M_c (kNm): là moment do tải trọng ngoài thường xuyên, tính toán ở tiết diện móng tại mức mũi cọc.

M_t (kNm): là moment do tải trọng tạm thời.

Sinh viên tính gần đúng lấy $M_c = 0.7M$, $M_t = 0.3M$ thế vào công thức trên được $\eta_2 = 0.5$.

$$\begin{aligned} [\sigma_z] &= 1 \times 0.5 \times \frac{4}{\cos(23^\circ 30')} \times (111.66 \times \tan(23^\circ 30') + 0.6 \times 9.6) \\ &= 118.45(kN/m^2). \end{aligned}$$

$$\Rightarrow [\sigma_z] > \sigma_z = 14.43(kN/m^2).$$

Kết luận: Thỏa điều kiện ổn định nền đất xung quanh cọc

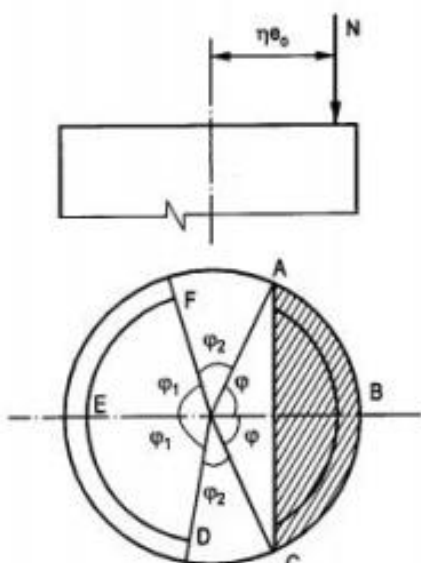
8.12. KIỂM TRA CỌC CHỊU UỐN NÉN

8.12.1. Kiểm tra đài 4 cọc P6

Cọc trong đài móng vừa chịu momen vừa chịu lực dọc vì vậy cọc làm việc giống cấu kiện chịu nén lệch tâm, sinh viên chọn phương pháp sử dụng biểu đồ tương tác của cọc tròn để kiểm tra khả năng chịu lực của cọc.

Momen cực đại trong cọc là $M_{max} = 119.77$ (kNm) ứng với giá trị $N_{max} = 6956.8$ kN.

Ta kiểm tra khả năng chịu lực của cọc ứng với trường hợp này.



Hình 8-12: Sơ đồ tiết diện cọc khoan nhồi

Các phương trình cân bằng ở TTGH:

$$M = Ne = \frac{1}{\pi} \left[\frac{2}{3} \gamma_b R_b A r \sin^3 \varphi + A_{st} R_{sc} r_a \sin \varphi + R_s \varphi_1 z_s \right] \pm$$

$$N = \frac{1}{\pi} [\gamma_b R_b A \varphi - 0.5 \sin 2\varphi + R_{sc} A_{st} \varphi - R_s A_{st} \varphi_1]$$

$$\gamma_b = \gamma_{cb} \times \gamma'_{cb} = 0.85 \times 0.8 = 0.68.$$

$r = 0.5D$; $r_a = 0.5D_a = r - a$: là bán kính của tiết diện và của vòng cốt thép.

$A = \pi r^2$: là diện tích tiết diện.

Z_s : là khoảng cách từ trọng tâm cốt thép chịu kéo (phần thép nằm trong cung $2\varphi_1$) đến trọng tâm tiết diện. Xác định Z_s , φ_1 theo các công thức thực nghiệm.

$$\text{Đặt } \xi_c = \frac{\varphi}{\pi}:$$

Khi $\xi_c \geq 0.15$ thì xác định Z_s , φ_1 như sau:

$$\varphi_1 = \varphi_s \pi$$

$$\varphi_s = \omega_1 - \omega_2 \xi_c$$

$$Z_s = (0.2 + 1.3\xi_c)r_a \leq r_a$$

$$\omega_1 = n_r - \frac{\sigma_{sp}}{R_s}$$

n_r : là hệ số, lấy bằng 1 đối với thép có giới hạn chảy thực tế, lấy bằng 1.1 đối với thép có giới hạn chảy quy ước.

σ_{sp} : là ứng suất trước trong cốt thép. Với bê tông cốt thép thường lấy $\sigma_{sp} = 0$.

$$\omega_2 = \omega_1 \delta_c.$$

$$\delta_c = 1.5 + 0.0006R_s \text{ (với } R_s \text{ tính bằng MPa).}$$

Khi $\varphi_s < 0$ thì lấy $\varphi_s = \omega_1 = \omega_2 = 0$.

Khi $\xi_c < 0.15$ thì lấy $\xi_c = 0.15$ để xác định Z_s, φ_1 như trên.

Ta cho φ thay đổi trong khoảng từ $0 < \varphi < 2\pi$, ứng với mỗi giá trị φ tìm được 2 giá trị M và N từ các công thức trên, từ đó ta xây dựng được 1 biểu đồ thể hiện khả năng chịu lực của tiết diện.

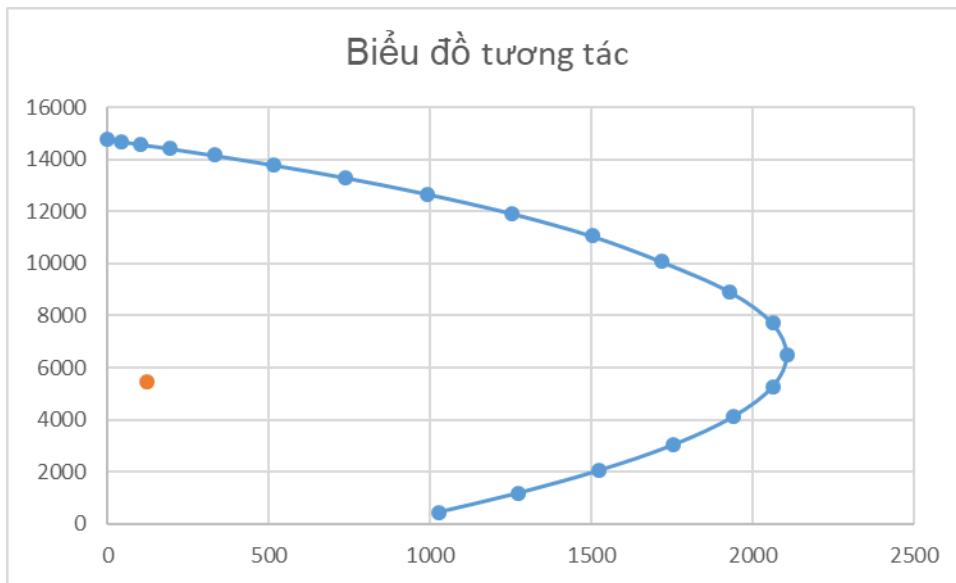
Bảng 8-26: Thông số sơ bộ cọc đài P6

D	0.8	m	A _{st}	4988	mm ²
a	0.05	m	R _b	17	MPa
r	0.4	m	γ_b	0.68	
r _a	0.35	m	R _s = R _{sc}	365	MPa
A	0.5	m ²			

Bảng 8-27: Tính toán M_{gh} và N_{gh} đài P6

φ	ξ	ω_1	ω_2	φ_{st}	φ_s	φ_1	Z _s	M _{gh} (kNm)	N _{gh} (kN)
0	0.00	1	1.719	0.74215	0.74215	2.33153	0.17775	140	-1277
0.126	0.04	1	1.719	0.74215	0.74215	2.33153	0.17775	218	-1203
0.251	0.08	1	1.719	0.74215	0.74215	2.33153	0.17775	313	-1097
0.377	0.12	1	1.719	0.74215	0.74215	2.33153	0.17775	443	-928
0.503	0.16	1	1.719	0.72477	0.72477	2.27694	0.18366	610	-641
0.628	0.20	1	1.719	0.65637	0.65637	2.06206	0.20694	800	-158
0.754	0.24	1	1.719	0.58743	0.58743	1.84547	0.2304	1026	449
0.88	0.28	1	1.719	0.51849	0.51849	1.62887	0.25387	1273	1186
1.005	0.32	1	1.719	0.45009	0.45009	1.414	0.27714	1523	2052
1.131	0.36	1	1.719	0.38115	0.38115	1.1974	0.3006	1753	3036
1.257	0.40	1	1.719	0.3122	0.3122	0.98081	0.32407	1940	4121
1.382	0.44	1	1.719	0.2438	0.2438	0.76593	0.34734	2063	5283
1.508	0.48	1	1.719	0.17486	0.17486	0.54934	0.37081	2106	6493
1.634	0.52	1	1.719	0.10592	0.10592	0.33275	0.39427	2061	7719
1.759	0.56	1	1.719	0.03752	0.03752	0.11787	0.41755	1928	8929
1.885	0.60	1	1.719	-0.0314	0	0	0.44101	1716	10089

2.011	0.64	1	1.719	-0.1004	0	0	0.46447	1503	11061
2.136	0.68	1	1.719	-0.1688	0	0	0.48775	1254	11931
2.262	0.72	1	1.719	-0.2377	0	0	0.51121	991	12683
2.388	0.76	1	1.719	-0.3067	0	0	0.53467	738	13307
2.513	0.80	1	1.719	-0.3751	0	0	0.55795	513	13801
2.639	0.84	1	1.719	-0.444	0	0	0.58141	330	14170
2.765	0.88	1	1.719	-0.5129	0	0	0.60487	193	14428
2.89	0.92	1	1.719	-0.5813	0	0	0.62815	100	14597
3.016	0.96	1	1.719	-0.6503	0	0	0.65161	41	14703
3.142	1.00	1	1.719	-0.7192	0	0	0.67508	0	14777



Giá trị nội lực (N_{\max} ; M_{\max})= (6956.8 kN; 119.77 kNm) nằm trong biểu đồ tương tác.

Kết luận: Tiết diện cọc thỏa yêu cầu chịu lực.

8.12.2. Kiểm tra đài 3 cọc P3

Cọc trong đài móng vừa chịu momen vừa chịu lực dọc vì vậy cọc làm việc giống cấu kiện chịu nén lệch tâm, sinh viên chọn phương pháp sử dụng biểu đồ tương tác của cột tròn để kiểm tra khả năng chịu lực của cọc.

Momen cực đại trong cọc là $M_{\max} = 69.78$ (kNm) ứng với giá trị $N_{\max} = 6207.2$ kN.

Ta kiểm tra khả năng chịu lực của cọc ứng với trường hợp này.

Các phương trình cân bằng ở TTGH:

$$M = Ne = \frac{1}{\pi} \left[\frac{2}{3} \gamma_b R_b A r \sin^3 \varphi + A_{st} R_{sc} r_a \sin \varphi + R_s \varphi_1 z_s \right] \pm$$

$$N = \frac{1}{\pi} [\gamma_b R_b A \varphi - 0.5 \sin 2 \varphi + R_{sc} A_{st} \varphi - R_s A_{st} \varphi_1]$$

$$\gamma_b = \gamma_{cb} \times \gamma'_{cb} = 0.85 \times 0.8 = 0.68.$$

$r = 0.5D$; $r_a = 0.5D_a = r - a$: là bán kính của tiết diện và của vòng cốt thép.

