

PHẦN I

KIẾN TRÚC

(10%)

GIÁO VIÊN H- ỚNG DẪN: THS : NGUYỄN THẾ DUY

Nhiệm vụ

THỂ HIỆN

- MẶT ĐÚNG TRỤC 1 - 8
- MẶT ĐÚNG TRỤC A - E.
- MẶT BẰNG TẦNG 1.
- MẶT BẰNG TẦNG 2.
- MẶT BẰNG TẦNG 3-7.
- MẶT BẰNG TẦNG 8
- MẶT CẮT A - A & B - B

GIỚI THIỆU CÔNG TRÌNH

I. SỰ CẦN THIẾT ĐẦU TƯ

Từ khi đất nước đổi mới cuộc sống của người dân ngày càng được nâng cao, các nhu cầu về phúc lợi xã hội cần được chú trọng đến. Để đáp ứng điều đó Bảo hiểm nhân thọ Hà Nội đã quyết định đầu tư xây dựng trụ sở làm việc mới nhằm tạo ra nơi làm việc hiện đại, tiện nghi, tạo cảm giác làm việc cho đội ngũ cán bộ nhân viên đưa đến người dân sự thoải mái, tin tưởng.

Công trình được xây dựng tại vị trí thoáng đẹp tạo nên sự hài hoà, hợp lý cho toàn khu vực.

II. VỊ TRÍ XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH, ĐIỀU KIỆN KHÍ HẬU, THỦY VĂN

Trụ sở làm việc công ty bảo hiểm nhân thọ Hà Nội đặt tại đường Lê Duẩn, Quận Hai Bà Trưng-Hà Nội.

Công trình nằm ở thành phố Hà nội, nhiệt độ bình quân hằng năm là 27°C chênh lệch nhiệt độ giữa tháng cao nhất (tháng 4) và tháng thấp nhất (tháng 12) là 12°C. Thời tiết hàng năm chia làm hai mùa rõ rệt là mùa mưa và mùa khô. Mùa mưa từ tháng 4 đến tháng 11, mùa khô từ tháng 12 đến tháng 3 năm sau. Độ ẩm trung bình từ 75% đến 80%. Hai hướng gió chủ yếu là gió Tây-Tây Nam, Bắc-Đông Bắc. Tháng có sức gió mạnh nhất là tháng 8 tháng có sức gió yếu nhất là tháng 11. Tốc độ gió lớn nhất là 28m/s.

Địa chất công trình tương đối tốt.

III. NHIỆM VỤ THIẾT KẾ KIẾN TRÚC

1. Yêu cầu công năng.

Nhà làm việc công ty bảo hiểm nhân thọ Hà Nội bao gồm các phòng làm việc cho bộ phận hành chính điều hành công ty: phòng giám đốc; các phòng phó giám đốc; phòng tổ chức; phòng tài chính kế toán; phòng hành chính; phòng nghiệp vụ và các phòng chức năng khác gồm:

- Hội trường lớn dùng để tổ chức các cuộc họp lớn và nhỏ, các cuộc mít tinh, đại hội...

-Các công trình phụ trợ như hệ thống giao thông ngang dọc, căng tin phục vụ ăn uống, các phòng vệ sinh. Yêu cầu với các công trình phụ trợ này là phải đảm bảo đầy đủ và tiện nghi cho người sử dụng.

Hệ thống các phòng chức năng phải có sự liên hệ công năng với nhau, tiện cho việc qua lại, trao đổi thông tin liên tục và dễ dàng. Các phòng này đều được liên hệ mật thiết hành lang, cầu thang, thang máy và phòng vệ sinh.

Hệ thống điện nước, chiếu sáng phải được cung cấp đầy đủ và liên tục cho các phòng, hệ thống thông gió, che nắng phải đảm bảo tiện nghi làm việc cao.

2. Yêu cầu về mỹ thuật

Hình khối kiến trúc phải đẹp, bề thế và hài hoà với các công trình xung quanh. Mặt đứng kiến trúc phải được sử dụng các vật liệu hiện đại và trang trí hợp lý, không loè loẹt mà trang nhã, không rườm rà mà độc đáo. Bên trong công trình, các phòng đều phải được sử dụng các vật liệu cao cấp như sơn tường, vật liệu lát sàn, trần, hành lang, lan can cầu thang... Các thiết bị sử dụng trong các phòng như bàn ghế, tủ... đều sử dụng loại hiện đại, bền, đẹp, bố trí hợp lý sao cho vừa tiện nghi cho quá trình làm việc, vừa tạo được không gian kiến trúc nhẹ nhàng, linh hoạt và có tác dụng kích thích quá trình làm việc.

3. Giải pháp thiết kế kiến trúc.

3.1 Giải pháp quy hoạch tổng mặt bằng

Mặt bằng quy hoạch của công trình có hình chữ nhật với chiều dài lớn hơn hai lần chiều rộng. Tổng diện tích mặt bằng gần 8400m² được bao quanh bởi hàng rào xây cao 1,4m. Ở phía trước công trình bố trí sân vườn tiểu cảnh và lối vào chính. Phía phải bố trí nhà xe dành cho khách vào làm việc và cổng vào phụ. Phần diện tích còn lại trồng cây xanh xen kẽ với sân nền.

Công trình nằm ở ngã tư đường Lê Duẩn và ngay bên cạnh đường hai chiều lớn tiện lợi cho việc vận chuyển vật liệu và các trang thiết bị, máy móc phục vụ cho công tác thi công. Ngoài ra, mặt tiền của công trình được quay ra phía mặt đường cần được chú ý về mặt đứng kiến trúc theo những yêu cầu thẩm mỹ nói trên.

3.2 Giải pháp thiết kế mặt bằng

Từ những tài liệu về mặt bằng quy hoạch, yêu cầu về công năng, về thẩm mỹ...Giải pháp thiết kế mặt bằng ở đây được chọn là dạng hình chữ nhật có chiều dài lớn hơn hai lần chiều rộng và phát triển theo chiều cao. Theo phương ngang nhà có ba bước cột: tổng chiều dài là 16,8 m. Phương dọc nhà có tám bước cột tổng chiều dài là 44m Trong nhà bố trí một cầu thang bộ phục vụ giao thông đứng các tầng gần nhau và thoát hiểm; một cầu thang máy trọng tải 500 kG bố trí chạy suốt từ tầng 1 đến tầng mái. Khu vệ sinh bố trí hợp lý sau phân lõi thang và tiện liên hệ qua lại cho các phòng, kể cả hành lang.

Mặt bằng tầng một dùng làm khu vực để xe ô tô của nhân viên trong công ty. Các tầng trên bố trí các phòng chức năng, các phòng làm việc, và tầng trên cùng bố trí một hội trường đa năng dùng cho hội họp và Đại hội.

Bảng thống kê các loại phòng:

Tầng	Loại phòng	Diện tích (m ²)
1	Phòng nghỉ tài xế	39,6
	Khu vực để xe ô tô	331,2
	Kho	39,6
	Phòng điện nước	30
	Phòng vệ sinh	39,6
2	Phòng giám đốc	39,6
	Phòng phó giám đốc	30
	Phòng tiếp khách, tài vụ	39,6
	Phòng làm việc	59,4
	Phòng công đoàn	30
	Phòng giao ban	60
	Trực văn thư	30
	Phòng vệ sinh	39,6
	Kho	9,9

3-7	Phòng làm việc loại 1	87,12
	Phòng làm việc loại 2	39,6
	Phòng tiếp khách	58,8
	Phòng vệ sinh	39,6
8	Phòng chuẩn bị tài liệu	33
	Hội trường	300
	Phòng nghỉ giải lao, căn tin	98,4
	Khu vệ sinh	39,6
	Kho	6

3.3 Giải pháp thiết kế mặt đứng

Mặt trước của công trình, kết cấu sàn các tầng 2,5,7 được đưa ra chạy dọc theo công trình tạo vẻ đẹp kiến trúc cho mặt đứng của công trình ,phô trương vẻ đẹp cho công trình khi mặt đứng chính quay ra phía mặt đường.

Kết cấu mái lợp tôn giả ngói có tác dụng che chắn và thoát nước tốt ,dễ bố trí các lớp chống nóng cách nhiệt cho tầng thượng vừa có tác dụng tạo ra sự hài hoà cân đối cho hình khối công trình. Về tổng quan,sự phát triển theo chiều cao của công trình một mặt thoả mãn các yêu cầu về không gian sử dụng, mặt khác tạo ra kiến trúc cho qui hoạch tổng thể xung quanh và sự nổi bật của công trình thiết kế.

3.4 Giải pháp thiết kế mặt cắt

Nhà có 8 tầng với tổng chiều cao cả mái là +33,2m(tính từ cốt 0,00 cách mặt đất tự nhiên 0,5m) . Tầng 1 cao 3m, tầng 2-8 cao 3,9m.

Ở đây em chỉ thể hiện 2 mặt cắt đứng để thể hiện các chi tiết bên trong như cầu thang máy, cầu thang bộ.

Kết cấu công trình là hệ khung toàn khối chịu lực; các tường biên và tường ngăn là tường xây gạch.

4. Giải pháp thiết kế kết cấu.

Kết cấu công trình là hệ khung bê tông cốt thép chịu lực kết hợp lõi bê tông cốt thép (lồng thang máy)chịu tải trọng ngang. Kích thước kết cấu gồm:theo phương cạnh dài(phương mặt tiền)có tám bước cột theo phương cạnh ngắn có ba bước cột là:. Hệ

thống cột tương đối đối xứng theo các phương. Chiều cao các tầng như sau: tầng một cao 3m, tầng 2 đến tầng 8 cao 3.9m, tầng thượng cao 3m. Chiều cao mái là 3 m với giải pháp kết cấu là mái tôn giả ngói đặt trên hệ xà gồ và dàn vì kèo bằng thép hình.

Lối thang máy bằng bê tông cốt thép có kích thước 3400x2600 và chiều dày lõi là 200. Như vậy sơ đồ kết cấu là khung phẳng chịu lực và sơ đồ tính là sơ đồ khung -giằng.

5. Các giải pháp kỹ thuật khác

5.1. Giải pháp cấp thoát nước:

Nước được lấy từ nguồn nước máy thành phố qua bể dự trữ nước ngầm, dùng máy bơm bơm nước lên các tầng.

Cấp nước bên trong công trình:

Lưu lượng nước dùng cho sinh hoạt.

Nước dùng cho chữa cháy.

Để đảm bảo yêu cầu công trình phải có một bể nước 120 m³.

Hệ thống cấp nước chữa cháy được thiết kế theo mạng lưới vòng khép kín cho toàn nhà.

Sơ đồ phân phối nước cho toàn nhà được thiết kế theo tiêu chuẩn qui phạm hiện hành.

Hệ thống thoát nước:

- Nước thải sinh hoạt trong công trình được dẫn theo các ống dẫn đứng đổ vào bể tự hoại.

Hệ thống thoát nước mưa trên mái được thiết kế theo các đường ống đứng ở 4 góc nhà.

Để nước thoát nhanh yêu cầu mái có độ dốc lớn

Nước thải từ bể tự hoại được dẫn qua các hệ thống mương rãnh đổ vào hệ thống thoát nước có sẵn của khu vực. Hướng thoát nước chính của công trình là phía đường Lê Duẩn.

5.2. Hệ thống điện

Dùng nguồn điện 6 KV từ thành phố, có trạm biến áp riêng. Bên cạnh đó còn có máy phát điện dự phòng.

Có khả năng tự động hoá cao.

- Hệ thống chiếu sáng đảm bảo độ rọi từ 20 Lux đến 40 Lux, sử dụng đèn huỳnh quang kết hợp với các loại đèn chùm, đèn trần và đèn tường tạo vẻ đẹp lộng lẫy về đêm. Các bảng điện, ổ cắm, công tắc bố trí ở nơi thuận tiện nhất cho sử dụng và an toàn cho người tránh hoả hoạn.

Tổng công suất dự kiến gồm:

+ Công suất thiết bị phụ tải bình thường: 260Kw

+ Công suất thiết bị phụ tải dự phòng : 50Kw

Tổng cộng : 310Kw

5.3. Giải pháp chống sét:

Để đảm bảo yêu cầu về chống sét, toàn bộ máy móc thiết bị dùng điện đặt cố định đều phải có hệ thống nối đất an toàn.

Hệ thống chống sét gồm: kim thu sét, lưới dây thu sét trên mái, hệ thống dây dẫn thép và hệ thống cọc thép nối đất theo qui phạm chống sét hiện hành.

Tại những nơi có dòng điện gần hệ thống dây dẫn điện, thiết bị khác như vô tuyến, anten, các máy móc chuyên dùng,... phải đảm bảo khoảng cách an toàn, có bọc cách điện cẩn thận tránh chập điện.

5.4. Giải pháp thông gió:

Vấn đề thông gió tự nhiên được đảm bảo nhờ hệ thống hành lang, cửa sổ có kích thước và vị trí hợp lý. Bên cạnh đó còn có một hệ thống điều hoà trung tâm cho toàn bộ công trình, hệ thống quạt đẩy, hút gió để điều tiết nhiệt độ đảm bảo yêu cầu thông thoáng cho làm việc và sinh hoạt.

5.5 Giải pháp thông tin liên lạc

Công trình được lắp đặt một hệ thống tổng đài phục vụ thông tin liên lạc trong nước và quốc tế.

Hệ thống thông tin liên lạc như đường dây điện thoại, truyền hình cáp,.. được bố trí theo hợp kỹ thuật chạy dọc nhà.

5.6. Giải pháp phòng cháy chữa cháy:

a) Hệ thống báo cháy:

Thiết bị phát hiện báo cháy được bố trí ở mỗi tầng và mỗi phòng, ở nơi công cộng của mỗi tầng. Mạng lưới báo cháy có gắn đồng hồ và đèn báo cháy, khi phát hiện được cháy, phòng quản lý, bảo vệ nhận tín hiệu thì kiểm soát và khống chế hỏa hoạn cho công trình.

b) Hệ thống cứu hỏa:

*Nước: Được lấy từ bể nước xuống, sử dụng máy bơm xăng lưu động. Các đầu phun nước được lắp đặt ở các tầng theo khoảng cách thường 3m 1 cái và được nối với các hệ thống cứu cháy khác như bình cứu cháy khô tại các tầng, đèn báo các cửa thoát hiểm, đèn báo khẩn cấp tại tất cả các tầng.

c) Hệ thống thoát hiểm

Cửa vào lồng thang bộ thoát hiểm dùng loại tự sập nhằm ngăn ngừa khói xâm nhập. Trong lồng thang bố trí đèn chiếu sáng tự động, hệ thống thông gió động lực cũng được thiết kế để hút gió ra khỏi buồng thang máy chống ngạt.

Hệ thống cầu thang bộ được sử dụng để thoát hiểm.

5.7 Hoàn thiện

Giải pháp chống thấm cho công trình:

Cấu tạo sàn như sau:

- + Dưới cùng là lớp bê tông cốt thép có cấp độ bền 25..
- + Một lớp nhựa Asphal.
- + Lớp bê tông chống thấm đặc biệt.
- + Quét một lớp sơn cách nước, một lớp gạch bảo vệ.