$A = \pi r^2$: là diện tích tiết diện.

Z_s : là khoảng cách từ trọng tâm cốt thép chịu kéo (phần thép nằm trong cung $2\varphi_1$) đến trọng tâm tiết diện. Xác định Z_s , φ_1 theo các công thức thực nghiệm.

$$\text{Đặt } \xi_c = \frac{\varphi}{\pi}:$$

Khi $\xi_c \geq 0.15$ thì xác định Z_s , φ_1 như sau:

$$\varphi_1 = \varphi_s \pi$$

$$\varphi_s = \omega_1 - \omega_2 \xi_c$$

$$Z_s = (0.2 + 1.3 \xi_c) r_a \leq r_a$$

$$\omega_1 = n_r - \frac{\sigma_{sp}}{R_s}$$

n_r : là hệ số, lấy bằng 1 đối với thép có giới hạn chảy thực tế, lấy bằng 1.1 đối với thép có giới hạn chảy quy ước.

σ_{sp} : là ứng suất trước trong cốt thép. Với bê tông cốt thép thường lấy $\sigma_{sp} = 0$.

$$\omega_2 = \omega_1 \delta_c.$$

$$\delta_c = 1.5 + 0.0006 R_s \text{ (với } R_s \text{ tính bằng MPa).}$$

Khi $\varphi_s < 0$ thì lấy $\varphi_s = \omega_1 = \omega_2 = 0$.

Khi $\xi_c < 0.15$ thì lấy $\xi_c = 0.15$ để xác định Z_s , φ_1 như trên.

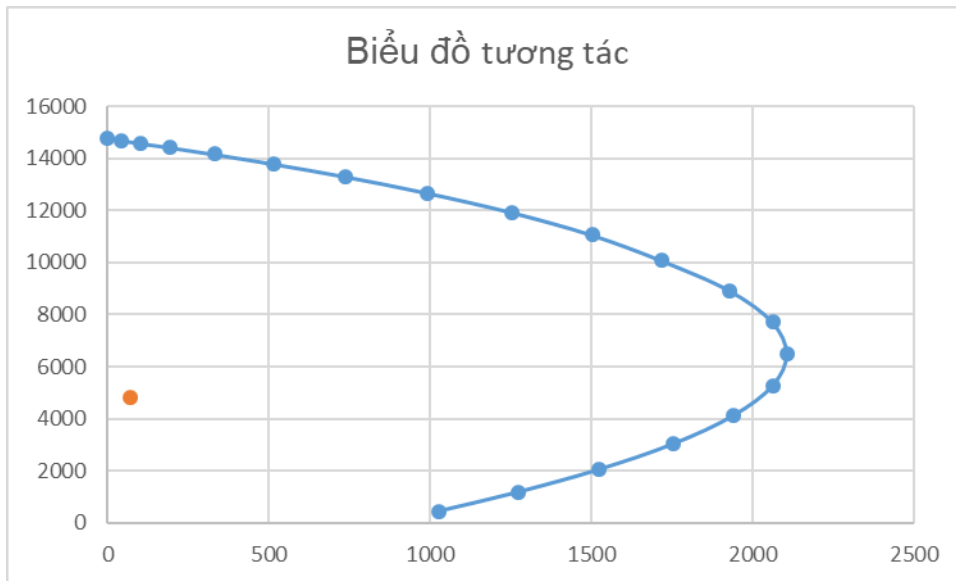
Ta cho φ thay đổi trong khoảng từ $0 < \varphi < 2\pi$, ứng với mỗi giá trị φ tìm được 2 giá trị M và N từ các công thức trên, từ đó ta xây dựng được 1 biểu đồ thể hiện khả năng chịu lực của tiết diện.

Bảng 8-28: Thông số sơ bộ cọc đài P3

D	0.8	m	A_{st}	4988	mm²
a	0.05	m	R _b	17	MPa
r	0.5	m	γ _b	0.68	
r_a	0.45	m	R _s = R _{sc}	365	MPa
A	0.785	m ²			

Bảng 8-29: Tính toán M_{gh} và N_{gh} đài P3

φ	ξ	ω ₁	ω ₂	φ _{st}	φ _s	φ ₁	Z _s	M _{gh} (kNm)	N _{gh} (kN)
0	0.00	1	1.719	0.74215	0.74215	2.33153	0.17775	140	-1277
0.126	0.04	1	1.719	0.74215	0.74215	2.33153	0.17775	218	-1203
0.251	0.08	1	1.719	0.74215	0.74215	2.33153	0.17775	313	-1097
0.377	0.12	1	1.719	0.74215	0.74215	2.33153	0.17775	443	-928
0.503	0.16	1	1.719	0.72477	0.72477	2.27694	0.18366	610	-641
0.628	0.20	1	1.719	0.65637	0.65637	2.06206	0.20694	800	-158
0.754	0.24	1	1.719	0.58743	0.58743	1.84547	0.2304	1026	449
0.88	0.28	1	1.719	0.51849	0.51849	1.62887	0.25387	1273	1186
1.005	0.32	1	1.719	0.45009	0.45009	1.414	0.27714	1523	2052
1.131	0.36	1	1.719	0.38115	0.38115	1.1974	0.3006	1753	3036
1.257	0.40	1	1.719	0.3122	0.3122	0.98081	0.32407	1940	4121
1.382	0.44	1	1.719	0.2438	0.2438	0.76593	0.34734	2063	5283
1.508	0.48	1	1.719	0.17486	0.17486	0.54934	0.37081	2106	6493
1.634	0.52	1	1.719	0.10592	0.10592	0.33275	0.39427	2061	7719
1.759	0.56	1	1.719	0.03752	0.03752	0.11787	0.41755	1928	8929
1.885	0.60	1	1.719	-0.0314	0	0	0.44101	1716	10089
2.011	0.64	1	1.719	-0.1004	0	0	0.46447	1503	11061
2.136	0.68	1	1.719	-0.1688	0	0	0.48775	1254	11931
2.262	0.72	1	1.719	-0.2377	0	0	0.51121	991	12683
2.388	0.76	1	1.719	-0.3067	0	0	0.53467	738	13307
2.513	0.80	1	1.719	-0.3751	0	0	0.55795	513	13801
2.639	0.84	1	1.719	-0.444	0	0	0.58141	330	14170
2.765	0.88	1	1.719	-0.5129	0	0	0.60487	193	14428
2.89	0.92	1	1.719	-0.5813	0	0	0.62815	100	14597
3.016	0.96	1	1.719	-0.6503	0	0	0.65161	41	14703
3.142	1.00	1	1.719	-0.7192	0	0	0.67508	0	14777



Giá trị nội lực (N_{\max} ; M_{\max}) = (6207.2 kN; 69.78 kNm) nằm trong biểu đồ tương tác.

Kết luận: Tiết diện cọc thỏa yêu cầu chịu lực.

CHƯƠNG 9. MÓNG CỌC KHOAN NHỒI (LỖI THANG MÁY)

9.1. SỐ LIỆU ĐẦU VÀO

9.1.1. Quy trình thiết kế móng lỗi thang

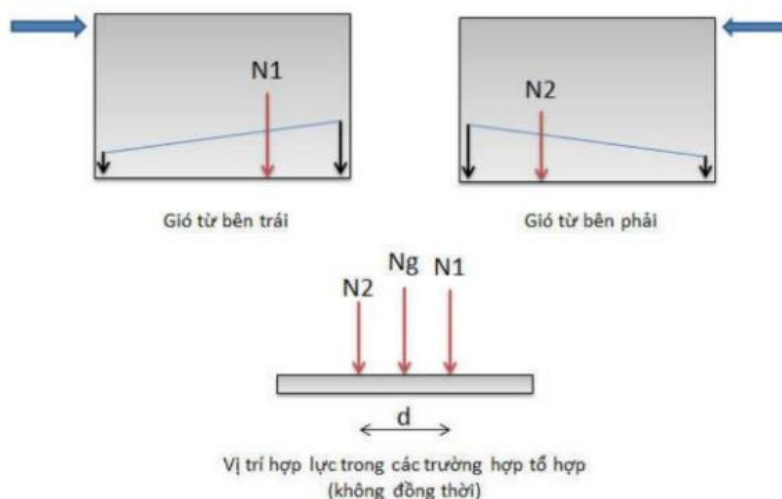
Quy trình thiết kế móng dưới chân cột trong M3 tương tự việc thiết kế móng dưới chân cột M2, nhưng do diện tích đài lớn nên đài móng trong trường hợp này sẽ được tính theo đài bè.

Trong mục này, có 2 trường hợp tính toán là:

Để tính số lượng cọc sơ bộ và kiểm tra các điều kiện xuyên thủng, lún, ổn định,... ta gộp tất cả các vách thành một để lấy nội lực tại tâm các vách (gộp các vách thành 1 PIER trong ETABS 2015).

Để tính phản lực đầu cọc và thép cho đài vách thì nội lực trong các vách vẫn riêng biệt và xuất từ ETABS 2015 sang SAFE 2014.

Vị trí tâm đài móng được đặt trùng tâm nhóm cọc. Vị trí này được đặt trùng vị trí đặt lực của lõi trong trường hợp tĩnh tải + hoạt tải (comb1). Vì các tổ hợp còn lại đều có thành phần lực ngang vì thế khi xét 2 chiều tác dụng, điểm đặt hợp lực của tổ hợp của 2 chiều này cách xa nhau dẫn đến nếu ta đặt tâm đài trùng 1 trong 2 điểm đặt hợp lực trên thì mô men do việc dời hợp lực từ điểm còn lại đến vị trí này lớn, bên cạnh, điểm đặt hợp lực trong trường hợp tĩnh tải + hoạt tải thường nằm giữa điểm đặt lực của 2 trường hợp trên nên khi quy về điểm này thì có thể triệt tiêu mô men lệch do lực ngang.



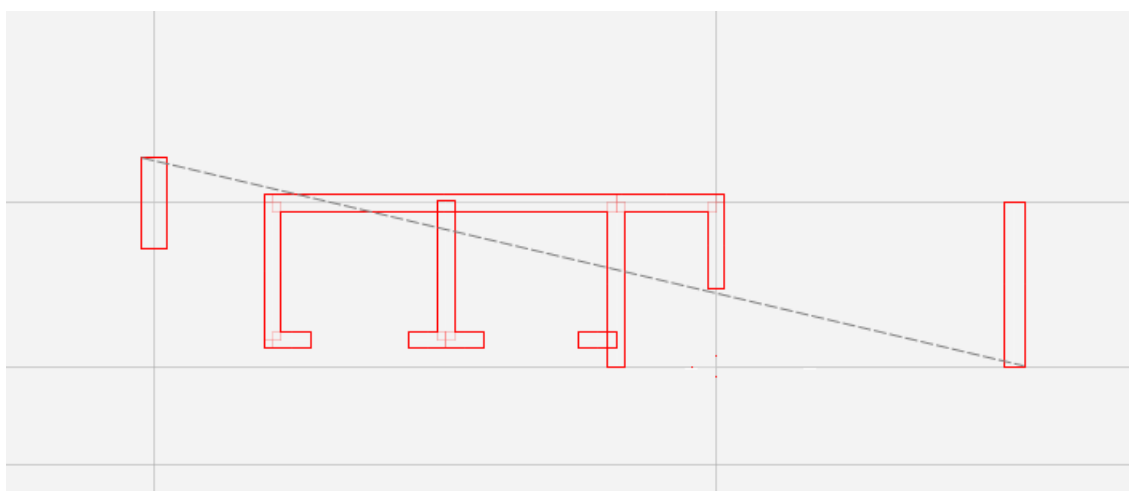
Hình 9-1: Minh họa cho việc xác định vị trí đặt tâm đài móng

N1: Ứng với trường hợp có tải trọng ngang (gió) với chiều tác dụng từ trái sang phải.