Giải pháp sàn, trần:

- + Trần: lắp trần treo, cách âm tháo lắp được.
- + Sàn được lắp gạch ngoại. Lối đi hành lang cũng được lát gạch có màu sắc phù hợp.
- + Cửa đi, cửa sổ: dùng loại cửa kính khung nhôm.

PHẦN II: KẾT CẤU

CHƯƠNG I: LỰA CHỌN GIẢI PHÁP KẾT CẤU.

I. LỰA CHỌN GIẢI PHÁP CHUNG

- Công trình được thiết kế theo kết cấu khung bê tông cốt thép đổ toàn khối, chiều cao các tầng điển hình 3,9 m với nhịp 6 m, giải pháp kết cấu bê tông do Kiến trúc đưa ra là sàn có dầm, bố trí cột khá lớn để có gara để xe ở tầng hầm, dẫn đến nhịp sàn lớn. Giải pháp này có ưu điểm là tạo không gian thoáng, số lượng cột không nhiều nên tiết kiệm, thời gian thi công ít ... và Kết cấu này còn không mới mẻ ở Việt Nam, tính toán và thi công không quá phức tạp.

- Với đồ án này không tham đạt được điều gì lớn lao, mà mục đích chính là ôn lại tất cả những kiến thức cơ bản của những gì đã học trên ghế nhà trường và vận dụng những kiến thức thu được đó vào một công trình cụ thể phù hợp với khả năng và thời gian cho phép.

- Lựa chọn kết cấu khung Bê tông cốt thép, dầm sàn đổ toàn khối, chỉ bố trí các dầm

II. HỆ KẾT CẤU CHỊU LỰC VÀ PHƯƠNG PHÁP TÍNH KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

:

II.1. Cơ sở để tính toán kết cấu công trình.

- Căn cứ vào giải pháp kiến trúc và hồ sơ kiến trúc.
- Căn cứ vào tải trọng tác dụng (TCVN2737-95).
- Căn cứ vào các Tiêu chuẩn, chỉ dẫn, tài liệu được ban hành.
- Căn cứ vào cấu tạo bê tông cốt thép và các vật liệu, sử dụng bê tông B25 mác 300, cốt thép nhóm AII và AI.

II.2 Hệ kết cấu chịu lực

- Căn cứ vào thiết kế kiến trúc, đặc điểm cụ thể của công trình: Diện tích mặt bằng, hình dáng công trình theo phương đứng, chiều cao công trình theo phương đứng, chiều cao công trình.

- Công trình có 8 tầng và 1 tầng hầm chiều cao tầng điển hình là 3.9m với ba thang máy và hai thang bộ. Như vậy có 2 phương án hệ kết cấu chịu lực có thể áp dụng cho công trình.

II.2.1. Hệ kết cấu vách cứng và lõi cứng:

- Hệ kết cấu vách cứng có thể được bố trí thành hệ thống theo một phòng, hai phòng hoặc liên kết lại thành hệ không gian gọi là lõi cứng. Loại kết cấu này có khả năng chịu lực ngang tốt nên thường được sử dụng cho các công trình có chiều cao trên 20 tầng. Tuy nhiên, hệ thống vách cứng trong công trình là sự cản trở để tạo ra không gian rộng, và lại công trình trụ sở làm việc bảo hiểm nhân thọ HN có 8 tầng nên việc sử dụng hệ kết cấu này là không cần thiết.

II.2.2. Hệ kết cấu khung-giằng (khung và vách cứng):

- Hệ kết cấu khung-giằng được tạo ra bằng sự kết hợp hệ thống khung và hệ thống vách cứng. Hệ thống vách cứng thường được tạo ra tại khu vực cầu thang bộ, cầu thang máy, khu vệ sinh chung hoặc ở các tầng biên, là các khu vực có tầng liên tục nhiều tầng. Hệ thống khung được bố trí tại các khu vực còn lại của ngôi nhà. Hai hệ thống khung và vách được liên kết với nhau qua hệ kết cấu sàn. Trong trường hợp này hệ sàn liên khối có ý nghĩa lớn. Thường trong hệ kết cấu này hệ thống vách đóng vai trò chủ yếu chịu tải trọng ngang, hệ khung chủ yếu được thiết kế để chịu tải trọng thẳng đứng. Sự phân rõ chức năng này tạo điều kiện để tối ưu hoá các cấu kiện, giảm bớt kích thước cột, dầm, đáp ứng được yêu cầu của kiến trúc.

- Hệ kết cấu khung-giằng tỏ ra là kết cấu tối ưu cho nhiều loại công trình cao tầng. Loại kết cấu này sử dụng hiệu quả cho các ngôi nhà đến 40 tầng được thiết kế cho vùng có động đất $\leq$ cấp 7.

Kết luận:

- Qua xem xét đặc điểm các hệ kết cấu chịu lực trên áp dụng vào đặc điểm công trình và yêu cầu kiến trúc chọn hệ kết cấu chịu lực cho công trình là hệ kết cấu khung-giằng với vách được bố trí là cầu thang máy.

CHƯƠNG II: SƠ ĐỒ LÀM VIỆC CỦA KẾT CẤU.

I. LẬP MẶT BẰNG KẾT CẤU.

Dựa vào mặt bằng kiến trúc và cách sắp xếp các kết cấu chịu lực chính, ta xác định được mặt bằng kết cấu của công trình.

II. SƠ BỘ CHỌN KÍCH THƯỚC

1. Kích thước và chiều dày bản sàn:

- Dùng công thức

$$h_b = \frac{D}{m} \cdot l$$

Trong đó: $m = 30, 35$ Với bản loại dầm.

$m = 40, 45$ Với bản kê bốn cạnh.

l : nhịp của bản (nhịp cạnh ngắn).

$D = 0,8, 1,4$ phụ thuộc vào tải trọng.

Bản loại dầm (các ô sàn từ $S_1, S_5, S_6, S_8, S_9, S_{10}, S_{11}$)

$$h_b = \frac{D}{m} l = \frac{0,9}{30} \cdot 3,6 = 0,1m$$

Bản loại bản kê 4 cạnh (các ô sàn từ S_2, S_3, S_4, S_7)

$$h_b = \frac{D}{m} l = \frac{1}{43} \cdot 6,6 = 0,15m$$

2. Kích thước tiết diện dầm:

Chọn sơ bộ kích thước các tiết diện dầm theo công thức:

$$h = \frac{1}{m_d} \cdot l_d$$

$$b_d = (0,3, 0,5)h_d$$

Trong đó: l_d : nhịp dầm

m : hệ số, $m = 12, 30$ đối với dầm phụ

$m = 8, 12$ đối với dầm chính

$m = 5, 7$ đối với dầm công son

b_d : bề rộng dầm

- Dầm D_1, D_1 , $h_{d1} = h_{d1} = \frac{1}{10}, \frac{1}{15} l = \frac{1}{12} \cdot 600 = 0,5m$

$b_d = (0,3 - 0,5)h_d$ chọn $b_{d1} = 220 \text{ mm}$

Chọn dầm D_1 : $b \times h = 220 \times 550 \text{ mm}$

- Dầm D_2

$$h_{d2} = \frac{1}{10}, \frac{1}{15}l = \frac{1}{12}, 6 = 0.5m$$

$$b_d = (0.3 - 0.5)h_d \text{ chọn } b_{d1} = 300 \text{ mm}$$

Chọn dầm D_1 : $b \times h = 300 \times 550 \text{ mm}$

- Dầm D_3

$$h_{d3} = \frac{1}{8}, \frac{1}{12}l = \frac{1}{11}, 6, 6 = 0.6m$$

$$b_{d3} = (0.3 - 0.5)h_d \text{ chọn } b_{d3} = 300 \text{ mm}$$

Chọn dầm D_3 : $b \times h = 300 \times 600 \text{ mm}$

- Dầm D_4

$$h_{d4} = \frac{1}{8}, \frac{1}{12}l = \frac{1}{11}, 660 = 0.6m$$

$$b_{d4} = (0.3 - 0.5)h_d \text{ chọn } b_{d4} = 350 \text{ mm}$$

Chọn dầm D_4 : $b \times h = 350 \times 650 \text{ mm}$

- Dầm D_5 Chọn dầm D_5 : $b \times h = 220 \times 300 \text{ mm}$

- Dầm D_6 : Chọn Dầm : $b \times h = 220 \times 400 \text{ mm}$

- Dầm D_7 : Chọn dầm D_7 : $b \times h = 220 \times 300 \text{ mm}$

- Dầm D_8 : Chọn dầm D_8 : $b \times h = 220 \times 400 \text{ mm}$

- Dầm D_9 : Chọn dầm D_9 : $b \times h = 220 \times 300 \text{ mm}$

- Dầm D_{10} : Chọn dầm D_{10} : $b \times h = 220 \times 300 \text{ mm}$

- Dầm D_{11} : Chọn dầm D_{10} : $b \times h = 220 \times 300 \text{ mm}$

3. Kích thước cột:

- Cột trục: B, E: chọn kích thước b_c

$$F_c = \frac{K' N}{R_b}$$

K : hệ số kể đến mô men uốn 1.2 , 1.5

$R_b = 14.5 \text{ MPA} = 145 \text{ KG/cm}^2$ đối với B25

Lực nén $N = n \times S \times q$

$$q = 1.5$$

$$S = 3,3 \times (3 + 3) = 19,8 \text{ m}^2$$

$$N = n' S' Q \quad (n = 8 \text{ số tầng nhà})$$

- Sơ bộ chọn cường độ tính toán cột là 1.5 T/m^2 .

$$N = 8 \times 19,8 \times 1,5 = 237,6 \text{ T}$$

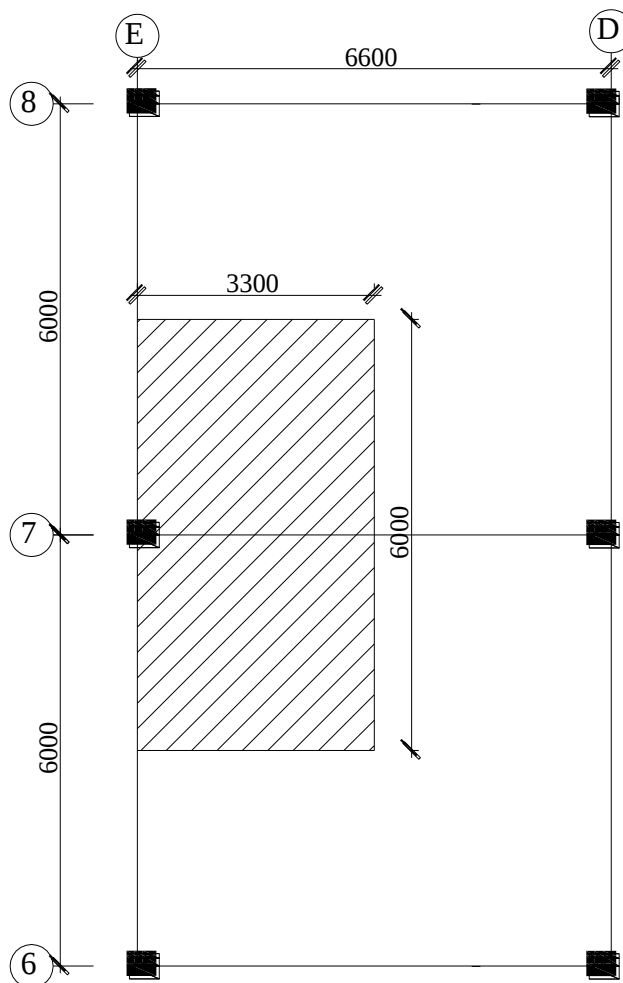
$$F_c = \frac{KN}{R_b} = \frac{1,2' 237,6' 10^3}{145} = 1966,34 \text{ cm}^2$$

$$h_c = \frac{F_c}{b_c} = \frac{1966,3}{35} \gg 55 \text{ cm}$$

Chọn $b_c = 350$; $h_c = 550 \text{ mm}$

Chọn tiết diện cột C2 tầng 1, 3 : $350 \times 550 \text{ mm}$

Chọn tiết diện cột C1 tầng 4, 8 : $350 \times 550 \text{ mm}$



• Cột trục D,C :

$$S = 6' 6,6 = 39,6 \text{ m}^2$$

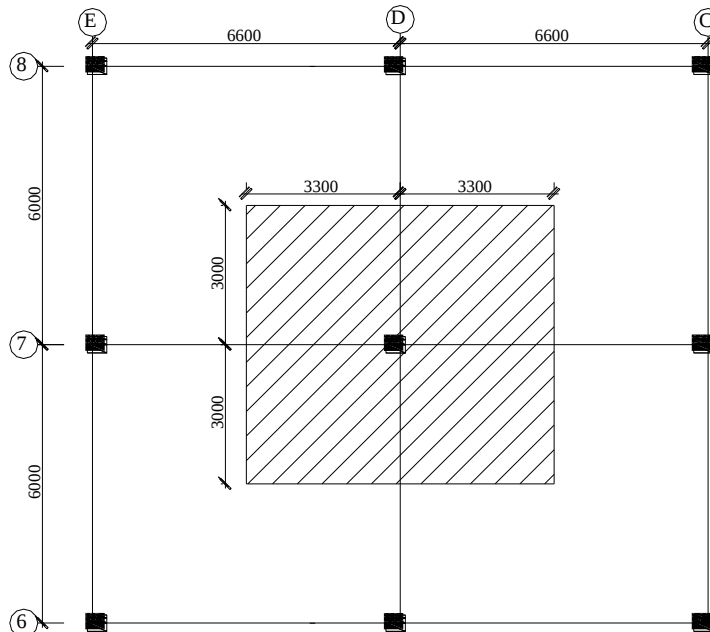
- Sơ bộ chọn c- ờng độ tính toán cột là $q = 1,5 \text{ T/m}^2$

$$N = n' q' s = 8' 1,5' 39,6 = 475,2 \text{ T}$$

$$F_c = \frac{KN}{R_n} = \frac{1.2 \cdot 475,2 \cdot 10^3}{145} = 3932,6 \text{ cm}^2$$

Chọn: $b_c = 400$; $h_c = 600$ mm (tầng 1, 3) C2

$b_c = 350$; $h_c = 500$ mm (tầng 4, 8) C1



***Cột đỡ mái che tầng 2 C3 : chọn $b_c = 220$ mm**

$$S = \frac{3,3}{2} \cdot (4 + 0,95) = 8,17 \text{ m}^2$$

Sơ bộ chọn c- ờng độ tính toán cột là $q = 1.5 \text{ T/m}^2$

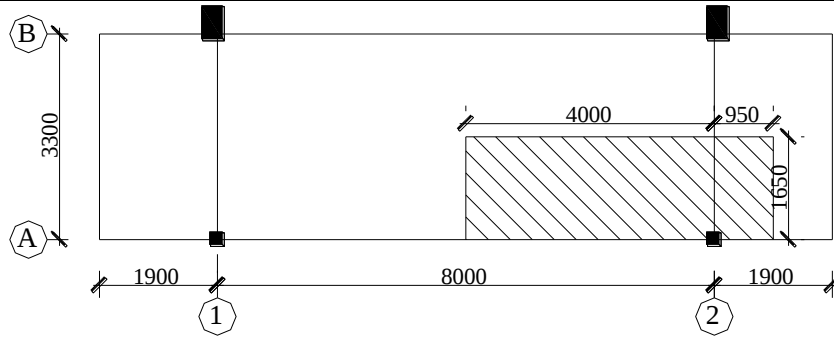
- Số tầng $n = 2$

$$N = n' \cdot q' \cdot s = 2 \cdot 1.5 \cdot 8,17 = 24,51 \text{ T}$$

$$F_c = \frac{KN}{R_n} = \frac{1.2 \cdot 24,51 \cdot 10^3}{145} = 202,84 \text{ cm}^2$$

$$h_c = \frac{F_c}{b_c} = \frac{202,84}{22} = 9,22 \text{ cm}$$

Chọn: $b_c = 220$; $h_c = 220$ mm



III/ TẢI TRỌNG

III.1. Tĩnh tải:

Dựa vào cấu tạo kiến trúc lớp sàn

$g_{tc} = \gamma \cdot \delta$ (kG/m²): tĩnh tải tiêu chuẩn.