N1: Ứng với trường hợp có tải trọng ngang (gió) với chiều tác dụng từ phải sang trái.

Ng: Ứng với trường hợp chỉ có tải trọng đứng (Tĩnh tải + Hoạt tải).

Để xác định tọa điểm đặt lực ứng ứng với trường hợp (Tĩnh tải + Hoạt tải) trên mặt bằng, sinh viên sử dụng chức năng Section Cut trong ETABS 2015:



Section Cut Forces

Section Cutting Line (in Screen Coordinates)

	Start Point	End Point
Coord 1	10	23.51
Coord 2	16.7	13.5125
Global Z	-6.8	-6.8

Load Case: COMBOBAO

Objects to Include:

- Columns
- Beams
- Braces
- Floors
- Walls
- Links

Resultant Force Location and Angle:

Global X: 16.755 m
 Global Y: 15.1062 m
 Global Z: -6.8 m
 Angle: 346.725 deg

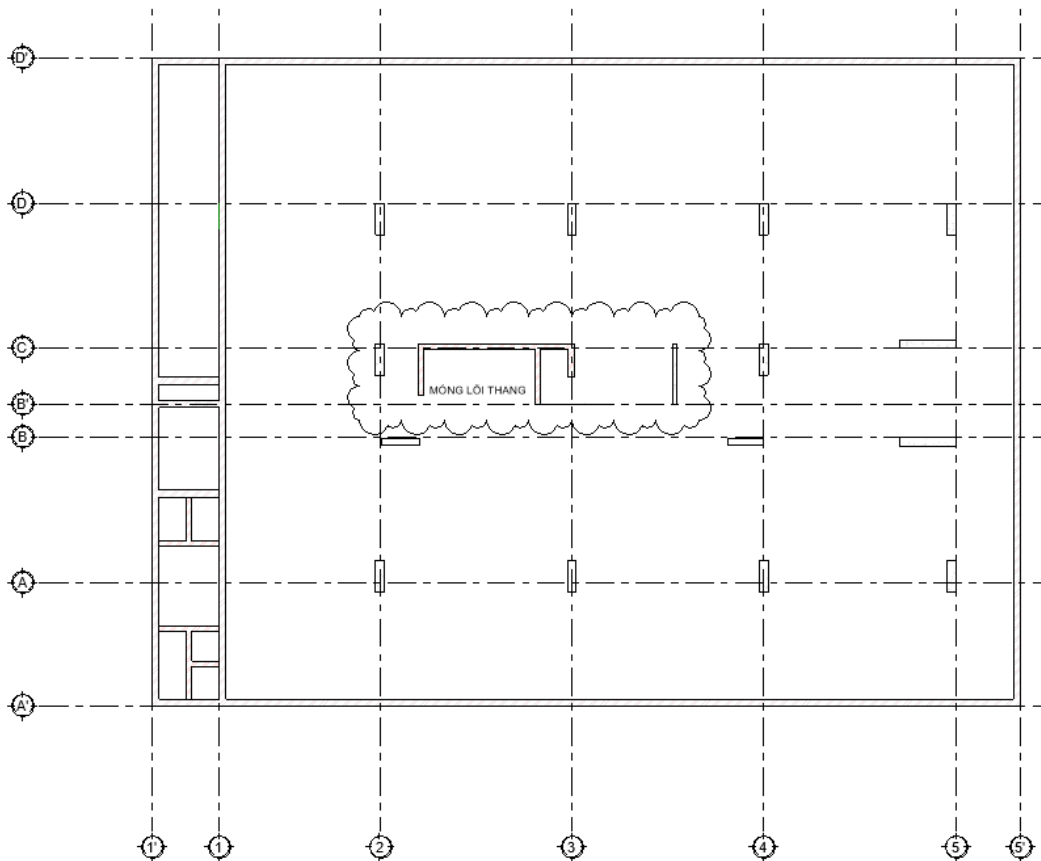
Integrated Forces

	Right Side			Left Side			kN
	1	2	Z	1	2	Z	
Force	-51.0426	486.1399	511.1042	51.0426	-486.1399	-285.0546	
Moment	202.0594	-1527.9156	-870.9879	-184.5927	1713.2016	870.9879	kN-m

Buttons: Save Right Side Cut, Save Left Side Cut, OK, Cancel, Refresh

Hình 9-2: Kết quả điểm đặt lực của trường hợp (Tĩnh tải + Hoạt tải)

9.1.2. Nội lực chân vách



Hình 9-3: Vị trí móng lõi thang

Bảng 9-1: Giá trị nội lực móng lõi thang

Vách	TH	Combo	N	Qy	Qx	My	Mx
PLT	Nmax	Comb11	-40610.6	738.6771	22.5269	1281.382	-41283.9
	Qymax	Comb3	-36193.3	807.3163	2.9945	7170.686	-43538.7

	Qxmax	Comb15	-36711.2	-510.999	179.2299	-634.146	22688.48
	Mymax	Comb8	-34830.3	600.5504	-53.6987	7274.049	-32990.4
	Mxmax	Comb3	-36659.8	807.3163	2.9945	1840.313	-43886.5

9.2. CHỌN SỐ CỌC VÀ BỐ TRÍ ĐÀI CỌC

Xác định sơ bộ số lượng cọc trong móng

$$n_p = k \frac{N^{tt}}{R_{c,d}}$$

N^{tt}: tải trọng tính toán của công trình tác dụng lên móng +

R_{c,d}: trị tính toán sức chịu tải trọng nén của cọc +

k: hệ số kể đến trọng lượng bản thân đài, đất trên đài (nếu có) và sự lệch tâm của tải trọng

Bảng 9-2 chọn sơ bộ cọc lõi thang

PLT	N ^{tt}	40610	kN
	R _{c,d}	4101	kN
	k	1.1	[1.0;1.5]
	n	10.9	(Cọc)

Sinh viên chọn phương án móng đơn cho móng lõi thang

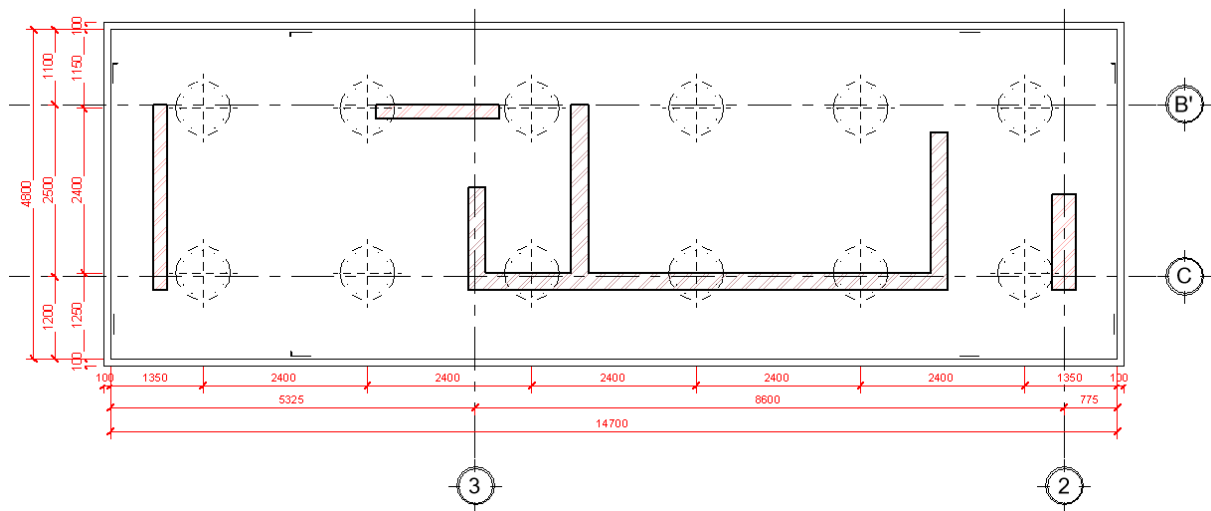
Đài cọc bố trí 12 cọc theo lưới ô vuông.

Khoảng cách giữa các cọc là 2.4 m.

Khoảng cách từ mép ngoài của cọc đến mép ngoài của đài là 0.4m.

Chiều cao đài cọc h_d = 1.5m.

Chiều cao làm việc đài cọc h_o = h_d - 0.1 = 1.4 (m).



Hình 9-4: Bố trí cọc và kích thước móng lõi thang

9.3. Kiểm tra sức chịu tải của cọc đơn và nhóm cọc

9.3.1. Kiểm tra phản lực đầu cọc bằng phần mềm SAFE 2014

Độ lún của cọc đơn có thể tính theo kinh nghiệm theo biểu thức của Vesic (1977):

$$s = \frac{D}{100} + \frac{QL}{AE}$$

Trong đó:

D là đường kính cọc, D = 0.8 m.

Q là tải tác dụng lên cọc, Q = N_{tk} = 4082 kN.

A diện tích tiết diện ngang cọc, A = 0.53 m²

L là chiều dài cọc, L = 44.7 m.

E là mô đun đàn hồi của vật liệu cọc, 3x10⁷ kN/m²

$$\text{Độ lún móng cọc là: } s = \frac{D}{100} + \frac{QL}{AE} = \frac{0.8}{100} + \frac{4082 \times 44.7}{0.53 \times 3 \times 10^7} = 0.019$$

Sơ đồ đơn giản của hệ nền và cọc là các lò xo có độ cứng ki liên kết với với đài tại tâm cọc (hệ lò xo ghép song song). Độ cứng của hệ:

$$k = nk_i = \frac{N^{tc}}{s}$$

Trong đó:

n là số lượng cọc, n=12.

N_{tc} là tải trọng tiêu chuẩn gây lún tại đáy đài, lấy N_{tc} = Q = 4082 kN.

s là độ lún của móng cọc.

Độ cứng của hệ là

$$k = nk_i = \frac{N^{tc}}{s} = \frac{4082}{19.47} = 209.65$$

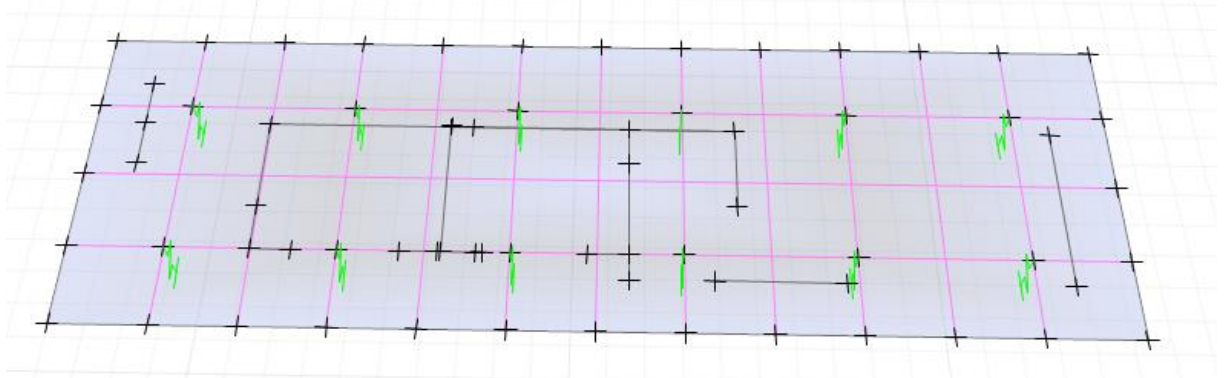
Kiểm tra 2 trường hợp:

Khả năng chịu nén của cọc: P_i ≤ [N_{c,d}] = 4082 (kN).

Cọc không bị nhổ: P_i ≥ 0 (cọc bị nén).

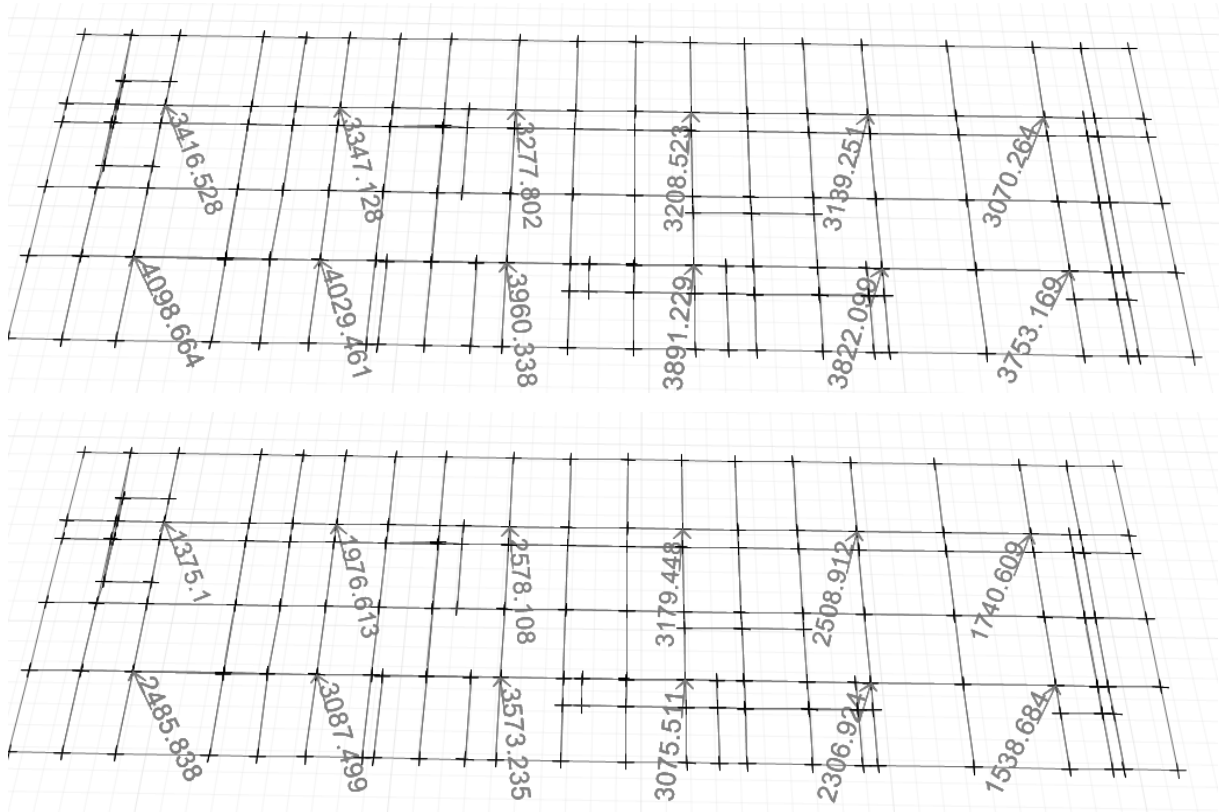
Để tính phản lực đầu cọc, sinh viên sử dụng phần mềm SAFE 2014 với nội lực tại chân công trình được xuất từ mô hình trong ETABS, hệ cọc và đất được thay bằng

các lò xo liên kết với đài với độ cứng của lò xo được xác định như trên. Mô hình hệ móng lỗ thang trong SAFE 2014 như sau:



Hình 9-5: Mô hình hóa móng cọc khoan nhồi trong SAFE 2014

Phản lực đầu cọc lớn nhất và nhỏ nhất tương ứng với các tổ hợp bao cho móng lỗ thang



Hình 9-6: Phản lực đầu cọc Max & Min của móng lỗ thang

$$P_{max} = 4098 \leq Q_{tk} = 4101 \text{ kN}$$

$$P_{min} = 1375 > 0 \text{ (thỏa)}$$

9.3.2. Kiểm tra sức chịu tải nhóm cọc

Sức chịu tải nhóm cọc

$$\text{Ta có: } R_{c,d}^{nhóm} = \eta n_p R_{c,d}$$

$$n_p = 1 - \theta \frac{m(n-1) + (m-1)n}{90^\circ mn}$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{d}{s}\right)$$

Trong đó:

d – đường kính cọc

s- khoảng cách giữa 2 tâm cọc

m – số hàng cọc

n – số cọc trong một hàng

Tính toán đài P72 (Móng MKN1)

$$\theta = \arctan\left(\frac{d}{s}\right) = \arctan\left(\frac{0.8}{2.4}\right) = 18.43$$

$$m = 2$$

$$n = 6 \Rightarrow \eta = 1 - 18.43 \frac{2(6-1) + (2-1)6}{90 \times 2 \times 6} = 0.82$$

$$R_{c,d}^{nhóm} = \eta n_p R_{c,d} = 0.82 \times 12 \times 4101 = 40720kN \geq N_d^{tt} = 40610kN \text{ (thỏa)}$$

9.4. KIỂM TRA LÚN VÀ ỔN ĐỊNH DƯỚI KHỐI MÓNG QUY ƯỚC:

9.4.1. Xác định khối móng quy ước:

Tính góc ma sát trong trung bình: $\varphi_{tb} = \frac{\sum l_i \times \varphi_i}{\sum l}$

Kết quả tính toán góc ma sát trung bình như sau:

Bảng 9-3: Kết quả tính toán góc ma sát trung bình:

Lớp	γ II	φ II	li	l x φ	$\gamma \times l$
3b	8	16	2.2	138.24	19
3	9.2	27.83	5.7	256	51.44
4	10.66	25.1	22.1	267.57	235.6
5	10.49	19.43	5.7	203.8	59.8
6	10.47	19.25	4	201.5	41.88
7	9.62	20.05	6,4	192.8	61.536
8	9.79	28.53	1.5	279.2	14.68
Tổng			44.7	1539.2	484.9
φ tb			34		

Bảng 9-4 Khối móng quy ước

Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
L_{tb}	44	m
ϕ_{tb}	34.00	°
abiên	0.4	m
B_1	4.0	m
L_1	13.9	m
B_{qu}	17.1	m
L_{qu}	27.0	m

Kích thước đáy móng khối quy ước:

$$\begin{cases} L_{qu} = X + 2 \cdot \sum l_i \cdot \tan\left(\frac{\varphi_{tb}}{4}\right) \\ B_{qu} = Y + 2 \cdot \sum l_i \cdot \tan\left(\frac{\varphi_{tb}}{4}\right) \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} L_{qu} = 14.7 + 2 \times 44.7 \times \tan\left(\frac{34}{4}\right) = 27(m) \\ B_{qu} = 4.8 + 2 \times 44.7 \times \tan\left(\frac{34}{4}\right) = 17.1(m) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} F_{qu} = B_{qu} \times L_{qu} = 17.1 \times 27 = 461.7(m^2) \\ W_x = \frac{B_{qu} \times L_{qu}^2}{6} = 2078(m^3) \\ W_y = \frac{B_{qu}^2 \times L_{qu}}{6} = 1316(m^3) \end{cases}$$

Khối lượng tổng trong khối móng quy ước:

$$Q_{qu} = Q_{dat} - Q_{datbichiemcho} + Q_{coc,dai} = 218246 - 3650 + 8714 = 223310kN$$

Trong đó:

$$\begin{cases} Q_{dat} = A_{qu} \times \sum l_i \gamma'_i = 265.69 \times 473 = 218246kN \\ Q_{datbichiemcho} = n \times A_p \sum l_i \gamma'_{ii} + \gamma V_{dai} = 12 \times 0.5027 \times 473 + 9.79 \times 14.7 \times 4.8 \times 1.5 = 3650kN \\ Q_{coc,dai} = n \times A_p \gamma_{bt} L_c + W_{dai} = 4 \times 0.5027 \times 25 \times 44.7 + 14.7 \times 4.8 \times 1.5 \times 25 = 8714kN \end{cases}$$

Bảng 9-5: Đặc trưng của ống khối quy ước

Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
W_x	2078	m^3
W_y	1316	m^3
H_{qu}	45	m
A_{qu}	462	m^2
V_d	106	m^3
$\sum H \gamma_i$	473	kN/m^2
Q_{soil}	218246	kN
Q_{dc}	3650	kN
Q_{dc}^{bt}	8714	kN
Q_{qu}	223310	kN

9.4.2. Tải trọng quy về khối móng lõi thang quy ước

Tải trọng quy về đáy khối móng quy ước bỏ qua thành phần lực ngang H theo 2 phương bởi vì lực ngang này sẽ cân bằng với áp lực bị động của đất nên không gây ra moment khi quy lực về đáy móng

$$M_{qu,x}^{tc} = \frac{M_x^{tt}}{1.15}$$

$$M_{qu,y}^{tc} = \frac{M_y^{tt}}{1.15}$$

$$N_{qu}^{tc} = N_{dai}^{tc} + Q_{qu}$$

$$p_{max,min}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{F_{qu}} \pm \frac{6M_{qu,x}^{tc}}{B_{qu}^2 \cdot L_{qu}} \pm \frac{6M_{qu,y}^{tc}}{L_{qu}^2 \cdot B_{qu}}$$