$g_{tt} = n \cdot g_{tc}$ (kG/m²): tĩnh tải tính toán.

Trong đó: γ : trọng lượng riêng của vật liệu, tra theo TCVN 2737-1995.

n : hệ số vượt tải, tra theo TCVN 2737-1995.

- Đối với các ô sàn có tường đặt trực tiếp lên sàn không có dầm đỡ nên xem tải trọng đó phân bố lên sàn và phân bố đều.

Diện tích cửa: $D_c = \sum b_c \cdot h_c$ (m²). Với b_c , h_c : chiều rộng, chiều cao cửa.

Diện tích tường: $S_t = \sum b_t \cdot h_t$ (m²). Với b_t , h_t : chiều rộng, chiều cao tường

Tải trọng tường: $g_t = \gamma_c \cdot S_c \cdot n_c + \gamma_t \cdot (S_t - S_c) \cdot n_t + \gamma_{lc} \cdot l_{lc} \cdot n_{lc}$.

Với γ_{lc} : trọng lượng 1 m dài lan can trên sàn.

l_{lc} : chiều dài lan can có trên sàn.

n_c , n_t , n_{lc} : hệ số vượt tải tra theo TCVN 2737 -1995: $n_t=1,1$; $n_c=1,3$;

$n_{lc}=1,3$.

γ_c , γ_t , γ_{lc} : trọng lượng riêng của tường, cửa, lan can tra theo TCVN 2737-1995.

Kết quả tải trọng do cấu tạo sàn:

- *Sàn loại 1: Sàn phòng làm việc, phòng tiếp khách*

Cấu tạo sàn	Dày (m)	γ (kG/m ³)	G^{tc} (kG/m ²)	n	G^{tt} (kG/m ²)
-------------	------------	----------------------------------	----------------------------------	-----	----------------------------------

- Gạch lát nền Ceramic 300x300	0,02	2200	44	1,1	48,4
- Vữa lát nền	0,02	1600	32	1,3	41,6
- Sàn BTCT	0,15	2500	375	1,1	412,5
- Vữa trát trần	0,01	1600	16	1,3	20,8
Tổng cộng			467		523,3

Sàn loại 2: Sàn phòng vệ sinh:

Cấu tạo sàn	Dày (m)	γ (kG/m³)	G^{tc} (kG/m²)	n	G^{tt} (kG/m²)
- Gạch lát nền Ceramic 300x300	0,02	2200	44	1,1	48,4
- Vữa lát nền	0,02	1600	32	1,3	41,6
- Sàn BTCT	0,15	2500	375	1,1	412,5
- Vữa trát trần	0,01	1600	16	1,3	20,8
Tổng cộng			467		523,3

Sàn loại 3: Sàn hành lang, sàn có chiều dày bản 10cm

Cấu tạo sàn	Dày (m)	γ (kG/m³)	G^{tc} (kG/m²)	n	G^{tt} (kG/m²)
- Gạch lát nền Ceramic 300x300	0,02	2200	22	1,1	24,2
- Vữa lát nền	0,03	1600	48	1,3	62,4
- Sàn BTCT	0,1	2500	250	1,1	275
- Vữa trát trần	0,01	1600	16	1,3	20,8
Tổng cộng			336		382,4

Tải trọng do tường truyền lên sàn:

TẢI TRỌNG DO TƯỜNG , CỬA , LAN CAN TRUYỀN LÊN SÀN

Ô sàn	L1 (m)	L2 (m)	St (m ²)	Sc (m ²)	Lk (m)	γ_t (kG/m ²)	γ_c (kG/m ²)	γ_{lc} (kG/m)	G_{ts} (kG/m ²)
1	1,2	6,6	8,85	0	0	210	15	30	258,13
2	6	6,6	51,88	8	0	210	15	30	259,91
3	3	6	0	0	0	210	15	30	0
4	6	6,6	0	0	0	210	15	30	0
5	2,9	6	0	0	0	210	15	30	0
6	3,2	6	0	0	0	210	15	30	0
7	1,9	3,2	0	0	0	210	15	30	0
8	1,2	6,6	0	0	0	210	15	30	0
9	1,1	3	0	0	0	210	15	30	0
10	3,6	8	0	0	0	210	15	30	0
11	8	3,3	0	0	0	210	15	30	0

Tổng tĩnh tải tác dụng lên sàn:

Ô Sàn	Diện tích ô sàn (m ²)	Trọng lượng của sàn phân bố / 1m ² sàn (kG/m ²)	TL tường và cửa phân bố / 1m ² sàn (kG/m ²)	Tổng tĩnh tải p.bố/ 1m ² sàn (kG/m ²)
1	7,92	382,4	258,13	640,53
2	39,6	523,3	259,91	783,21
3	21,6	382,4	0	382,4
4	39,6	523,3	0	523,3
5	13,6	382,4	0	382,4
6	26,4	382,4	0	382,4
7	6,08	382,4	0	382,4
8	7,92	382,4	0	382,4
9	3,3	382,4	0	382,4
10	28,8	382,4	0	382,4

11	26,4	382,4	0	523,3
----	------	-------	---	-------

III.2 Hoạt tải sàn:

- p_{tc} (kG/m²): hoạt tải tiêu chuẩn, tra theo TCVN 2737-1995.
- $p_{tt} = p_{tc} \cdot n$ (kG/m²): hoạt tải tính toán.

Với n : hệ số vượt tải, tra theo TCVN 2737-1995.

Sàn loại A: Phòng làm việc, phòng vệ sinh: 200kG/m²

Sàn loại B: Ban công, Lôgia: 200 kG/m².

Sàn loại C: Hành lang, sảnh, phòng giải lao: 300 kG/m².

Hệ số vượt tải từng loại theo bảng tính.

Kết quả hoạt tải tác dụng lên sàn:

Ô Sàn	Loại Sàn	Diện Tích	Hoạt tải tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	Hoạt tải tính toán từng loại sàn
		(m ²)	(kG/m ²)		(kG/m ²)
1	A	7,92	200	1,3	260
2	A	39,6	200	1,3	260
3	C	18	300	1,2	360
4	A	39,6	200	1,3	260
5	C	17,4	300	1,2	360
6	A	19,2	200	1,3	260
7	A	6,08	200	1,3	260
8	A	7,92	200	1,3	260
9	C	3,3	300	1,2	360
10	C	18	300	1,2	360
11	A	39,6	300	1,3	260

III.3. Tổng tải trọng tác dụng lên sàn:

TỔNG TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN SÀN

Ô sàn	Tĩnh tải	Hoạt tải	Tổng tải trọng
	(kG/m ²)	(kG/m ²)	(kG/m ²)
1	640,53	260	900,53
2	783,21	260	1043,21
3	382,4	360	742,4
4	523,3	260	783,3
5	382,4	360	742,4
6	382,4	260	642,4
7	382,4	260	642,4
8	382,4	260	642,4
9	382,4	360	742,4
10	382,4	360	742,4
11	382,4	360	742,4

CHƯƠNG III: TÍNH TOÁN SÀN TẦNG 3.

I. PHƯƠNG ÁN SÀN:

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

Ta xét các phương án sàn sau:

Sàn sườn toàn khối:

Cấu tạo bao gồm hệ dầm và bản sàn.

Ưu điểm: Tính toán đơn giản, dễ đọc sử dụng phổ biến ở nước ta với công nghệ thi công phong phú nên thuận tiện cho việc lựa chọn công nghệ thi công.

Nhược điểm: Chiều cao dầm và độ võng của bản sàn rất lớn khi vượt khẩu độ lớn, dẫn đến chiều cao tầng của công trình lớn nên gây bất lợi cho kết cấu công trình khi chịu tải trọng ngang và không tiết kiệm chi phí vật liệu nhúng hiệu quả với công trình thấp tầng.

Sàn ô cờ:

Cấu tạo gồm hệ dầm vuông góc với nhau theo hai phương, chia bản sàn thành các ô bản kê bốn cạnh có nhịp bé, theo yêu cầu cấu tạo khoảng cách giữa các dầm không quá 2m.

Ưu điểm: Tránh đ- ọc có quá nhiều cột bên trong nên tiết kiệm đ- ọc không gian sử dụng và có kiến trúc đẹp , thích hợp với các công trình yêu cầu thẩm mỹ cao và không gian sử dụng lớn nh- hội tr- ờng, câu lạc bộ.

Nh- ược điểm: Không tiết kiệm, thi công phức tạp. Mặt khác, khi mặt bằng sàn quá rộng cần phải bố trí thêm các dầm chính. Vì vậy, nó cũng không tránh đ- ọc những hạn chế do chiều cao dầm chính phải cao để giảm độ vồng.

Sàn không dầm (sàn nắm):

Cấu tạo gồm các bản kê trực tiếp lên cột.

Ưu điểm:

- Chiều cao kết cấu nhỏ nên giảm đ- ọc chiều cao công trình
- Tiết kiệm đ- ọc không gian sử dụng
- Dễ phân chia không gian
- Thích hợp với những công trình có khẩu độ vừa ($6 \div 8$ m)

Nh- ược điểm:

Tính toán phức tạp không hiệu quả với công trình thấp tầng

Kết luận:

Căn cứ vào:

- Đặc điểm kiến trúc và đặc điểm kết cấu, tải trọng của công trình
- Cơ sở phân tích sơ bộ ở trên
- Đ- ọc sự đồng ý của thầy giáo h- ớng dẫn

Em lựa chọn ph- ơng án sàn s- ờn toàn khối.

Hệ kết cấu chịu lực:

Nh- đã nói ở trên em đã chọn hệ kết cấu khung giằng(khung và vách cứng)

II. PH- ƠNG PHÁP TÍNH TOÁN HỆ KẾT CẤU:

1. Sơ đồ tính:

Sơ đồ tính là hình ảnh đơn giản hoá của công trình, đ- ọc lập ra chủ yếu nhằm hiện thực hoá khả năng tính toán các kết cấu phức tạp. Nh- vậy với cách tính thủ công, ng- ời thiết kế buộc phải dùng các sơ đồ tính toán đơn giản, chấp nhận việc chia cắt kết cấu thành các phần nhỏ hơn bằng cách bỏ qua các liên kết không gian. Đồng thời sự làm việc của vật liệu cũng đ- ọc đơn giản hoá, cho rằng nó làm việc trong giai đoạn đàn hồi, tuân theo định luật Hooke. Trong giai đoạn hiện nay, nhờ sự phát triển mạnh mẽ của máy tính điện tử, đã có những thay đổi quan trọng trong cách nhìn nhận ph- ơng pháp tính toán công trình. Khuynh h- ớng đặc thù hoá và đơn giản hoá các tr- ờng hợp riêng lẻ đ- ọc thay thế bằng

khuyh h- óng tổng quát hoá. Đồng thời khối l- ợng tính toán số học không còn là một trở ngại nữa. Các ph- ơng pháp mới có thể dùng các sơ đồ tính sát với thực tế hơn, có thể xét tới sự làm việc phức tạp của kết cấu với các mối quan hệ phụ thuộc khác nhau trong không gian.

Với độ chính xác cho phép và phù hợp với khả năng tính toán hiện nay, đồ án này sử dụng sơ đồ tính toán hai chiều (phẳng). Hệ kết cấu gồm hệ dầm sàn BTCT toàn khối liên kết với lõi thang máy và các cột.

Tải trọng và tác động đ- ợc lấy theo TCVN 2737-1995

2. Tải trọng:

Tải trọng đứng:

- Gồm trọng l- ợng bản thân kết cấu và các hoạt tải tác dụng lên sàn, mái.

+ Tải trọng tác dụng lên sàn, kể cả tải trọng các t- ờng ngăn (dày 110mm), thiết bị, t- ờng nhà vệ sinh, thiết bị vệ sinh, đều qui về tải phân bố đều trên diện tích ô sàn.

+ Tải trọng tác dụng lên dầm do sàn truyền vào, do t- ờng bao trên dầm (220mm), coi phân bố đều trên dầm.

Tải trọng ngang:

- Gồm tải trọng gió và tải trọng động đất đ- ợc tính theo Tiêu chuẩn tải trọng và tác động TCVN 2737-95.

- Do chiều cao công trình (tính từ mặt đài móng đến cốt mái tum) là $H=33.2m < 40m$ nên căn cứ Tiêu chuẩn ta không phải tính thành phần động của tải trọng gió và tải trọng động đất.

3. Nội lực và chuyển vị:

- Để xác định nội lực và chuyển vị, sử dụng ch- ơng trình tính kết cấu SAP2000. Đây là một ch- ơng trình tính toán kết cấu rất mạnh hiện nay và đ- ợc ứng dụng khá rộng rãi để tính toán KC công trình. Ch- ơng trình này tính toán dựa trên cơ sở của ph- ơng pháp phần tử hữu hạn, sơ đồ đàn hồi.