Bảng 9-6: Tải trọng quy về móng lõi thang khối quy ước

Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
N_{qu}^{tc}	258624	kN
$\sum M_{x,qu}^{tc}$	36863	kNm

$\Sigma M^{tc}_{y,qu}$	1144	kNm
------------------------	------	-----

Bảng 9-7: Sức chịu tải đá nền theo TTGH2

Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
m_1	1.3	-
m_2	1.2	-
k_{tc}	1.1	-
b	17.1	m
h_0	0	m
γ_{II}	9.59	kN/m ³
$\Sigma h \times \gamma'_{II}$	474	kN/m ³
φ_{II}	25.32	o
c_{II}	11.9	kN/m ²
A	0.798	-
B	4.190	-
D	6.743	-
R^{tc}	3116	kN/m ²

Bảng 9-8: Ứng suất đáy khối móng lõi thang quy ước

Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị	Kết luận
p^{tc}_{tb}	560	kN/m ²	Thỏa
p^{tc}_{max}	579	kN/m ²	Thỏa
p^{tc}_{min}	542	kN/m ²	Thỏa

9.4.3. Kiểm tra lún khối móng quy ước

Ứng suất đáy khối móng quy ước: $p^{tc}_{tb} = 560 \text{ kN/m}^2$

Áp lực đất ban đầu: $\Sigma \gamma_i H_i = 473 \text{ kN/m}^2$

Áp lực gây lún: $p_{gl} = p^{tc}_{tb} - \Sigma \gamma_i H_i = 560 - 473 = 87 \text{ kN/m}^2$

Tính lún theo phương pháp tổng phân tổ; độ lún giới hạn : $S_{gh} = 8 \text{ cm}$

Đất nền được chia thành các lớp đồng nhất với chiều dày thoả điều kiện:

$$h_i \leq (0.4 \div 0.6) B_{qu}$$

Để tăng độ chính xác ở đây sinh viên chia thành các lớp với chiều dày 0.5 m

Áp lực ban đầu (do trọng lượng bản thân lớp đất gây ra) tại giữa lớp đất i

$$p_{1i} = \sigma'_{vi} = \Sigma \gamma_i z_i \rightarrow e_{1i}$$

Áp lực tại giữa lớp đất i sau khi xây móng

$$p_{2i} = p_{1i} + \sigma_{gli} \rightarrow e_{2i}$$

$$\text{Với } \sigma_{gli} = K_{oi} p_{gi}$$

$$K_o = \frac{2}{\pi} \left[\arctg \frac{b_1 \cdot l_1}{z \sqrt{b_1^2 + l_1^2 + z^2}} + \frac{b_1 \cdot l_1 (b_1^2 + l_1^2 + 2z^2)}{(b_1^2 + z^2)(l_1^2 + z^2) \sqrt{b_1^2 + l_1^2 + z^2}} \right]$$

$$b_1 = B_{qu}/2, l_1 = L_{qu}/2$$

Tổng độ lún được xác định theo công thức

$$S = \sum S_i = \sum \frac{e_i - e_{i+1}}{1 + e_i} \times h_i$$

Với e_i là hệ số rỗng ứng với các cấp áp lực tác dụng lên nền đất

Bảng 9-9: Tính lún móng lõi thang

Lớp	Độ sâu	z	lz/bl	K _o	σ _{zi}	σ _{li}	σ _{li} [*]	σ _{2i} [*]	e _{1i} [*]	e _{2i} [*]	S [*]
-	m	m	-	-	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	-	-	cm
4	-54.4	0.0	0.000	1.000	87.5	474					
	-54.9	-0.5	0.029	1.000	87.4	479	476	564	0.380	0.368	0.43
	-55.4	-1.0	0.058	0.999	87.4	484	481	569	0.379	0.367	0.43
	-55.9	-1.5	0.088	0.997	87.2	488	486	573	0.379	0.367	0.43
5	-56.4	-2.0	0.117	0.994	86.9	493	491	578	0.378	0.366	0.43
	-56.9	-2.5	0.146	0.989	86.5	498	496	582	0.377	0.366	0.43
	-57.4	-3.0	0.175	0.981	85.8	503	500	587	0.377	0.365	0.42
	-57.9	-3.5	0.205	0.972	85.0	508	505	591	0.376	0.364	0.42
	-58.4	-4.0	0.234	0.960	84.0	512	510	594	0.375	0.364	0.42
	-58.9	-4.5	0.263	0.946	82.7	517	515	598	0.480	0.468	0.40
	-59.4	-5.0	0.292	0.930	81.3	522	520	602	0.479	0.468	0.39
	-59.9	-5.5	0.322	0.912	79.8	527	524	605	0.478	0.467	0.38
	-60.4	-6.0	0.351	0.893	78.1	532	529	608	0.478	0.467	0.37
	-60.9	-6.5	0.380	0.873	76.3	536	534	611	0.477	0.466	0.36
-61.4	-7.0	0.409	0.851	74.4	541	539	614	0.476	0.466	0.35	
Tổng											5.67

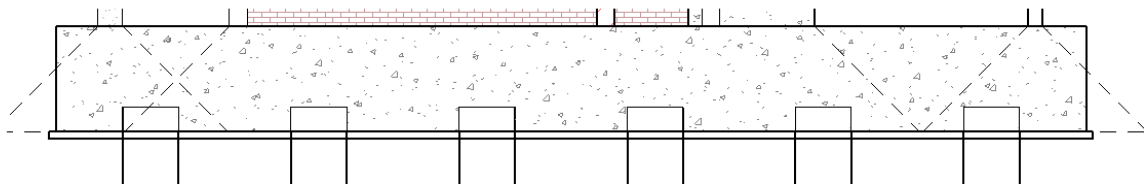
Nhận xét : Tổng độ lún S = 5.67 cm < S_{gh} = 8 cm

9.5. Kiểm tra xuyên thủng của đài:

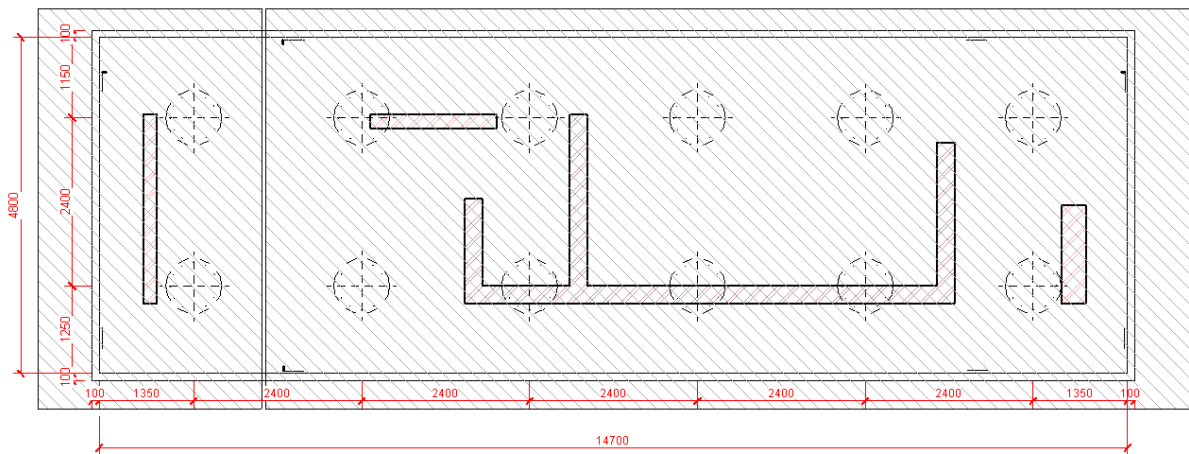
Trường hợp đầu cọc nằm ngoài tháp xuyên thủng có thể xảy ra xuyên thủng, cần kiểm tra xuyên thủng

Trường hợp đầu cọc nằm trong tháp xuyên thủng sẽ không xảy ra xuyên thủng, vì vậy không cần kiểm tra xuyên thủng.

Trường hợp tháp xuyên thủng bao phủ một phần đầu cọc như hình vẽ bên dưới, cần kiểm tra xuyên thủng, tháp xuyên thủng được xác định từ mép cột đi xuống tới mép cọc



Hình 9-7: Tháp xuyên thủng móng lõi thang



Hình 9-8: Tính xuyên thủng móng lõi thang

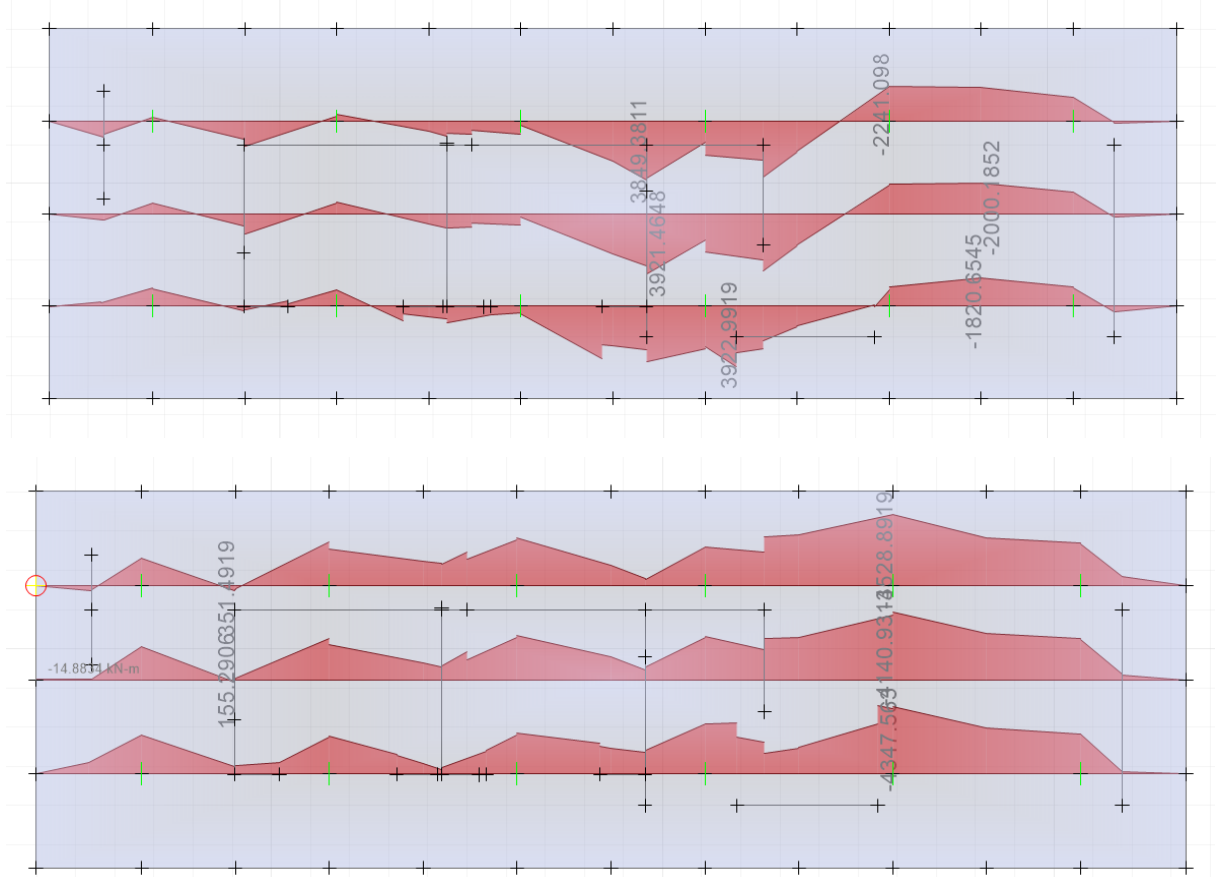
Đáy tháp xuyên thủng bao trùm tất cả đầu cọc.

Không cần kiểm tra điều kiện xuyên thủng.

9.6. Tính toán cốt thép đài cọc

Quy trình tính toán cốt thép đài tương tự đầm chịu uốn, lý thuyết tính toán được đề cập trong chương 4: “Tính toán cấu kiện chịu uốn”.

Sinh viên sử dụng kết quả nội lực tại chân công trình từ ETABS xuất sang SAFE, sau đó khai báo các đặc trưng và kẻ các strip có bề rộng 2.4 mm đủ phủ kín vùng tính toán. Kết quả nội lực trên đài móng lõi thang như sau:

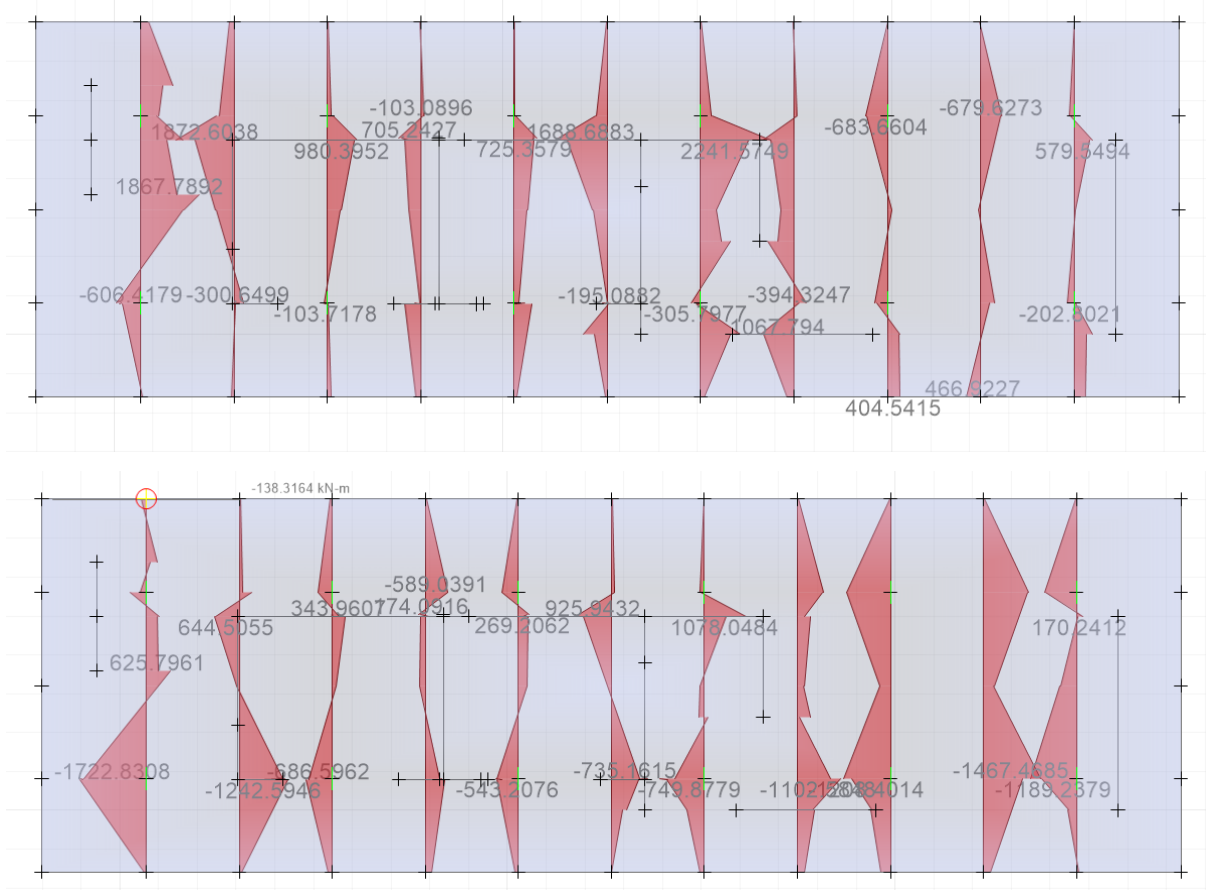


Hình 9-9: Biểu đồ mô men cực đại và cực tiểu theo phương X

Sinh viên chọn 2 giá trị lớn nhất tương ứng trong 2 trường hợp mô men cực tiểu và cực đại như sau:

+ $MX_{max} = 3922$ (kNm).

+ $MX_{min} = -4180$ (kNm).



Hình 9-10: Biểu đồ mô men cực đại và cực tiểu theo phương Y

Sinh viên chọn 2 giá trị lớn nhất tương ứng trong 2 trường hợp mô men cực tiểu và cực đại như sau:

+ $M_{Ymax} = 2241$ (kNm).

+ $M_{Ymin} = -1722$ (kNm)

Ô bản	M	α_m	ξ	A_s (mm ²)	$\mu_{tính}$ (%)	Cốt thép chọn		$\mu_{chọn}$ (%)	Kết luận
	(KNm/m)					ϕ (mm)	A_s (mm ²)		
MXmin	3483.3	0.097	0.102	6888	5.1	32a150	7003	0.52	đạt
MXmax	3267.5	0.091	0.096	6483	4.8	32a150	7003	0.52	đạt
MYmin	1435	0.04	0.041	2769	2.05	28a200	3077.2	0.23	đạt
MYmax	1867.5	0.052	0.053	3579	2.65	28a150	4102.9	0.3	đạt

9.7. KIỂM TRA CỌC CHỊU TẢI NGANG

Kiểm tra lực cắt tổng lớn nhất tại chân đài.

Chiều dài cọc: 54.5 (m).

Lực cắt lớn nhất tại chân đài:

$$P56: H^{tt} = \sqrt{(H_x^{tt})^2 + (H_y^{tt})^2} = \sqrt{(807)^2 + (179)^2} = 826.6\text{kN}$$

Lực cắt tác dụng lên 1 cọc:

$$H_{1c} = \frac{H^{tt}}{n} = \frac{826.6}{12} = 61.9\text{kN}$$

Moment tại chân đài đã chuyển thành lực dọc trong cọc, nên cọc không có moment tác dụng. Chỉ có lực ngang tác dụng đầu cọc (tương ứng đáy đài).

Theo **Phụ lục A – TCVN 10304 – 2014**, cho phép dùng các chương trình máy tính mô tả tác dụng cơ học tương hỗ giữa dầm và nền (dầm trên nền đàn hồi). Trong đó, đất bao quanh cọc được xem như môi trường đàn hồi biến dạng tuyến tính đặc trưng bằng hệ số nền C_z , tính bằng kN/m^3 , tăng dần theo chiều sâu. Hệ số nền tính toán của đất trên thân cọc C_z , được xác định theo công thức:

$$C_z = kz \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

k (kN/m^4): là hệ số tỷ lệ, lấy phụ thuộc vào loại đất bao quanh cọc.

z (m): là độ sâu tính từ đài cọc đến vị trí đang xét.

Tính cọc chịu tải ngang bằng SAP2000, các lớp đất được thay thế bằng lò xo có độ cứng được xác định theo công thức (lò xo nửa chu vi cọc):

$$k_{zi} = C_z A = \frac{1}{2} k z \pi D a \left(\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right)$$

A (m): nửa chu vi cọc.

D (m): là đường kính cọc.

a (m): là khoảng cách giữa các lò xo.

Sơ đồ tính: mũi cọc là gối cố định, thân cọc liên kết với các lò xo, liên kết đầu cọc với đài là liên kết khớp.

Bảng 9-10: Các thông số sơ bộ của đất

Lớp đất	Trạng thái đất	Độ sâu <i>m</i>	L_i <i>m</i>	I_L	K <i>kN/m⁴</i>
Lớp 4	Cát mịn cấp phối kém lẫn bột, nâu vàng, xám nâu, mật độ chặt vừa.	13.2-35.3	20.9	0.43	12000
Lớp 5	Sét dẻo lẫn cát mịn, xám xanh, xám vàng, trạng thái nửa cứng-cứng	35.3-41	5.7	0.08	18000
Lớp 6	Sét rất dẻo, xám vàng, nâu đỏ, xám xanh, trạng thái cứng.	41-45	4	-0.07	30000
Lớp 7	Sét dẻo lẫn cát mịn, xám xanh, xám vàng, trạng thái dẻo cứng.	45-51.4	6.4	-0.15	30000
Lớp 8	Cát mịn lẫn sét bột, xám vàng, mật độ chặt.	51.4-61.3	9.9	0.32	18000
Lớp 9	Cát mịn lẫn bột, xám xanh, trạng thái rất chặt	61.3-68.9	7.6		18000

Bảng 9-11: Hệ số tỉ lệ k từng lớp đất bao quanh cọc:

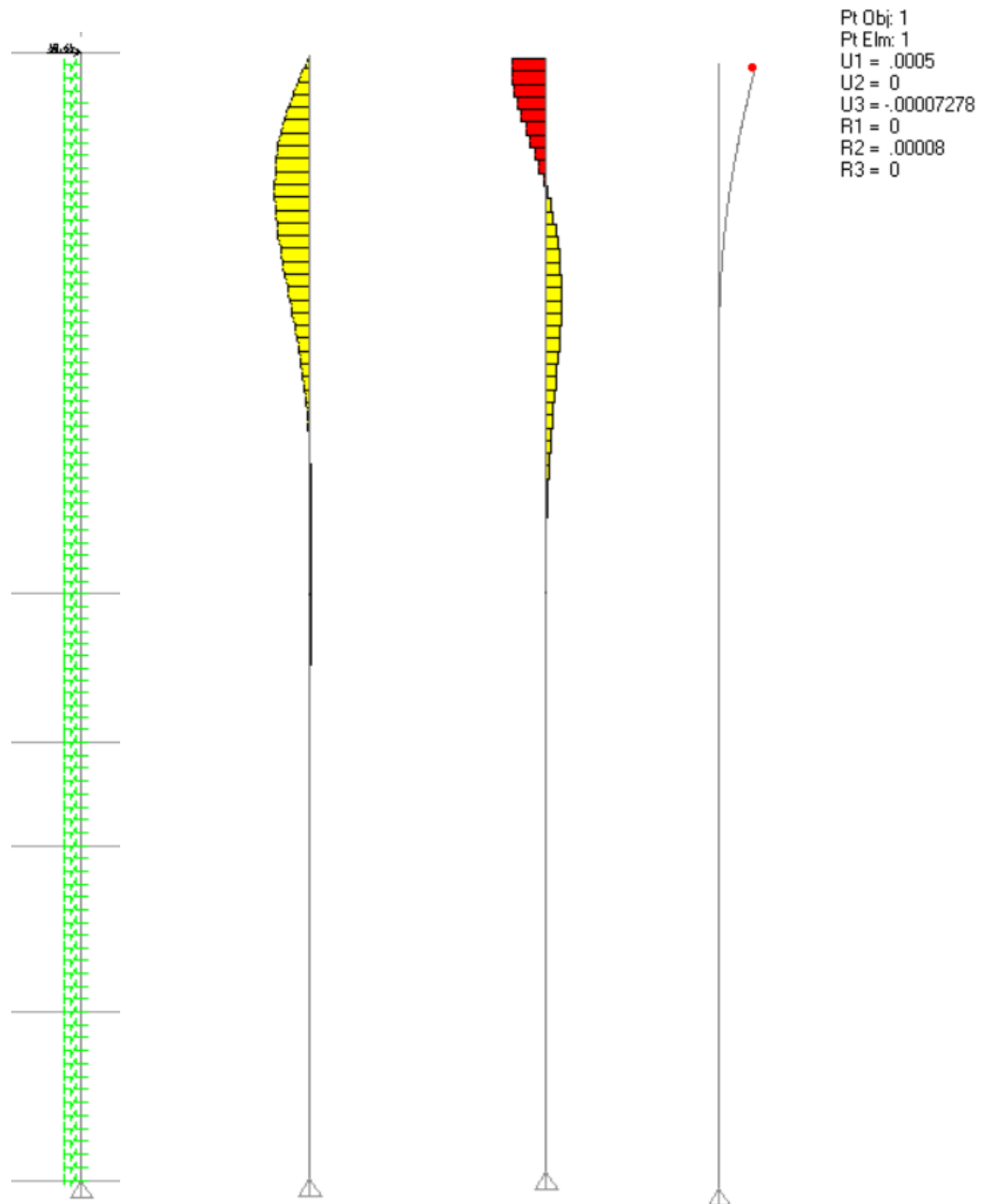
Điểm	z <i>m</i>	a <i>m</i>	k <i>kN/m⁴</i>	C_z <i>kN/m³</i>	k_{zi} <i>kN/m⁴</i>	Điểm	z <i>m</i>	a <i>m</i>	k <i>kN/m⁴</i>	C_z <i>kN/m³</i>	k_{zi} <i>kN/m⁴</i>
1	0.5	0.5	12000	6000	4712.4	56	27.6	0.5	30000	828000	650309.7
2	1	0.5	12000	12000	9424.8	57	28.1	0.5	30000	843000	662090.7
3	1.5	0.5	12000	18000	14137.2	58	28.6	0.5	30000	858000	673871.6
4	2	0.5	12000	24000	18849.6	59	29.1	0.5	30000	873000	685652.6
5	2.5	0.5	12000	30000	23561.9	60	29.6	0.5	30000	888000	697433.6
6	3	0.5	12000	36000	28274.3	61	30.1	0.5	30000	903000	709214.5
7	3.5	0.5	12000	42000	32986.7	62	30.6	0.5	30000	918000	720995.5
8	4	0.5	12000	48000	37699.1	63	31.1	0.5	30000	933000	732776.5
9	4.5	0.5	12000	54000	42411.5	64	31.6	0.5	30000	948000	744557.5
10	5	0.5	12000	60000	47123.9	65	32.1	0.5	30000	963000	756338.4
11	5.5	0.5	12000	66000	51836.3	66	32.6	0.5	30000	978000	768119.4
12	6	0.5	12000	72000	56548.7	67	33.1	0.5	30000	993000	779900.4
13	6.5	0.5	12000	78000	61261.1	68	33.6	0.5	30000	1008000	791681.3
14	7	0.5	12000	84000	65973.4	69	34.1	0.5	30000	1023000	803462.3
15	7.5	0.5	12000	90000	70685.8	70	34.6	0.5	30000	1038000	815243.3
16	8	0.5	12000	96000	75398.2	71	35.1	0.5	30000	1053000	827024.3

CHƯƠNG 9: MÓNG CỌC KHOAN NHỒI (LỖ THANG MÁY)

17	8.5	0.5	12000	102000	80110.6	72	35.6	0.5	30000	1068000	838805.2
18	9	0.5	12000	108000	84823.0	73	36.1	0.5	30000	1083000	850586.2
19	9.5	0.5	12000	114000	89535.4	74	36.6	0.5	30000	1098000	862367.2
20	10	0.5	12000	120000	94247.8	75	37	0.4	30000	1110000	871792.0
21	10.5	0.5	12000	126000	98960.2	76	37.5	0.5	18000	675000	530143.8
22	11	0.5	12000	132000	103672.6	77	38	0.5	18000	684000	537212.3
23	11.5	0.5	12000	138000	108384.9	78	38.5	0.5	18000	693000	544280.9
24	12	0.5	12000	144000	113097.3	79	39	0.5	18000	702000	551349.5
25	12.5	0.5	12000	150000	117809.7	80	39.5	0.5	18000	711000	558418.1
26	13	0.5	12000	156000	122522.1	81	40	0.5	18000	720000	565486.7
27	13.5	0.5	12000	162000	127234.5	82	40.5	0.5	18000	729000	572555.3
28	14	0.5	12000	168000	131946.9	83	41	0.5	18000	738000	579623.8
29	14.5	0.5	12000	174000	136659.3	84	41.5	0.5	18000	747000	586692.4
30	15	0.5	12000	180000	141371.7	85	42	0.5	18000	756000	593761.0
31	15.5	0.5	12000	186000	146084.1	86	42.5	0.5	18000	765000	600829.6
32	16	0.5	12000	192000	150796.4	87	43	0.5	18000	774000	607898.2
33	16.5	0.5	12000	198000	155508.8	88	43.5	0.5	18000	783000	614966.8
34	17	0.5	12000	204000	160221.2	89	44	0.5	18000	792000	622035.3
35	17.5	0.5	12000	210000	164933.6	90	44.5	0.5	18000	801000	629103.9
36	18	0.5	12000	216000	169646.0	91	45	0.5	18000	810000	636172.5
37	18.5	0.5	12000	222000	174358.4	92	45.5	0.5	18000	819000	643241.1
38	19	0.5	12000	228000	179070.8	93	46	0.5	18000	828000	650309.7
39	19.5	0.5	12000	234000	183783.2	94	46.5	0.5	18000	837000	657378.3
40	20	0.5	12000	240000	188495.6	95	47	0.5	18000	846000	664446.8
41	20.5	0.5	12000	246000	193207.9	96	47.5	0.5	18000	855000	671515.4
42	20.9	0.4	12000	250800	196977.9	97	48	0.5	18000	864000	678584.0
43	21.4	0.5	18000	385200	302535.4	98	48.5	0.5	18000	873000	685652.6
44	21.9	0.5	18000	394200	309604.0	99	49	0.5	18000	882000	692721.2
45	22.4	0.5	18000	403200	316672.5	100	49.5	0.5	18000	891000	699789.8
46	22.9	0.5	18000	412200	323741.1	101	50	0.5	18000	900000	706858.3
47	23.4	0.5	18000	421200	330809.7	102	50.5	0.5	18000	909000	713926.9
48	23.9	0.5	18000	430200	337878.3	103	51	0.5	18000	918000	720995.5
49	24.4	0.5	18000	439200	344946.9	104	51.5	0.5	18000	927000	728064.1

CHƯƠNG 9: MÓNG CỌC KHOAN NHỒI (LỖI THANG MÁY)

50	24.9	0.5	18000	448200	352015.5	105	52	0.5	18000	936000	735132.7
51	25.4	0.5	18000	457200	359084.0	106	52.5	0.5	18000	945000	742201.3
52	25.9	0.5	18000	466200	366152.6	107	53	0.5	18000	954000	749269.8
53	26.4	0.5	18000	475200	373221.2	108	53.5	0.5	18000	963000	756338.4
54	26.6	0.2	18000	478800	376048.6	109	54	0.5	18000	972000	763407.0
55	27.1	0.5	30000	813000	638528.7	110	54.5	0.5	18000	981000	770475.6



Hình 9-11: Mô hình cọc trong SAP và kết quả momen, lực cắt:

Kiểm tra chuyển vị ngang đầu cọc:

$$\Delta_x = 0.5(mm) < \frac{L}{1000} = \frac{54500}{1000} = 54.5(mm).$$

Kết luận: Chuyển vị ngang đầu cọc thỏa điều kiện quy định.

Kiểm tra khả năng chịu cắt của cọc:

Lực cắt lớn nhất trong đài: $Q_{max} = 61.9$ (kN).

Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$Q_{b0} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_n + \varphi_f)R_{bt}A_{b0}$$
$$= 0.6 \times (1 + 0 + 0) \times 1200 \times \pi \times \frac{0.8^2}{4} = 625.4(kN).$$

$$\Rightarrow Q_{max} < Q_{b0}$$

Kết luận: Bê tông đủ khả năng chịu cắt.

Điều kiện ổn định nền đất xung quanh cọc khi có áp lực ngang do cọc tác động có dạng sau (**Mục A7 TCVN 10304 – 2014**):

$$\sigma_z \leq [\sigma_z] = \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos(\varphi_I)} (\sigma'_z \tan \varphi_I + \xi c_I)$$

Vị trí có σ_z lớn nhất là $z = -14.4m$ so với mặt đất tự nhiên (ở lớp đất số 3) với:

$$\sigma_z = \frac{Q_{max}}{A_{xq}} = \frac{61.9}{0.5 \times 1 \times \pi} = 39.4 (kN/m^2)$$

Ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng trong đất tại độ sâu $-14.4m$:

$$\sigma'_z = \gamma' \times z = 1.7 \times 8 + 3.6 \times 5.33 + 2.2 \times 8.9 + 5.7 \times 8.4 + 1.2 \times 8.98 = 111.66(kN/m^2).$$

Lực dính: $c = 9.6 (kN/m^2)$ và góc ma sát $\varphi = 23^\circ 30'$.

Cọc khoan nhồi có $\xi = 0.6$ và $\eta_1 = 1$.

Hệ số kê đến tính tải và tổng trọng lượng:

$$\eta_2 = \frac{M_c + M_t}{2.5M_c + M_t}$$

M_c (kNm): là moment do tải trọng ngoài thường xuyên, tính toán ở tiết diện móng tại mức mũi cọc.

M_t (kNm): là moment do tải trọng tạm thời.

Sinh viên tính gần đúng lấy $M_c = 0.7M$, $M_t = 0.3M$ thế vào công thức trên được $\eta_2 = 0.5$.

$$[\sigma_z] = 1 \times 0.5 \times \frac{4}{\cos(23^\circ 30')} \times (111.66 \times \tan(23^\circ 30') + 0.6 \times 9.6) = 118.45(kN/m^2).$$

$$\Rightarrow [\sigma_z] > \sigma_z = 39.4(kN/m^2).$$

Kết luận: Thỏa điều kiện ổn định nền đất xung quanh cọc.

9.8. KIỂM TRA CỌC CHỊU UỐN NÉN

Cọc trong đài móng vừa chịu momen vừa chịu lực dọc vì vậy cọc làm việc giống cấu kiện chịu nén lệch tâm, sinh viên chọn phương pháp sử dụng biểu đồ tương tác của cột tròn để kiểm tra khả năng chịu lực của cọc.

Momen cực đại trong cọc là $M_{\max} = 135.76$ kNm ứng với giá trị $N_{\max} = 4852.67$ kN.

Ta kiểm tra khả năng chịu lực của cọc ứng với trường hợp này.

Các phương trình cân bằng ở TTGH:

$$M = Ne = \frac{1}{\pi} \left[\frac{2}{3} \gamma_b R_b A r \sin^3 \varphi + A_{st} R_{sc} r_a \sin \varphi + R_s \varphi_1 z_s \right] \pm$$

$$N = \frac{1}{\pi} [\gamma_b R_b A \varphi - 0.5 \sin 2 \varphi + R_{sc} A_{st} \varphi - R_s A_{st} \varphi_1]$$

$$\gamma_b = \gamma_{cb} \times \gamma'_{cb} = 0.85 \times 0.8 = 0.68.$$

$r = 0.5D$; $r_a = 0.5D_a = r - a$: là bán kính của tiết diện và của vòng cốt thép.

$A = \pi r^2$: là diện tích tiết diện.

Z_s : là khoảng cách từ trọng tâm cốt thép chịu kéo (phần thép nằm trong cung $2\varphi_1$) đến trọng tâm tiết diện. Xác định Z_s , φ_1 theo các công thức thực nghiệm.

$$\text{Đặt } \xi_c = \frac{\varphi}{\pi}:$$

Khi $\xi_c \geq 0.15$ thì xác định Z_s , φ_1 như sau:

$$\varphi_1 = \varphi_s \pi$$

$$\varphi_s = \omega_1 - \omega_2 \xi_c$$

$$Z_s = (0.2 + 1.3 \xi_c) r_a \leq r_a$$

$$\omega_1 = n_r - \frac{\sigma_{sp}}{R_s}$$

n_r : là hệ số, lấy bằng 1 đối với thép có giới hạn chảy thực tế, lấy bằng 1.1 đối với thép có giới hạn chảy quy ước.

σ_{sp} : là ứng suất trước trong cốt thép. Với bê tông cốt thép thường lấy $\sigma_{sp} = 0$.

$$\omega_2 = \omega_1 \delta_c.$$

$$\delta_c = 1.5 + 0.0006 R_s \text{ (với } R_s \text{ tính bằng MPa).}$$

Khi $\varphi_s < 0$ thì lấy $\varphi_s = \omega_1 = \omega_2 = 0$.

Khi $\xi_c < 0.15$ thì lấy $\xi_c = 0.15$ để xác định Z_s , φ_1 như trên.

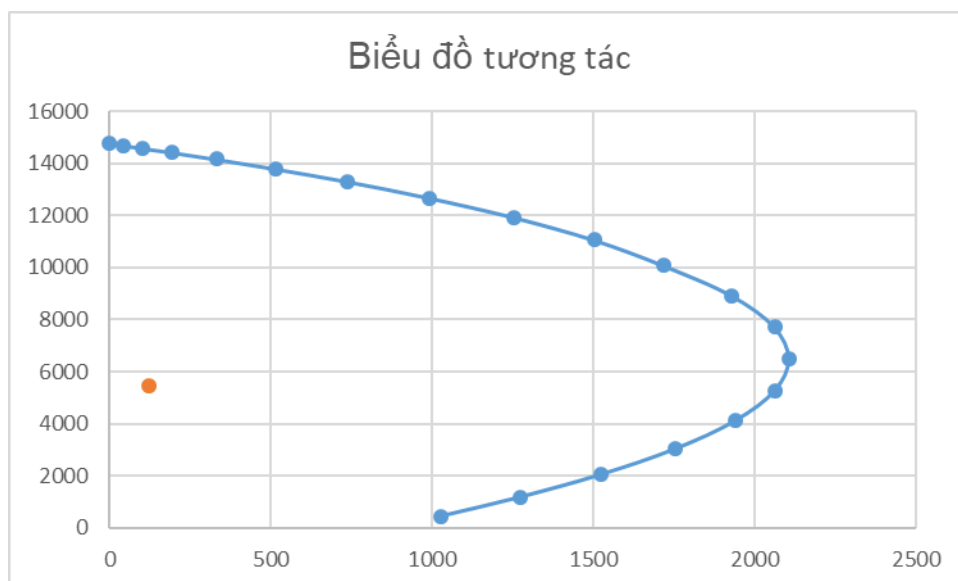
Ta cho φ thay đổi trong khoảng từ $0 < \varphi < 2\pi$, ứng với mỗi giá trị φ tìm được 2 giá trị M và N từ các công thức trên, từ đó ta xây dựng được 1 biểu đồ thể hiện khả năng chịu lực của tiết diện.

Bảng 9-12: Thông số sơ bộ cọc đài PLT

D	0.8	m	A_{st}	4988	mm²
a	0.05	m	R _b	17	MPa
r	0.4	m	γ _b	0.68	
r_a	0.35	m	R _s = R _{sc}	365	MPa
A	0.5	m ²			

Bảng 9-13: Tính toán M_{gh} và N_{gh} đài PLT

φ	ξ	ω ₁	ω ₂	φ _{st}	φ _s	φ ₁	Z _s	M _{gh} (kNm)	N _{gh} (kN)
0	0.00	1	1.719	0.74215	0.74215	2.33153	0.17775	140	-1277
0.126	0.04	1	1.719	0.74215	0.74215	2.33153	0.17775	218	-1203
0.251	0.08	1	1.719	0.74215	0.74215	2.33153	0.17775	313	-1097
0.377	0.12	1	1.719	0.74215	0.74215	2.33153	0.17775	443	-928
0.503	0.16	1	1.719	0.72477	0.72477	2.27694	0.18366	610	-641
0.628	0.20	1	1.719	0.65637	0.65637	2.06206	0.20694	800	-158
0.754	0.24	1	1.719	0.58743	0.58743	1.84547	0.2304	1026	449
0.88	0.28	1	1.719	0.51849	0.51849	1.62887	0.25387	1273	1186
1.005	0.32	1	1.719	0.45009	0.45009	1.414	0.27714	1523	2052
1.131	0.36	1	1.719	0.38115	0.38115	1.1974	0.3006	1753	3036
1.257	0.40	1	1.719	0.3122	0.3122	0.98081	0.32407	1940	4121
1.382	0.44	1	1.719	0.2438	0.2438	0.76593	0.34734	2063	5283
1.508	0.48	1	1.719	0.17486	0.17486	0.54934	0.37081	2106	6493
1.634	0.52	1	1.719	0.10592	0.10592	0.33275	0.39427	2061	7719
1.759	0.56	1	1.719	0.03752	0.03752	0.11787	0.41755	1928	8929
1.885	0.60	1	1.719	-0.0314	0	0	0.44101	1716	10089
2.011	0.64	1	1.719	-0.1004	0	0	0.46447	1503	11061
2.136	0.68	1	1.719	-0.1688	0	0	0.48775	1254	11931
2.262	0.72	1	1.719	-0.2377	0	0	0.51121	991	12683
2.388	0.76	1	1.719	-0.3067	0	0	0.53467	738	13307
2.513	0.80	1	1.719	-0.3751	0	0	0.55795	513	13801
2.639	0.84	1	1.719	-0.444	0	0	0.58141	330	14170
2.765	0.88	1	1.719	-0.5129	0	0	0.60487	193	14428
2.89	0.92	1	1.719	-0.5813	0	0	0.62815	100	14597
3.016	0.96	1	1.719	-0.6503	0	0	0.65161	41	14703
3.142	1.00	1	1.719	-0.7192	0	0	0.67508	0	14777



Biểu đồ tương tác lõi thang máy

Giá trị nội lực (N_{\max} ; M_{\max})= (4852.67 kN; 135.76 kNm) nằm trong biểu đồ tương tác.

Kết luận: Tiết diện cọc thỏa yêu cầu chịu lực.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Nguyễn Đình Công, *Tính toán thực hành cấu kiện bê tông cốt thép*, Nhà xuất bản Xây dựng Hà Nội, 2009.
- [2] Nguyễn Đình Công, *Tính toán tiết diện cột bê tông cốt thép*, Nhà xuất bản Xây dựng Hà Nội, 2006.
- [3] Võ Bá Tầm, *Kết cấu bê tông cốt thép (tập 1, 2, 3)*, Nhà xuất bản Đại học Quốc gia TP Hồ Chí Minh.
- [4] Võ Bá Tầm, *Nhà cao tầng bê tông cốt thép*, Nhà xuất bản Đại học Quốc gia TP Hồ Chí Minh.
- [5] Châu Ngọc Ân, *Cơ học đất*, Nhà xuất bản Đại học Quốc gia TP Hồ Chí Minh.
- [6] Châu Ngọc Ân, *Nền móng*, Nhà xuất bản Đại học Quốc gia TP Hồ Chí Minh.
- [7] Võ Phán (chủ biên), *Các phương pháp khảo sát hiện trường và thí nghiệm đất trong phòng*, Nhà xuất bản Đại học Quốc gia TP Hồ Chí Minh.
- [8] Võ Phán, Hoàng Thế Thao, *Phân tích và tính toán móng cọc*, Nhà Xuất bản Đại học Quốc gia Thành phố Hồ Chí Minh, 2012.
- [9] *Cấu tạo bê tông cốt thép*, Nhà xuất bản Xây Dựng.
- [10] ETABS 2015 Manuals - Shear Wall Design – Eurocode 2 – 2004.
- [11] PGS.TS. Nguyễn Minh Long, *Bài giảng Kết cấu bê tông cốt thép 2 (cấu kiện nhà cửa)*.
- [12] PGS.TS. Nguyễn Minh Long, *Bài giảng Tính toán vách cứng BTCT*.
- [13] Huỳnh Quốc Hùng, *Giáo trình Kết cấu nhà cao tầng bê tông cốt thép*
- [14] TS. Nguyễn Đại Minh, *Phương pháp phổ phản ứng nhiều dạng dao động và tính toán nhà cao tầng chịu động đất theo TCXDVN 375:2006*
- [15] KS. Lê Xuân Tùng, *Tính tải trọng động đất theo TCXDVN 375:2006 bằng phương pháp phân tích phổ phản ứng*
- [16] Nguyễn Vĩnh Sáng, *Tính toán độ võng và vết nứt sàn theo tiêu chuẩn Việt Nam so sánh với phần mềm SAFE*

Và các tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam