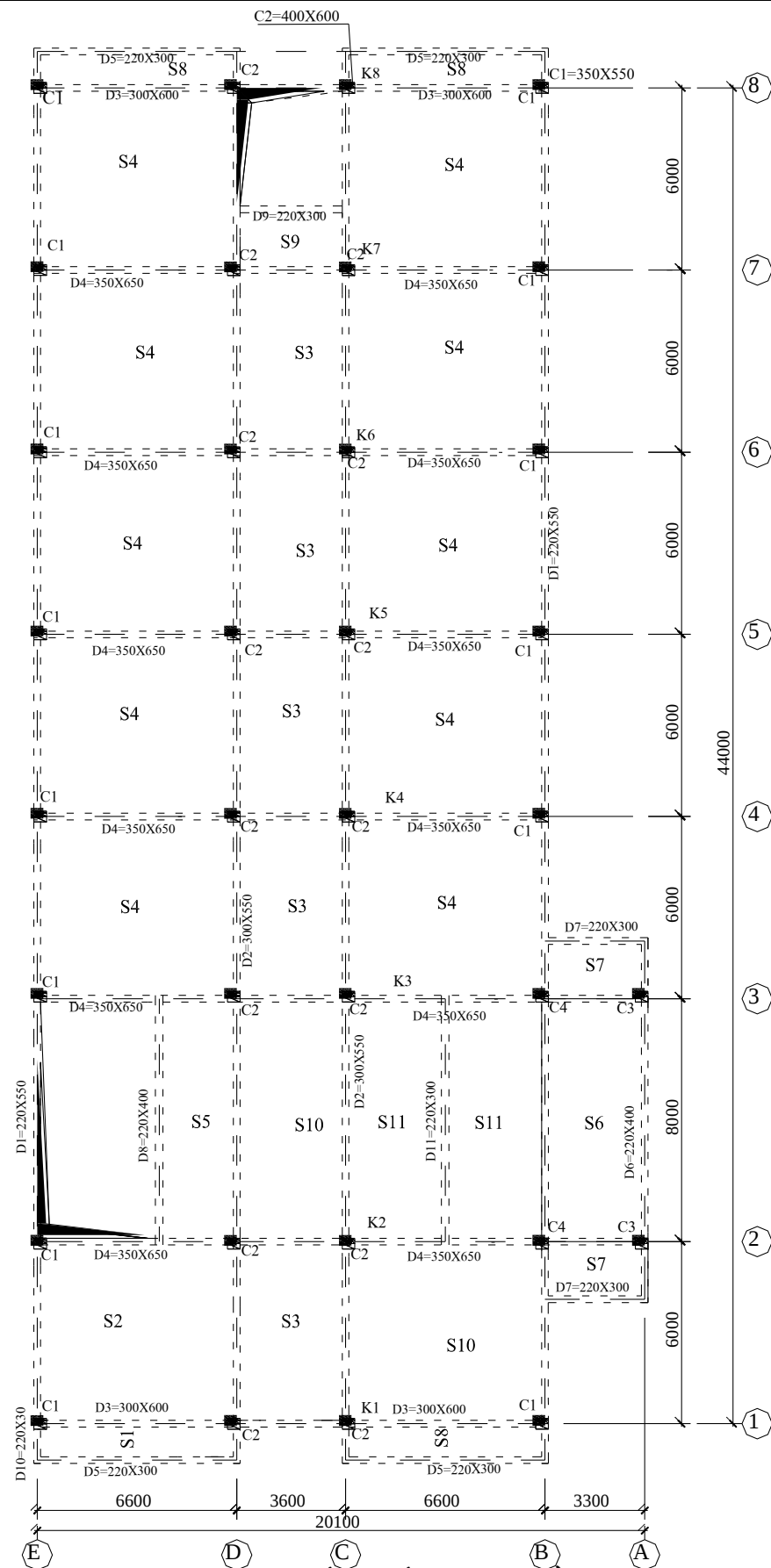
- Lấy kết quả nội lực và chuyển vị ứng với từng ph- ơng án tải trọng.

III. Tính toán chi tiết các ô sàn:

Kích th- ớc các ô sàn:

Tên bản	Số l- ợng ô	Cạnh ngắn l_1 (m)	Cạnh dài l_2 (m)	Tỉ số l_2/l_1	Sơ đồ tính
---------	-------------	------------------------	--------------------	-----------------	---------------

S1	1	1,2	6,6	5,5	Bản dầm
S2	1	6	6,6	1,1	Bản kê
S3	5	3,6	6	1,66	Bản kê
S4	11	6	6,6	1,1	Bản kê
S5	1	1,7	8	4,7	Bản dầm
S6	1	3,3	8	2,4	Bản dầm
S7	2	1,9	3,3	1,7	Bản kê
S8	3	1,2	6,6	5,5	Bản dầm
S9	1	1,1	3,3	3	Bản dầm
S10	10	3,6	8	2,2	Bản dầm
S11	11	3,3	8	2,4	Bản dầm



MẶT BẰNG KẾT CẤU SÀN TẦNG 3

* Cơ sở tính toán :

1. Bảng tổ hợp tính toán.

2. TCVN 2737 - 1995 : Tiêu chuẩn thiết kế bê tông cốt thép.

3. Hồ sơ kiến trúc công trình.

* Một số qui định đối với việc chọn và bố trí cốt thép :

- Hàm l- ợng thép hợp lý $= m_{\max} \ 0.3\%-0.9\%$, $m_{\min} = 0.05\%$

- Thép chịu lực : $d < h_b/10$, mỗi ô chỉ dùng 1 loại thanh, nếu dùng 2 loại thanh thép có đ- ờng kính khác nhau nh- ng đ- ờng kính chênh nhau không quá 2 mm

- Khoảng cách giữa các cốt chịu lực là $a = 7-20\text{cm}$

- Chiều dày lớp bảo vệ : $t > d, t_0$

với cốt dọc $t_0 = 10 \text{ mm}$ trong bản có $h \leq 100 \text{ mm}$

15 mm trong bản có $h > 100 \text{ mm}$

với cốt cấu tạo $t_0 = 10 \text{ mm}$ khi $h < 250 \text{ mm}$

15 mm khi $h \geq 250 \text{ mm}$

Theo bản vẽ mặt bằng kết cấu thì hầu hết các ô bản đều ở dạng bản kê bốn cạnh liên tục. Việc tính toán các ô sàn liên tục làm việc theo 2 ph- ơng chủ yếu là tính toán 1 ô sàn với điều kiện liên kết ngàm 4 cạnh.

* Số liệu tính toán :

Bê tông sàn B25 có $R_b = 145 \text{ KG/cm}^2$; $R_k = 10,5 \text{ KG/cm}^2$; $E_b = 30 \times 10^3 \text{ MPA} = 30 \times 10^4 \text{ KG/cm}^2$

Cốt thép CI có $R_s = 2250 \text{ KG/cm}^2$; $R_{sc} = 2250 \text{ KG/cm}^2$; $E_s = 21 \times 10^5 \text{ KG/cm}^2$

Cốt thép CII có $R_s = 2800 \text{ KG/cm}^2$; $R_{sc} = 2800 \text{ KG/cm}^2$; $R_{sw} = 2250 \text{ KG/cm}^2$; $E_s = 21 \times 10^5 \text{ KG/cm}^2$.

- Chiều dày bản là $h = 15 \text{ cm}$ chọn lớp bảo vệ $a = 3 \text{ cm}$ vậy chiều cao làm việc của cốt thép là $h_0 = 15 - 3 = 12 \text{ cm}$

- Chiều dày bản là $h = 10 \text{ cm}$ chọn lớp bảo vệ $a = 2 \text{ cm}$ vậy chiều cao làm việc của cốt thép là $h_0 = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$

1 Tính toán nội lực cho bản kê 4 cạnh

a. Tính ô sàn S_1 : (1,2 x 6.6) m

Khi tỉ số $\frac{l_2}{l_1} > 2$ Bản loại dầm

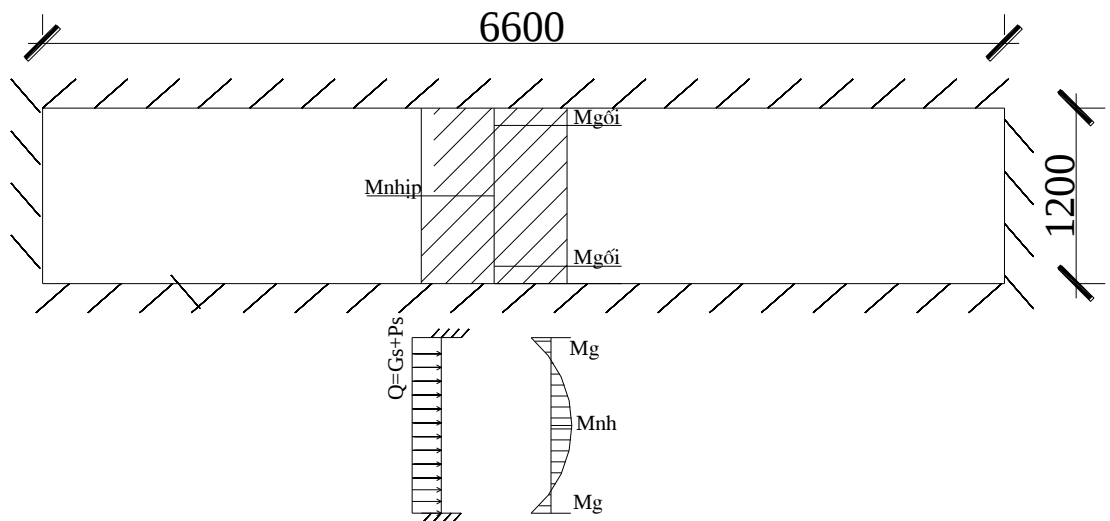
Tuỳ theo sơ đồ liên kết ở hai đầu bản mà ta áp dụng công thức của cơ học kết cấu phù hợp để xác định mômen và lực cắt tại gối và nhịp của mỗi ô bản.

- ở đây em dùng sơ đồ đàn hồi: ô bản d- ọc liên kết cứng ở hai đầu theo ph- ơng cạnh ngắn l1. Cắt dải bản rộng 1(m) theo ph- ơng cạnh ngắn để tính toán.

- Xét tỷ số : $\frac{l_2}{l_1} = \frac{6,6}{1,2} = 5,5 > 2$

- Sơ đồ tính toán: (hình vẽ).

- Cắt dải bản rộng 1(m) theo ph- ơng cạnh ngắn để tính toán. Ta có:



$$M_g = - \frac{ql^2}{12} = - \frac{(g_s + p_s) \cdot l^2}{12}$$

$$M_{nh} = \frac{ql^2}{24} = \frac{(g_s + p_s) \cdot l^2}{24}$$

Trong đó: $q = 900,3 \text{ (KG/m)}$.

- Mômen tính toán ở gối và nhịp là:

$$M_g = - \frac{900,3 \cdot 1,2^2}{12} = -108,04 \text{ (KG.m)}$$

$$M_{nh} = \frac{900,3 \cdot 1,2^2}{24} = 54,02 \text{ (KG.m)}$$

Tính thép cho ô bản $S_8(1,8 \times 5,4 \text{ m})$

* Tính thép ở gối:

Mômen gối $M_g = 108,04 \text{ KGm} = 10804 \text{ KGcm}$

$$a_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{10804}{145' 100' 10^2} = 0,0074$$

$$x = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2a_m} \right) = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0074} \right) = 0,996$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot x \cdot h_0} = \frac{10804}{2800 \cdot 0,996 \cdot 10} = 0,387 \text{ cm}^2$$

Chọn cốt thép $f 8 \text{ a}150$ có $A_s = 3,35 \text{ (cm}^2\text{)}$

$$m = \frac{A_s}{bh_0} \cdot 100\% = \frac{3.35}{100' 10} \cdot 100\% = 0.335\% > m_{\min} = 0,05\%$$

*** Tính thép ở nhịp:**

Mômen nhịp $M_{nh} = 54,02 \text{ KGm} = 5402 \text{ KGcm}$

$$a_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{5402}{145' 100' 10^2} = 0,0073$$

$$x = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2a_m} \right) = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0073} \right) = 0,962$$

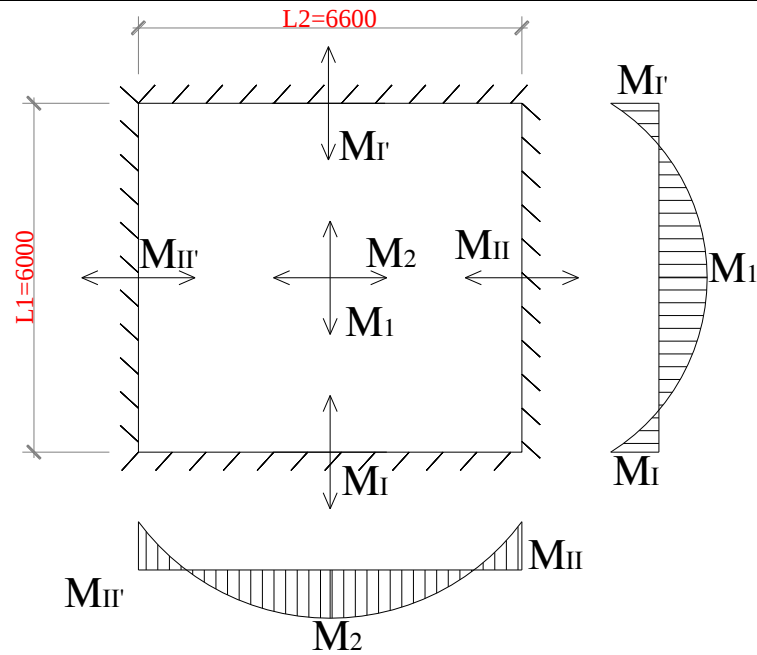
$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot x \cdot h_0} = \frac{5402}{2800 \cdot 0,962 \cdot 10} = 0,201 \text{ cm}^2$$

Chọn cốt thép $f 8 \text{ a}150$ có $A_s = 3.35 \text{ (cm}^2\text{)}$

$$m = \frac{A_s}{bh_0} \cdot 100\% = \frac{3.35}{100' 10} \cdot 100\% = 0.335\% > m_{\min} = 0,05\%$$

b. Tính ô sàn $S_2 : (6 \times 6) \text{ m}$

*** Tính nội lực:**



Xét tỉ số: $\frac{l_2}{l_1} = \frac{6,6}{6} = 1,1 < 2$ ô bản làm việc 2 ph-ong

$$l_{02} = l_2 - b_{300} = 6600 - 300 = 6300$$

$$l_{01} = l_1 - b_{300} = 6000 - 300 = 5700$$

$$r = \frac{l_{02}}{l_{01}} = \frac{6300}{5700} = 1,105$$

Vậy bản làm việc 2 ph-ong, tính theo bản kê 4 cạnh. Dự kiến cốt thép lớp d-ới đặt đều ($l_k=0$), các mômen trong bản quan hệ bởi biểu thức:

- Công thức tính mômen ô sần:

$$(1) \quad \frac{ql_{01}^2(3l_{02} - l_{01})}{12} = (2M_1 + M_I + M_{I'})l_{02} + (2M_2 + M_{II} + M_{II'})l_{01}$$

- Từ $r = 1.105$ tra bảng (phụ lục 17 sách Kết Cấu Bê tông Cốt thép phần cấu kiện cơ bản) chọn tỉ số nội lực giữa các tiết diện:

$$a_1=0.0208; a_2=0.0121; b_1=0.0475; b_2=0.0276$$

$$\frac{M_1}{M_2} = 1.719 \quad \frac{M_I}{M_1} = 2.284 \quad \frac{M_{II}}{M_2} = 2.281$$

$$M_2 = 1/1.719 M_1 = 0.582 M_1$$

$$M_I = 2.284 M_1 = M_I'$$

$$M_{II} = 2.281 M_{II}'$$

- Thay các giá trị vào(1):

$$\frac{1043,21' \cdot 5,7^2 (3' \cdot 6,3 - 5,7)}{12} =$$

$$= \frac{(2 + 2.284 + 2.284) \cdot 6,3 + (2 \cdot 0.582 + 2.281 + 2.281) \cdot 5,7}{12} M_1$$

$$\Rightarrow M_1 = 303,71 \text{ KGm}$$

$$M_2 = 176,75 \text{ KGm}$$

$$M_I = M_I' = 693,67 \text{ KGm}$$

$$M_{II} = M_{II}' = 692,76 \text{ KGm}$$

* Tính cốt thép:

Tính hệ số :

$$a_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}$$

Nội lực tính theo sơ đồ hình thành khớp dẻo nên phải kiểm tra điều kiện hạn

chế: $a_m \leq a_{pl} = 0.255$

Lấy dải bản $b = 1\text{m}$

Tính thép ở nhịp:

* Mômen d- ứng theo ph- ứng ngắn $M_1 = 303,71 \text{ KGm} = 30371 \text{ KGcm}$

$$a_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{30371}{145' \cdot 100' \cdot 12^2} = 0,145 < a_{pl} = 0,255$$

$$x = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2a_m} \right) = 0,5 \left(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,145} \right) = 0,921$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot x \cdot h_0} = \frac{30371}{2800 \cdot 0,921 \cdot 12} = 0,981 \text{ cm}^2$$

Chọn cốt thép $f_8 \text{ a}200$ có $A_s = 2,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

$$m = \frac{A_s}{bh_0} \cdot 100\% = \frac{2.5}{100'10} \cdot 100\% = 0.25\% > m_{\min} = 0.05\%$$

* Mômen $M_2 = 176,75 \text{ KGm} = 17675 \text{ KGcm}$

$$a_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{17675}{145'100'12^2} = 0,0084 < a_{pl} = 0,255$$

$$x = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2a_m}) = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0084}) = 0,0,996$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot x \cdot h_0} = \frac{17675}{2800 \cdot 0,996 \cdot 12} = 0.528 \text{ cm}^2$$

Chọn cốt thép $f 8 \text{ a}200$ có $A_s = 2,5 \text{ (cm}^2\text{)}$

$$m = \frac{A_s}{bh_0} \cdot 100\% = \frac{2.5}{100'10} \cdot 100\% = 0.25\% > m_{\min} = 0.05\%$$

Tính thép ở gối:

* Mômen $M_I = 693,67 \text{ KGm} = 69367 \text{ KGcm}$

$$a_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{69367}{145'100'12^2} = 0,0332 < a_{pl} = 0,255$$

$$x = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2a_m}) = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0332}) = 0,983$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot x \cdot h_0} = \frac{69367}{2800 \cdot 0,983 \cdot 12} = 2,1 \text{ cm}^2$$

Chọn cốt thép $f 8 \text{ a}150$ có $A_s = 3,35 \text{ (cm}^2\text{)}$

$$m = \frac{A_s}{bh_0} \cdot 100\% = \frac{3.35}{100'12} \cdot 100\% = 0,279\% > m_{\min} = 0.05\%$$

* Mômen $M_{II} = 692,76 \text{ KGm} = 69276 \text{ KGcm}$

$$a_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{69276}{145'100'12^2} = 0,0331 < a_{pl} = 0,255$$

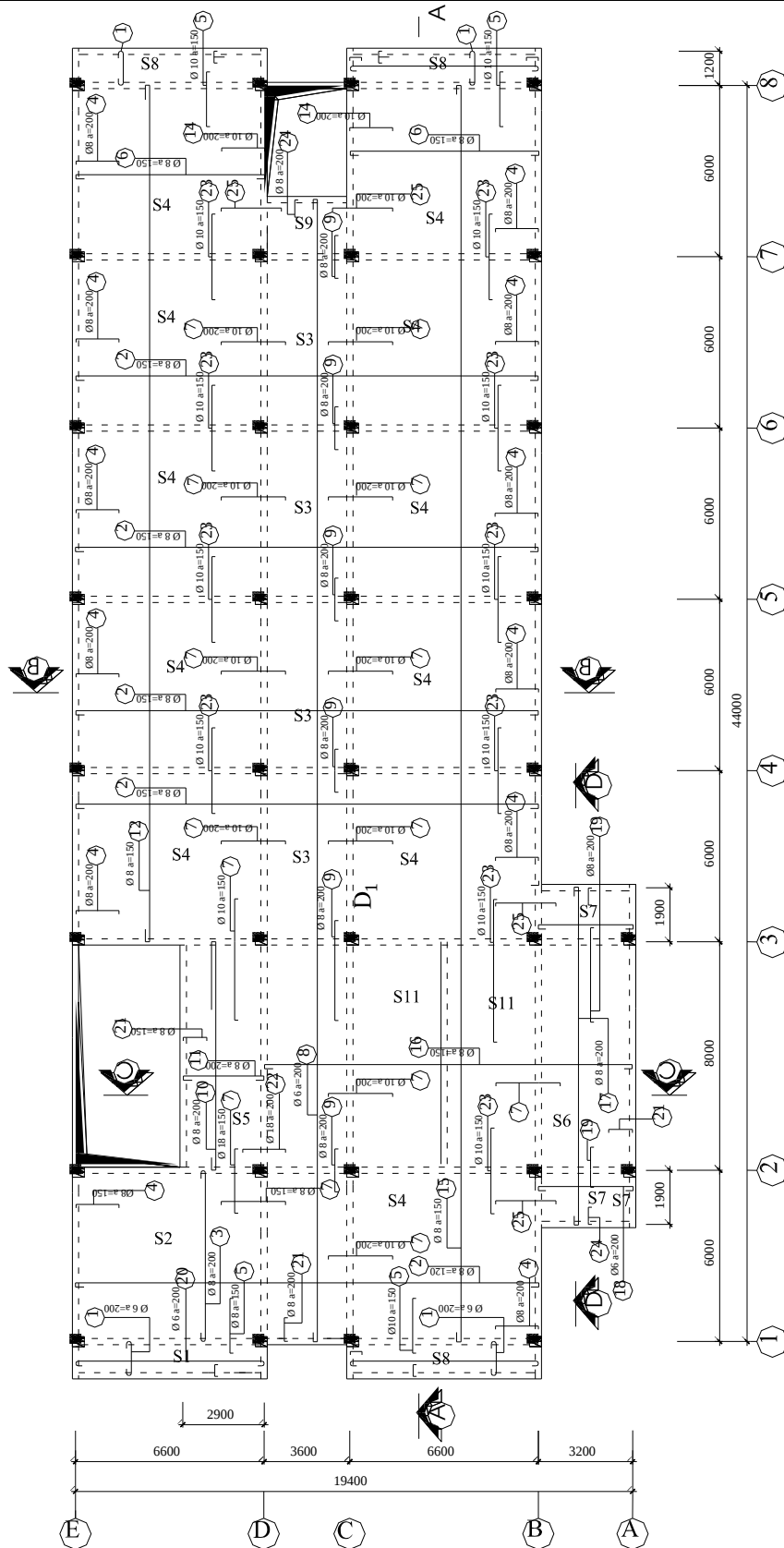
$$x = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2a_m}) = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0331}) = 0,983$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot x \cdot h_0} = \frac{69276}{2800 \cdot 0,983 \cdot 12} = 2,097 \text{ cm}^2$$

Chọn cốt thép $f 8 \text{ a}150$ có $A_s = 3,35 \text{ (cm}^2\text{)}$

c. Các ô sàn còn lại tính toán tự.

Mặt bằng bố trí thép sàn tầng 3

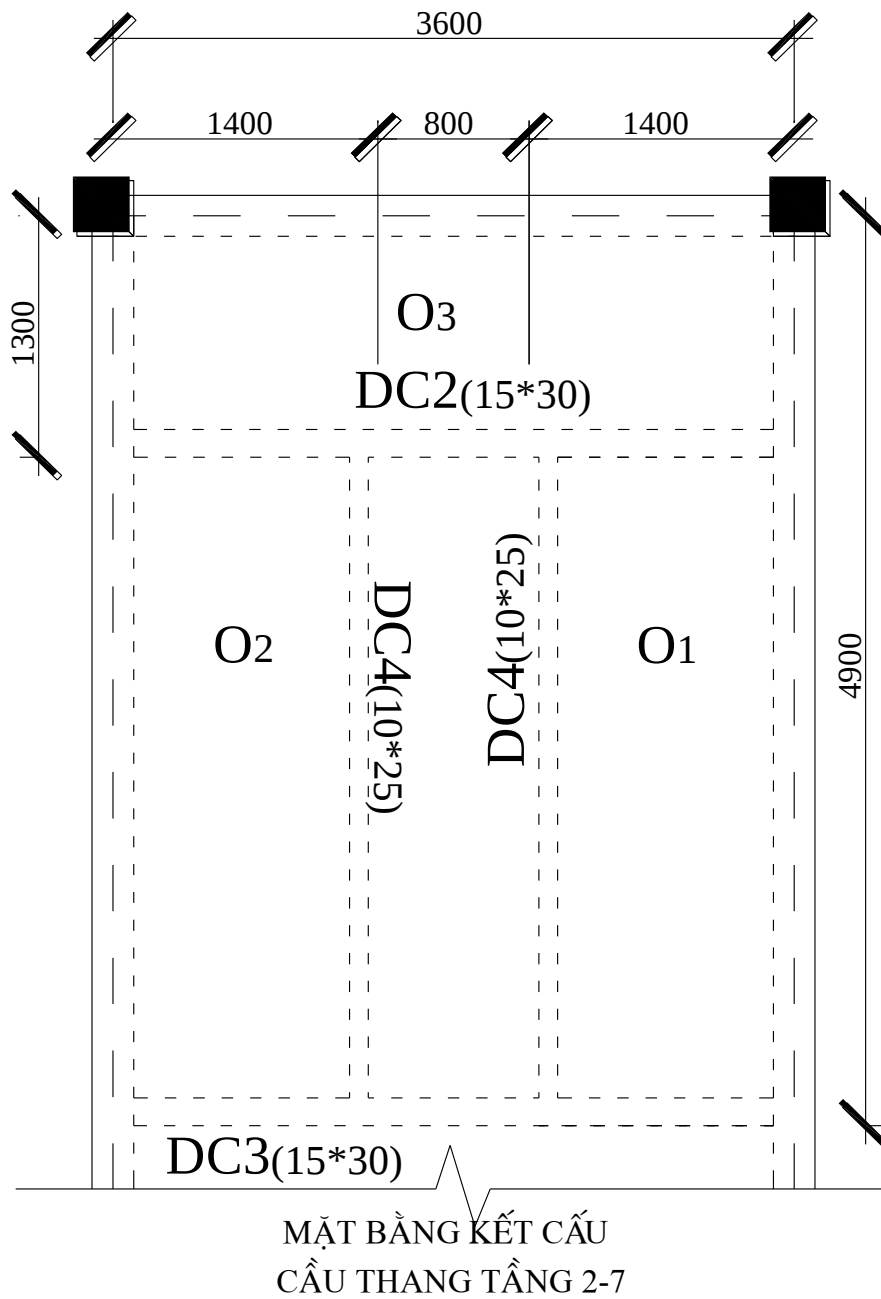


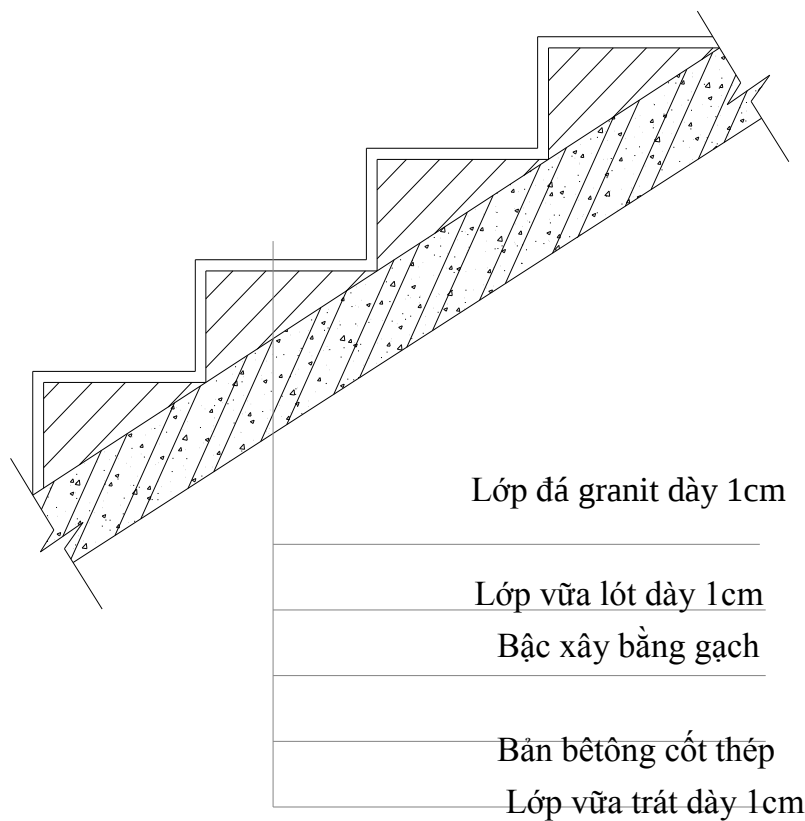
MẶT BẰNG BỐ TRÍ THÉP TẦNG 3

CHƯƠNG IV: CẦU THANG

TÍNH TOÁN CẦU THANG (dạng cốn).

1. MẶT BẰNG CẦU THANG :





Chọn kích thước sơ bộ:

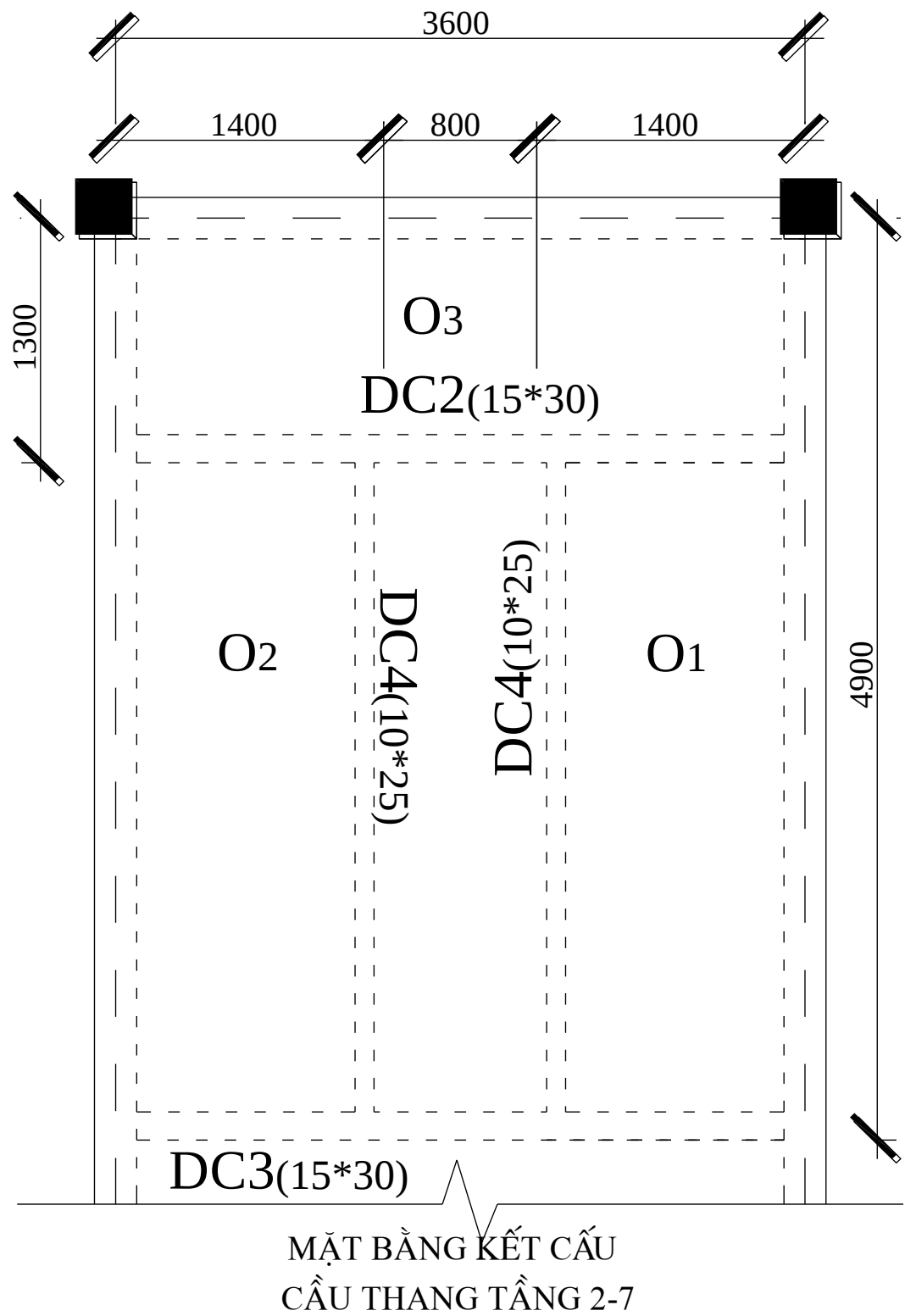
Chiều rộng bậc : 300mm. Chiều cao bậc: 150 mm

$$\operatorname{Tg} \alpha = \frac{150}{300} = 0,5, \operatorname{Cos} \alpha = 0,894 \Rightarrow \alpha = 26,57^\circ$$

-Chọn chiều dày bản $h_b = 8\text{cm}$, Lớp bảo vệ $a = 2\text{cm}$.

– Chọn kích thước sơ bộ cốt DC4 và DC5 là 10x20

- Chọn kích thước sơ bộ dầm chịu nghỉ DC2 và dầm chịu tới DC3, DC1 là 15x30



1.1. Phân tích sự làm việc của kết cấu cầu thang :

- Ô1, ô2 : bản thang liên kết ở 4 cạnh : tường, cốn DC4, dầm chiếu nghỉ DC2, chiếu tới DC3.
- Ô3 : bản chiếu nghỉ : liên kết ở 4 cạnh : tường và dầm chiếu nghỉ DC2
- Cốn DC4 : liên kết ở hai đầu gối lên dầm chiếu nghỉ DC2 , dầm chiếu tới DC3.

1.2. Tính toán tải trọng :**1.2.1. Bản thang ô1, ô2: (đơn vị tải trọng : KG/m²).****a) Tĩnh tải :**

+Lớp đá mài đứng và nằm dày 1cm:

$$g_1 = n \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \frac{b+h}{\sqrt{b^2+h^2}} = 1,1 \cdot 1800 \cdot 0,01 \cdot \frac{0,3+0,15}{\sqrt{0,3^2+0,15^2}} = 26,56 \text{ kG/m}^2$$

+Lớp vữa lót:

$$g_2 = n \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \frac{b+h}{\sqrt{b^2+h^2}} = 1,1 \cdot 1600 \cdot 0,01 \cdot \frac{0,3+0,15}{\sqrt{0,3^2+0,15^2}} = 23,61 \text{ kG/m}^2$$

+Trọng lượng bậc xây:

$$g_3 = n \cdot \gamma \cdot \frac{b \cdot h}{2 \cdot \sqrt{b^2+h^2}} = 1,1 \cdot 1800 \cdot \frac{0,3 \cdot 0,15}{2 \cdot \sqrt{0,3^2+0,15^2}} = 132,82 \text{ kG/m}^2$$

+ Đan BTCT dày 8 cm.

$$g_4 = n \cdot \gamma \cdot \delta = 1,1 \cdot 2500 \cdot 0,08 = 220 \text{ kG/m}^2$$

+ Vữa trát dày 1cm:

$$g_5 = 1,1 \cdot 1600 \cdot 0,01 = 17,6 \text{ kG/m}^2.$$

Tổng tĩnh tải : $g_b = 26,56 + 23,61 + 132,82 + 220 + 17,6 = 420,59 \text{ kG/m}^2$

b)Hoạt tải: $q = n \cdot q^{tc} = 1,2 \cdot 300 = 360 \text{ kG/m}^2$.

Tổng tải trọng tác dụng theo phương đứng phân bố trên 1m² bản:

$$q_1 = g_b + q \cdot \cos \alpha = 420,59 + 360 \cdot 0,894 = 742,43 \text{ KG/m}^2.$$

1.2.2. Sàn chiếu nghỉ ô3:**a) Tĩnh tải :**

+ Lớp đá mài Granito : $g_1 = n \cdot \gamma \cdot \delta$

$$g_1 = 1,1 \cdot 1800 \cdot 0,01 = 19,8 \text{ KG/m}^2.$$

+ Lớp vữa lót dày 2cm: $g_2 = n \cdot \gamma \cdot \delta$

$$g_2 = 1,3 \cdot 1600 \cdot 0,02 = 41,6 \text{ KG/m}^2.$$

+ Lớp bản BTCT dày 8cm: $g_3 = n \cdot \gamma \cdot \delta$

$$g_3 = 1,1.2500.0,08 = 220 \text{ KG/m}^2.$$

+ Lớp vữa trát mặt dưới : $g_4 = n.\gamma.\delta$

$$g_4 = 1,3.1600.0,01 = 20,8 \text{ KG/m}^2.$$

Tổng cộng tĩnh tải : $g = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 = 19,8 + 41,6 + 220 + 20,8 = 302,2 \text{ KG/m}^2.$

b) Hoạt tải : $p = n.p^{tc}$

$$P = 1,2.300 = 360 \text{ KG/m}^2.$$

$\Rightarrow$ Tổng tải trọng theo phương thẳng đứng phân bố trên 1m^2 bản : $q_2 = g + p.$

$$q = 302,2 + 360 = 662,2 \text{ KG/m}^2.$$

1.3. Tính nội lực và cốt thép bản :

1.3.1. Bản thang ô1, ô2 :

$$l_1 = 1,4\text{m}. l_2 = \frac{l_{2n}}{\cos \alpha} = \frac{3,6}{0,894} = 4,027.$$

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{4,027}{1,4} = 2,876$$

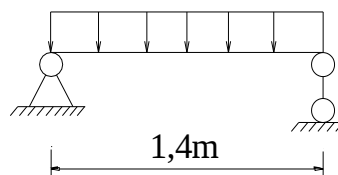
Tính toán theo bản dầm.

Tải trọng quy về phương vuông góc với mặt bản:

$$q^* = q_1.\cos \alpha = 742,43.0,894 = 663,73 \text{ KG/m}^2$$

Cắt dải bản rộng 1m theo phương cạnh ngắn (vuông góc cạnh dài) xem như 1 dầm.

Sơ đồ làm việc của dầm:



$$M_{nh} = \frac{q \cdot l_1^2}{8} = \frac{663,73.1,4^2}{8} = 162,6 \text{ KG.m}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b.b.h_o^2} = \frac{16260}{145.100.6^2} = 0,031$$

$$\Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{1 - 2.\alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2.0,031}}{2} = 0,984.$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M}{\zeta.R_s.h_o} = \frac{16260}{0,984.2250.6} = 1,224 \text{ cm}^2.$$

Chọn $\phi 6$ có $f_a = 0,283 \text{ cm}^2$.

Khoảng cách giữa các thanh thép: $a^{TT} = \frac{f_a \cdot 100}{A_s} = \frac{0,283 \cdot 100}{1,224} = 23,12 \text{ cm}$.

chọn $a = 150 \text{ mm}$. $\Rightarrow A_{b\text{ôtrê}} = \frac{0,283 \cdot 100}{15} = 1,88 \text{ cm}^2$

Hàm lượng cốt thép: $\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{1,88}{100 \cdot 6} \cdot 100 = 0,313\%$

Thép mũ cầu tạo lấy $\phi 8$ $a = 200 \text{ mm}$.

1.3.2. Sàn chiếu nghỉ ô3 :

Tỉ số $\frac{l_2}{l_1} = \frac{3,6}{1,3} = 2,8 > 2$.

Tính toán theo bản dầm.

Tải trọng tác dụng lên sàn chiếu nghỉ: $q = 662,2 \text{ KG/m}^2$.

Cắt dải bản rộng 1 m theo phương cạnh ngắn (vuông góc cạnh dài) xem như 1 dầm

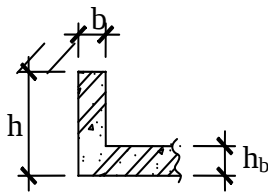
$$M_{nh} = \frac{q \cdot l_1^2}{8} = \frac{662,2 \cdot 1,3^2}{8} = 139,89 \text{ KG.m.}$$

Cách tính toán thép tương tự với cách tính thép bản thang. Kết quả chọn thép như sau:

Chọn $\phi 6$ $a = 150 \text{ mm}$.

Thép mũ cầu tạo $\phi 8$ $a = 200 \text{ mm}$.

1.4. Tính nội lực và cốt thép trong cốn (DC4) :



(Mặt cắt

1.4.1. Xác định tải trọng : (đơn vị : kg/m).

-Trọng lượng phần bê tông: $g_{bt} = 1,1 \cdot 2500 \cdot 0,1 \cdot (0,25 - 0,08) = 46,75 \text{ kG/m}$

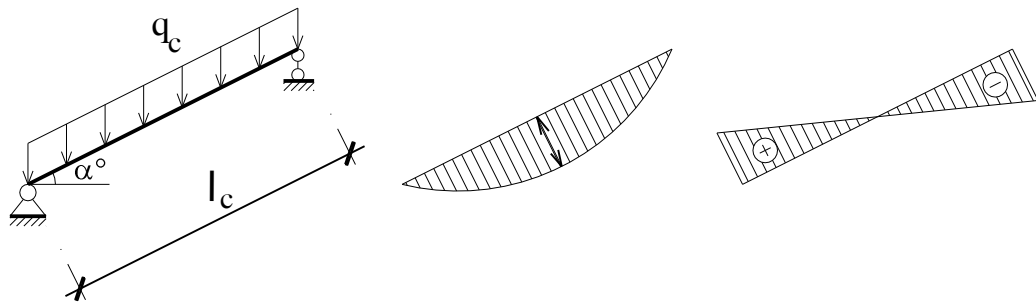
-Trọng lượng do lớp trát: $g_{tr} = 1,3 \cdot 1600 \cdot 0,01 \cdot (0,1 + 2 \cdot 0,25 - 0,08) = 10,82 \text{ kG/m}$.

-Trọng lượng do ô bản truyền vào: $q = q_b.l_1/2 = 742,43.1,4/2 = 519,7 \text{ kG/m}$.

-Trọng lượng lan can: $q_{lc} = 1,2.20 = 24 \text{ kG/m}$.

Tổng cộng: $q_c = 46,75 + 10,82 + 519,7 + 24 = 601,27 \text{ kG/m}$.

Sơ đồ tính :



$$M_{\max} = \frac{1}{8} q_c \cdot l_c^2 \cdot \cos \alpha \quad Q_{\max} = \frac{1}{2} q_c \cdot l_c \cdot \cos \alpha$$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \cdot 601,27 \cdot 4,027^2 \cdot 0,894 = 1089,6 \text{ KG.m}$$

$$Q_{\max} = \frac{1}{2} \cdot 601,27 \cdot 4,027 \cdot 0,894 = 1082,3 \text{ kG.}$$

Tính cốt thép chịu lực với momen $M = 1089,6 \text{ kG.m}$

Chọn chiều dày lớp bảo vệ là 3,5cm

Tính α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{108960}{145 \cdot 10 \cdot 21,5^2} = 0,163.$$

$\alpha_m < \alpha_R$. Thoả mãn điều kiện.

Tra bảng được $\zeta = 0,91$

Diện tích cốt thép:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{108960}{2800,091,21,5} = 1,99 \text{ cm}^2$$

$$M = \frac{1,99}{10,25} \cdot 100 = 0,8\% > M_{\min} = 0,05\%.$$

Chọn 1 ø 16 có $A_s = 2,011 \text{ cm}^2$.

Chiều dày lớp bảo vệ là 25mm. Giá trị a thực tế. $a = 2,5 + 1,6/2 = 3,3 \text{ cm} < 3,5 \text{ cm}$. Sai lệch không quá lớn nên không cần tính lại

• Tính toán cốt đai:

Lực cắt lớn nhất trong dầm $Q_{\max} = 1082,3 \text{ KG}$

+ Kiểm tra điều kiện có cần tính toán cốt đai :

$$Q \leq k_1 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$$

Đối với dầm : $k_1 = 0,6$.

$K_1 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 10,5 \cdot 10,21,5 = 1354,5 \text{ KG}$. Ta thấy $Q < k_1 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ nên không có vết nứt nghiêng hình thành. Chỉ đặt cốt đai theo cấu tạo ø8 $a = 200 \text{ mm}$.

1.5. Tính toán nội lực và cốt thép dầm chiếu nghỉ DC2 b×h = 150 x 300 mm:

1.5.1. Xác định tải trọng : (đơn vị : kg/m)

a) Tải phân bố :

- Trọng lượng phân bê tông : $q_1 = n \cdot \gamma \cdot b \cdot (h - h_b) = 1,1 \cdot 2500 \cdot 0,15 \cdot (0,3 - 0,08) = 90,75 \text{ KG/m}$.

- Trọng lượng phân vữa trát : $q_2 = n \cdot \gamma \cdot \delta \cdot (b + 2h - 2h_b) = 1,3 \cdot 1600 \cdot 0,02 \cdot (0,15 + 2 \cdot 0,3 - 2 \cdot 0,08) = 24,544 \text{ KG/m}$.

- Do ô bản 3 truyền vào:

$$q_3 = q_b \cdot \frac{l_1}{2} = 662,2 \cdot \frac{1,3}{2} = 430,43 \text{ KG/m}$$

Trọng lượng do 2 bản thang truyền vào = 0. Do ô1, ô2 là bản dầm nên xem như không truyền lực vào phương cạnh gần.

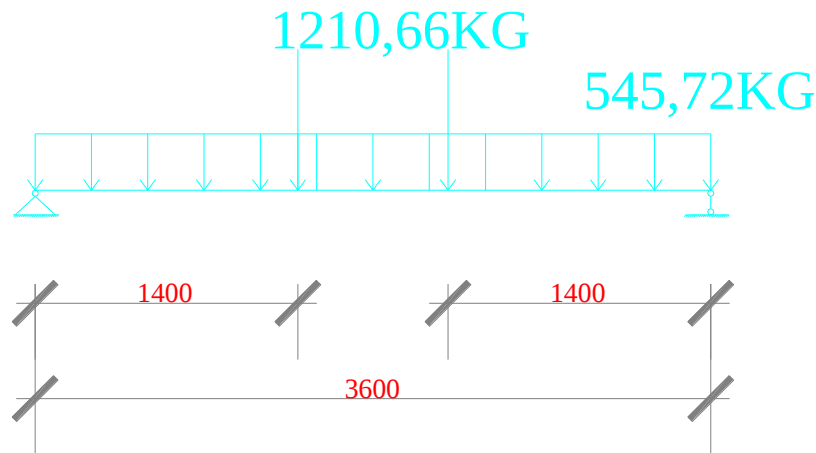
Tổng lực phân bố đều tác dụng lên dầm chiếu nghỉ:

$$q = 90,75 + 24,544 + 430,43 = 545,72 \text{ KG/m}$$

b) Tải trọng tập trung do cốn C1, C2 truyền vào :

$$P = \frac{1}{2} \cdot q_c \cdot l_c = \frac{1}{2} \cdot 601,27 \cdot 4,027 = 1210,66 \text{ KG}.$$

1.5.2. Sơ đồ tính dầm chiếu nghỉ D_{CN} :



$$M_{\max} = 2308,86 \text{ KG.m}$$

$$Q_{\max} = 2029,24 \text{ KG}$$

• Tính cốt thép dọc $M_{\max} = 2308,86 \text{ KG.m}$

Chọn chiều dày lớp bảo vệ là 3,5cm

Tính α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{230886}{145 \cdot 15 \cdot 26,5^2} = 0,151$$

$\alpha_m < \alpha_R$. Thoả mãn điều kiện.

Tra bảng được $\zeta = 0,918$

Diện tích cốt thép:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_o} = \frac{230886}{2800 \cdot 0,918 \cdot 26,5} = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$M = \frac{3,39}{15,30} \cdot 100 = 0,753\% > M_{\min} = 0,05\%.$$

Chọn 2 $\varnothing 16$ có $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$.

Chiều dày lớp bảo vệ là 25mm. Giá trị a thực tế. $a = 2,5 + 1,6/2 = 3,3 \text{ cm} < 3,5 \text{ cm}$. Sai lệch không quá lớn nên không cần tính lại.

Phía trên dùng 2 $\varnothing 12$ cấu tạo.

• Tính cốt thép đai:

Lực cắt lớn nhất $Q_{\max} = 2029,24 \text{ KG}$

$$Q \leq k_1 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o$$

Đối với dầm : $k_1 = 0,6$.

$K_1.R_{bt}.b.h_o = 0,6. 10,5.15.26,5 = 2504,3 \text{ KG}$. Ta thấy $Q < k_1.R_k.b.h_o$ nên không có vết nứt nghiêng hình thành. Chỉ đặt cốt đai theo cầu tạo $\varnothing 8 \text{ a} = 200\text{mm}$.

* Tính toán cốt treo tại vị trí có lực tập trung :

$$F_a^{tr} = \frac{P}{R_a} = \frac{1210,66}{2800} = 0,43 \text{ cm}^2. \text{ Chọn } \varnothing 6 \text{ có } f_a = 0,283 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow \text{Số cây} = \frac{F_a^{tr}}{n.f_a} = \frac{0,43}{2.0,283} = 0,76 \text{ Chọn 1 đai.}$$

1.6. Tính toán nội lực và cốt thép dầm chiều tới DC3 bxxh = 150 x 300 mm. :

1.6.1. Xác định tải trọng : (đơn vị : kg/m)

a) Tải phân bố :

- Trọng lượng phần bê tông : $q_1 = n.\gamma.b.(h - h_b) = 1,1.2500.0,15.(0,3 - 0,08) = 90,75 \text{ KG/m}$.

- Trọng lượng phần vữa trát : $q_2 = n.\gamma.\delta.(b + 2h - 2h_b) = 1,3.1600.0,02.(0,15 + 2.0,3 - 2.0,08) = 24,54 \text{ KG/m}$.

- Do ô bản chiều tới truyền vào :

$$q_3 = q_s.l_1/2 = 742,4.1,1/2 = 408,32 \text{ KG/m}$$

Trọng lượng do 2 bản thang truyền vào = 0. Do ô1, ô2 là bản dầm nên xem như không truyền lực vào phương cạnh ngắn.

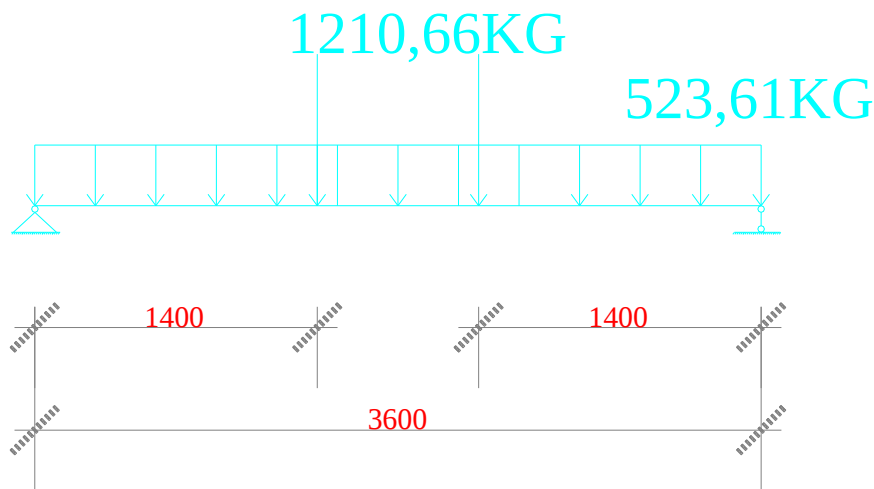
Tổng lực phân bố đều tác dụng lên dầm chiều nghi:

$$q = 90,75 + 24,54 + 408,32 = 523,61 \text{ KG/m}.$$

b) Tải trọng tập trung do cốn C1, C2 truyền vào :

$$P = \frac{1}{2}.q_c.l_c = \frac{1}{2}.601,27.4,027 = 1210,66 \text{ KG}.$$

Sơ đồ tải trọng:



$$M_{\max} = 2284 \text{ KG.m}$$

$$Q_{\max} = 1996,1 \text{ KG.}$$

• Tính cốt thép dọc $M_{\max} = 2284 \text{ KG.m}$.

Chọn chiều dày lớp bảo vệ là 3,5cm.

Tính α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{228400}{145 \cdot 15 \cdot 26,5^2} = 0,15$$

$\alpha_m < \alpha_R$. Thỏa mãn điều kiện.

Tra bảng được $\zeta = 0,918$

Diện tích cốt thép:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_o} = \frac{228400}{2800 \cdot 0,918 \cdot 26,5} = 3,353 \text{ m}^2$$

$$M = \frac{3,353}{15,30} \cdot 100 = 0,745\% > M_{\min} = 0,05\%.$$

Chọn 2 $\varnothing 16$ có $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$.

Chiều dày lớp bảo vệ là 25mm. Giá trị a thực tế. $a = 2,5 + 1,6/2 = 3,3 \text{ cm} < 3,5 \text{ cm}$. Sai lệch không quá lớn nên không cần tính lại.

Phía trên dùng 2 $\varnothing 12$ cấu tạo.

• Tính cốt thép đai:

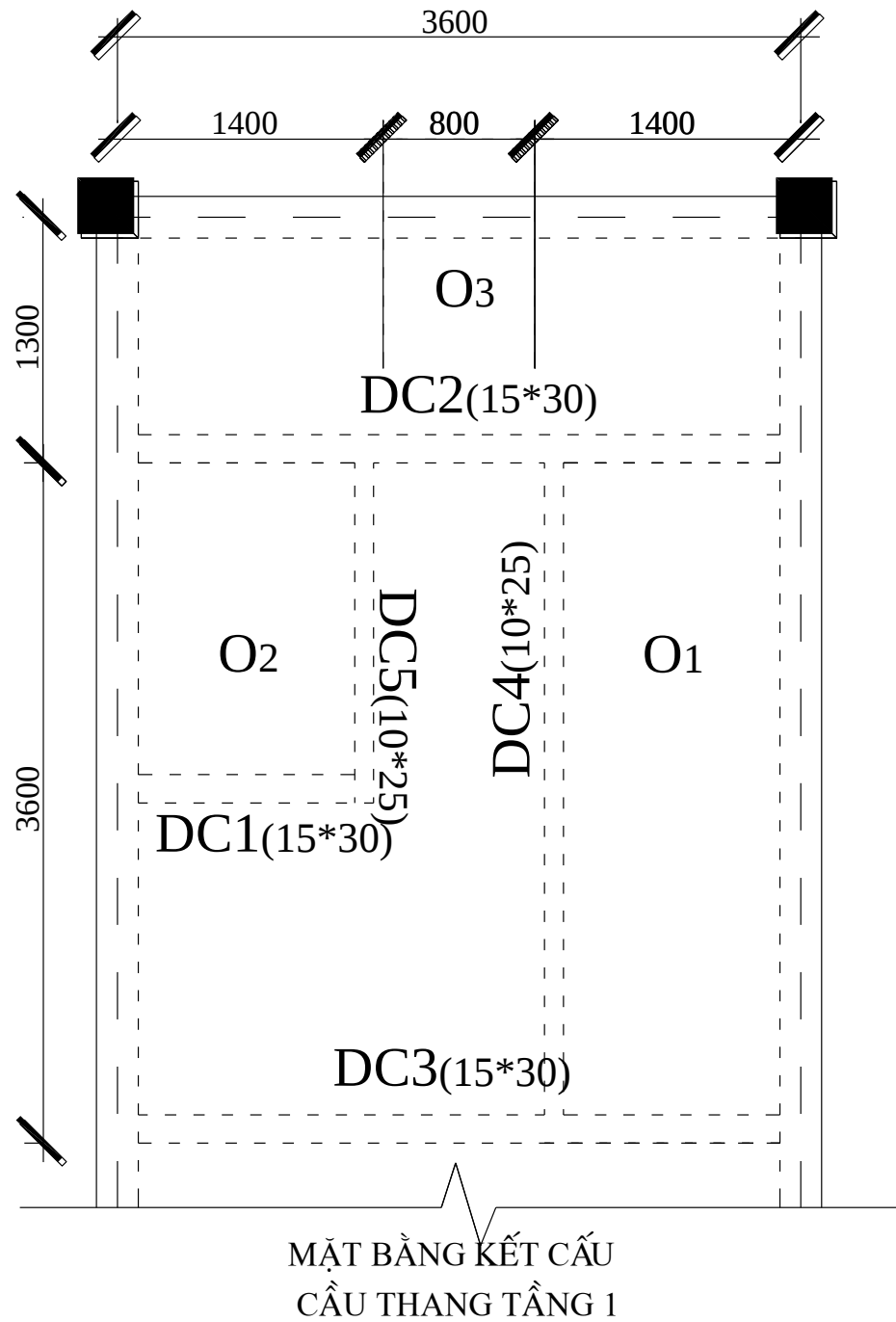
Lực cắt lớn nhất $Q_{\max} = 1996,1 \text{ KG}$

$$Q \leq k_1 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o$$

Đối với dầm : $k_1 = 0,6$.

$K_1.R_{bt}.b.h_0 = 0,6. 10,5.15.26,5 = 2504,3 \text{ KG}$. Ta thấy $Q < k_1.R_k.b.h_0$ nên không có vết nứt nghiêng hình thành. Chỉ đặt cốt đai theo cầu tạo $\varnothing 8 a = 200\text{mm}$.

2. MẶT BẰNG CẦU THANG TẦNG 1 :



Chiều rộng bậc : 300mm. Chiều cao bậc: 150mm

$$\operatorname{Tg} \alpha = \frac{150}{300} = 0,5, \operatorname{Cos} \alpha = 0,894 \Rightarrow \alpha = 26,57^\circ$$

Chọn $h_b = 8\text{cm}$, Lớp bảo vệ $a = 2\text{cm}$.

2.1 Tính toán tải trọng :

Giống cầu thang trên.

2.2 Tính nội lực và cốt thép bản :

2.2.1 Bản thang ô1

Giống cầu thang trên.

2.2.2 Bản thang ô4 :

$$l_1 = 1,4\text{m}, l_2 = \frac{l_{2n}}{\cos \alpha} = \frac{1,8}{0,894} = 2,013\text{m}.$$

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{2,013}{1,4} = 1,44 < 2$$

Tính toán theo bản kê 4 cạnh.

Tải trọng quy về phương vuông góc với mặt bản:

$$q^* = q_1 \cdot \cos \alpha = 742,43 \cdot 0,894 = 663,73 \text{ KG/m}^2$$

Tra phụ lục 17 Sách Kết cấu BTCT-Phan Quang Minh với sơ đồ 8 có

Momen giữa nhịp:

$$M_1 = \alpha_1 \cdot q^* \cdot l_1 \cdot l_2 = 0,0281 \cdot 663,73 \cdot 1,4 \cdot 2,013 = 52,56 \text{ KG.m}$$

$$M_2 = \alpha_2 \cdot q^* \cdot l_1 \cdot l_2 = 0,0153 \cdot 663,73 \cdot 1,4 \cdot 2,013 = 28,62 \text{ KG.m}$$

Momen gối:

$$M_1 = -\beta_1 \cdot q^* \cdot l_1 \cdot l_2 = 0,0592 \cdot 663,73 \cdot 1,4 \cdot 2,013 = 110,74 \text{ KG.m}$$

$$M_2 = -\beta_2 \cdot q^* \cdot l_1 \cdot l_2 = 0,0378 \cdot 663,73 \cdot 1,4 \cdot 2,013 = 70,71 \text{ KG.m}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{5256}{145 \cdot 100 \cdot 6^2} = 0,01$$

$$\Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,01}}{2} = 0,995.$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M}{\zeta \cdot R_s \cdot h_o} = \frac{5256}{0,995 \cdot 2250 \cdot 6} = 0,39 \text{ cm}^2.$$

Chọn $\emptyset 6$ có $f_a = 0,283 \text{ cm}^2$.

$$\text{Khoảng cách giữa các thanh thép: } a^{TT} = \frac{f_a \cdot 100}{A_s} = \frac{0,283 \cdot 100}{0,39} = 72,56 \text{ cm}$$

$$\text{chọn } a = 200 \text{ mm.} \Rightarrow A_{\text{bô trí}} = \frac{0,283 \cdot 100}{20} = 1,415 \text{ cm}^2$$

$$\text{Hàm lượng cốt thép : } \mu = \frac{A_s}{b.h_o} \cdot 100\% = \frac{1,415}{100.6} \cdot 100 = 0,236\%$$

Tính thép mũ:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{11074}{145 \cdot 100 \cdot 6^2} = 0,021$$

$$\Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,021}}{2} = 0,989.$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M}{\zeta \cdot R_s \cdot h_o} = \frac{11074}{0,989 \cdot 2250 \cdot 6} = 0,83 \text{ cm}^2.$$

Chọn $\varnothing 8$ có $f_a = 0,503 \text{ cm}^2$.

$$\text{Khoảng cách giữa các thanh thép: } a^{TT} = \frac{f_a \cdot 100}{A_s} = \frac{0,503 \cdot 100}{0,83} = 60,6 \text{ cm}$$

$$\text{chọn } a = 200 \text{ mm.} \Rightarrow A_{\text{bố trí}} = \frac{0,503 \cdot 100}{20} = 2,515 \text{ cm}^2$$

$$\text{Hàm lượng cốt thép : } \mu = \frac{A_s}{b.h_o} \cdot 100\% = \frac{2,515}{100.6} \cdot 100 = 0,419\%$$

Vậy cốt mũ chọn $\varnothing 8$ $a = 200 \text{ mm}$.

2.2.2 Sàn chiếu nghỉ ô3 :

Giống trên.

2.3 Tính nội lực và cốt thép trong cốn DC4, DC5 :

Cốn **DC4** đã tính ở phần cầu thang trên

Tính toán cốn DC5

2.3.1 Xác định tải trọng : (đơn vị : kg/m).

Chọn kích thước tiết diện cốn DC5 : $b \times h = 100 \times 250 \text{ mm}$

-Trọng lượng phần bê tông: $g_{bt} = 1,1 \cdot 2500 \cdot 0,1 \cdot (0,25 - 0,08) = 46,75 \text{ kG/m}$

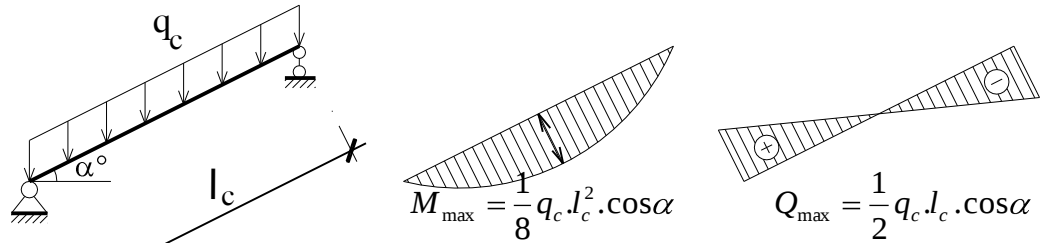
-Trọng lượng do lớp trát: $g_{tr} = 1,3 \cdot 1600 \cdot 0,01 \cdot (0,1 + 2 \cdot 0,25 - 0,08) = 10,82 \text{ kG/m}$.

-Trọng lượng do ô bản truyền vào: $q = q_b \cdot l_1 / 2 = 742,43 \cdot 1,4 / 2 = 519,7 \text{ kG/m}$.

-Trọng lượng lan can: $q_{lc} = 1,2 \cdot 20 = 24 \text{ kG/m}$.

Tổng cộng: $q_c = 46,75 + 10,82 + 519,7 + 24 = 601,27 \text{ kG/m}$.

Sơ đồ tính :



$$M_{\max} = \frac{1}{8} \cdot 601,27 \cdot 2,013^2 \cdot 0,894 = 272,27 \text{ KG.m}$$

$$Q_{\max} = \frac{1}{2} \cdot 601,27 \cdot 2,013 \cdot 0,894 = 541,03 \text{ KG.}$$

Tính cốt thép chịu lực với momen $M = 272,27 \text{ KG.m}$.

Chọn chiều dày lớp bảo vệ là 3,5cm

Tính α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{27227}{145 \cdot 10 \cdot 21,5^2} = 0,041.$$

$\alpha_m < \alpha_R$. Thỏa mãn điều kiện.

Tra bảng được $\zeta = 0,979$

Diện tích cốt thép:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_o} = \frac{27227}{2800 \cdot 0,979 \cdot 21,5} = 0,46 \text{ cm}^2$$

$$M = \frac{0,46}{10,25} \cdot 100 = 0,185\% > M_{\min} = 0,05\%.$$

Chọn 1 $\varnothing 12$ có $A_s = 1,131 \text{ cm}^2$.

Chiều dày lớp bảo vệ là 25mm. Giá trị a thực tế. $a = 2,5 + 1,2/2 = 3,1 \text{ cm} < 3,5 \text{ cm}$. Sai lệch không quá lớn nên không cần tính lại.

• Tính toán cốt đai:

Lực cắt lớn nhất trong dầm $Q_{\max} = 541,03 \text{ KG}$.

+ Kiểm tra điều kiện có cần tính toán cốt đai:

$$Q \leq k_1 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o$$

Đối với dầm: $k_1 = 0,6$.

$K_1 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o = 0,6 \cdot 10,5 \cdot 10 \cdot 21,5 = 1354,5 \text{ KG}$. Ta thấy $Q < k_1 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o$ nên không có vết nứt nghiêng hình thành. Chỉ đặt cốt đai theo cấu tạo $\varnothing 8$ $a = 200 \text{ mm}$.

2.4 Tính toán nội lực và cốt thép dầm chiếu nghỉ DC2' :**2.4.1 Xác định tải trọng :** (đơn vị : kg/m)**2.4.1.1 Tải phân bố :**

- Chọn kích thước tiết diện dầm D_{CN} : $b \times h = 150 \times 300$ mm.

- Trọng lượng phần bê tông : $q_1 = n \cdot \gamma \cdot b \cdot (h - h_b) = 1,1 \cdot 2500 \cdot 0,15 \cdot (0,3 - 0,08) = 90,75$ KG/m.

- Trọng lượng phần vữa trát : $q_2 = n \cdot \gamma \cdot \delta \cdot (b + 2h - 2h_b) = 1,3 \cdot 1600 \cdot 0,02 \cdot (0,15 + 2 \cdot 0,3 - 2 \cdot 0,08) = 24,544$ KG/m.

- Do ô bản 3 truyền vào:

$$q_3 = q_b \cdot \frac{l_1}{2} = 662,2 \cdot \frac{1,3}{2} = 430,43 \text{ KG/m.}$$

Trọng lượng bản thang 1 truyền vào = 0. Do ô 1 là bản dầm nên xem như không truyền lực vào phương cạnh ngắn.

Do ô 4 truyền vào:

$$q_4 = \frac{5}{8} \cdot 663,73 \cdot \frac{1,4}{2} = 290,38 \text{ KG/m.}$$

b) Tải trọng tập trung do cột truyền vào :

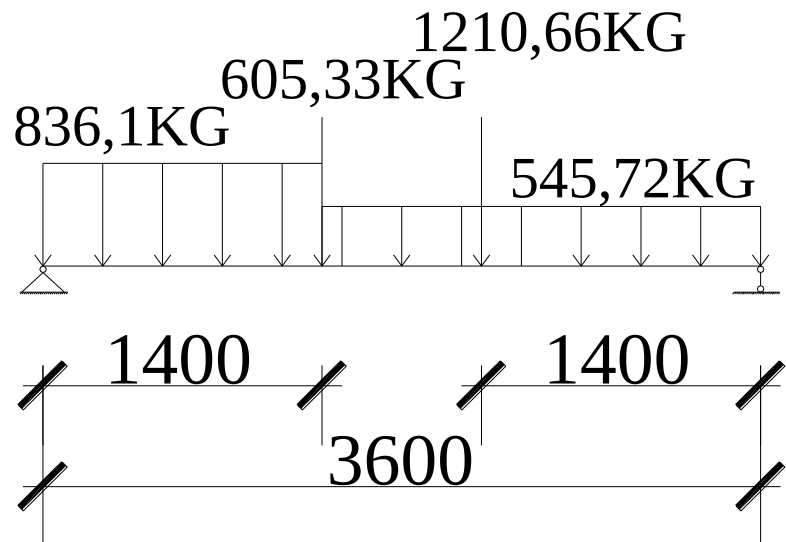
Cột C1:

$$P = \frac{1}{2} \cdot q_c \cdot l_c = \frac{1}{2} \cdot 601,27 \cdot 4,027 = 1210,66 \text{ KG.}$$

Cột C3:

$$P = \frac{1}{2} \cdot q_c \cdot l_c = \frac{1}{2} \cdot 601,27 \cdot 2,013 = 605,33 \text{ KG}$$

2.4.2 Sơ đồ tính dầm chiếu nghỉ DC2' :



$$M_{\max} = 2439 \text{ KG.m}$$

$$Q_{\max} = 2018 \text{ KG}$$

• Tính cốt thép dọc $M_{\max} = 2439 \text{ KG.m}$

Chọn chiều dày lớp bảo vệ là 3,5cm

Tính α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{243900}{145 \cdot 15 \cdot 26,5^2} = 0,16.$$

$\alpha_m < \alpha_R$. Thỏa mãn điều kiện.

Tra bảng được $\zeta = 0,9125$

Diện tích cốt thép:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_o} = \frac{243900}{2800 \cdot 0,9125 \cdot 26,5} = 3,6 \text{ cm}^2$$

$$M = \frac{3,6}{15,30} \cdot 100 = 0,8\% > M_{\min} = 0,05\%.$$

Chọn 2 $\varnothing 16$ có $A_s = 4,02 \text{ cm}^2$.

Chiều dày lớp bảo vệ là 25mm. Giá trị a thực tế. $a = 2,5 + 1,6/2 = 3,3 \text{ cm} < 3,5 \text{ cm}$. Sai lệch không quá lớn nên không cần tính lại.

Phía trên dùng 2 $\varnothing 12$ cấu tạo.

• Tính cốt thép đai:

Lực cắt lớn nhất $Q_{\max} = 2018 \text{ KG}$.

$$Q \leq k_1 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o$$

Đối với dầm: $k_1 = 0,6$.

$K_1.R_{bt}.b.h_o = 0,6. 10,5.15.26,5 = 2504,3 \text{ KG}$. Ta thấy $Q < k_1.R_k.b.h_o$ nên không có vết nứt nghiêng hình thành. Chỉ đặt cốt đai theo cầu tạo $\phi 8 \text{ a} = 200\text{mm}$.

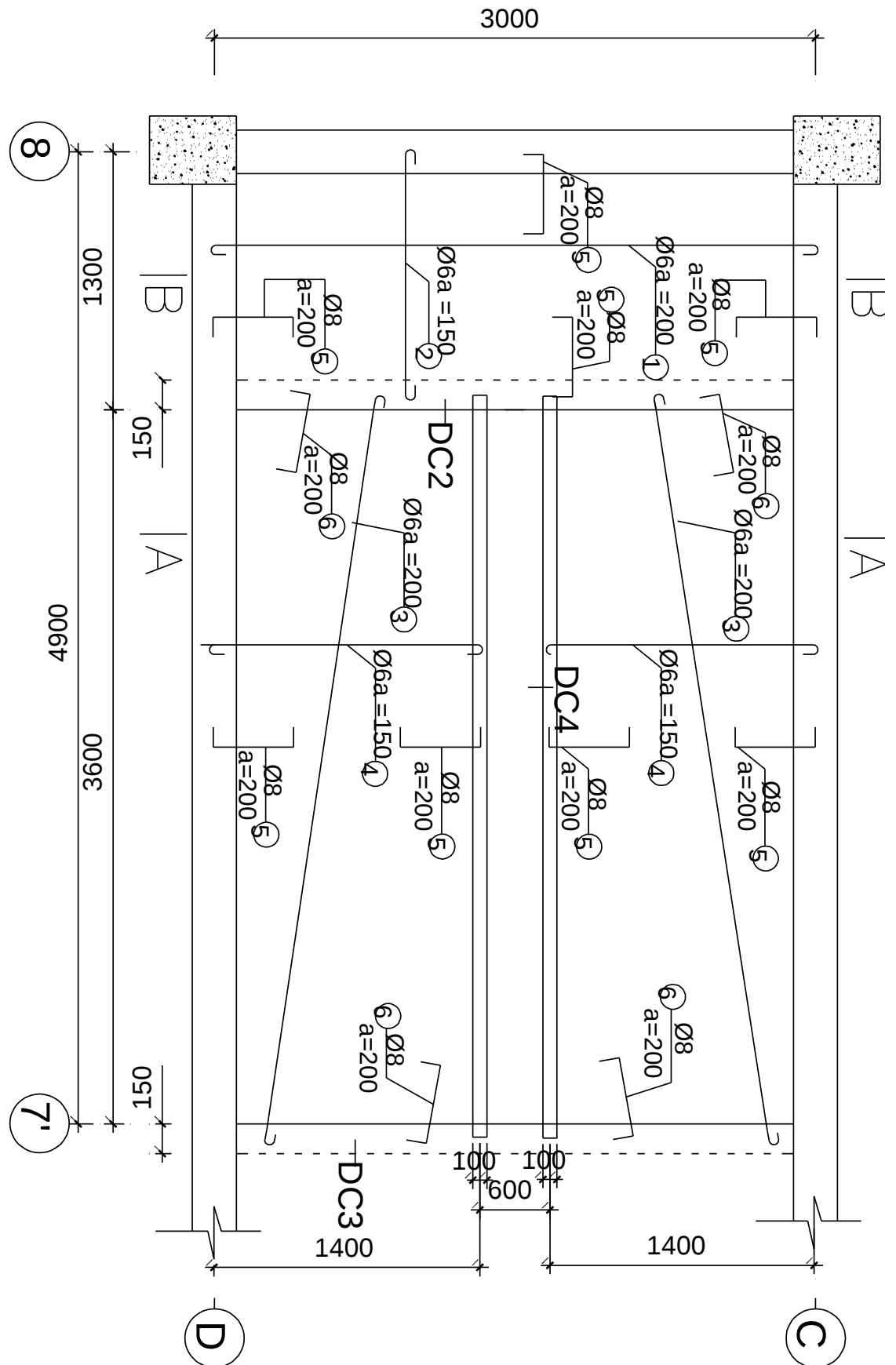
* Tính toán cốt treo tại vị trí có lực tập trung :

$$F_a^{tr} = \frac{P}{R_a} = \frac{1210,66}{2250} = 0,54 \text{ cm}^2. \text{ Chọn } \phi 6 \text{ có } f_a = 0,283 \text{ cm}^2.$$

$$\Rightarrow \text{Số cây} = \frac{F_a^{tr}}{n.f_a} = \frac{0,54}{2.0,283} = 0,95 \text{ Chọn 1 đai.}$$

2.5 Tính toán nội lực và cốt thép dầm chiếu tới DC3 :

Giống dầm chiếu tới của các cầu thang tầng trên (đã tính toán).



MẶT BẰNG BỐ TRÍ CẦU THANG TẦNG 3

CHƯƠNG V: TÍNH KHUNG TRỤC K5.

1./ SƠ ĐỒ TÍNH TOÁN:

Để tính toán nội lực trong các cấu kiện của công trình, nếu xét đến một cách chính xác và đầy đủ các yếu tố hình học của các cấu kiện thì bài toán rất phức tạp. Do đó trong tính toán ta thay thế công trình thực bằng sơ đồ tính hợp lý gọi là lựa chọn sơ đồ tính.

Sơ đồ tính của công trình là hình ảnh đơn giản hóa mà vẫn đảm bảo phản ánh được sự làm việc thực tế của công trình. Khi lựa chọn sơ đồ tính phải dựa trên nhiều giả thiết mà vẫn phải thỏa mãn các yêu cầu về độ bền, độ cứng ổn định cũng như các chỉ tiêu về kinh tế kỹ thuật khác.

Muốn chuyển sơ đồ thực về sơ đồ tính cần thực hiện theo 2 bước biến đổi sau:

- Bước 1: - Thay các thanh bằng các dầm không gian gọi là trục.

- Thay tiết diện bằng các đại lượng đặc trưng E, J...

- Thay các liên kết tựa bằng các liên kết lý tưởng.

- Đặt các tải trọng tác dụng lên mặt cấu kiện về trục cấu kiện.

Đây là bước chuyển công trình thực về sơ đồ công trình.

- Bước 2: Chuyển sơ đồ công trình về sơ đồ tính bằng cách bỏ qua thêm một số yếu tố giữ vai trò thứ yếu trong sự làm việc của công trình.

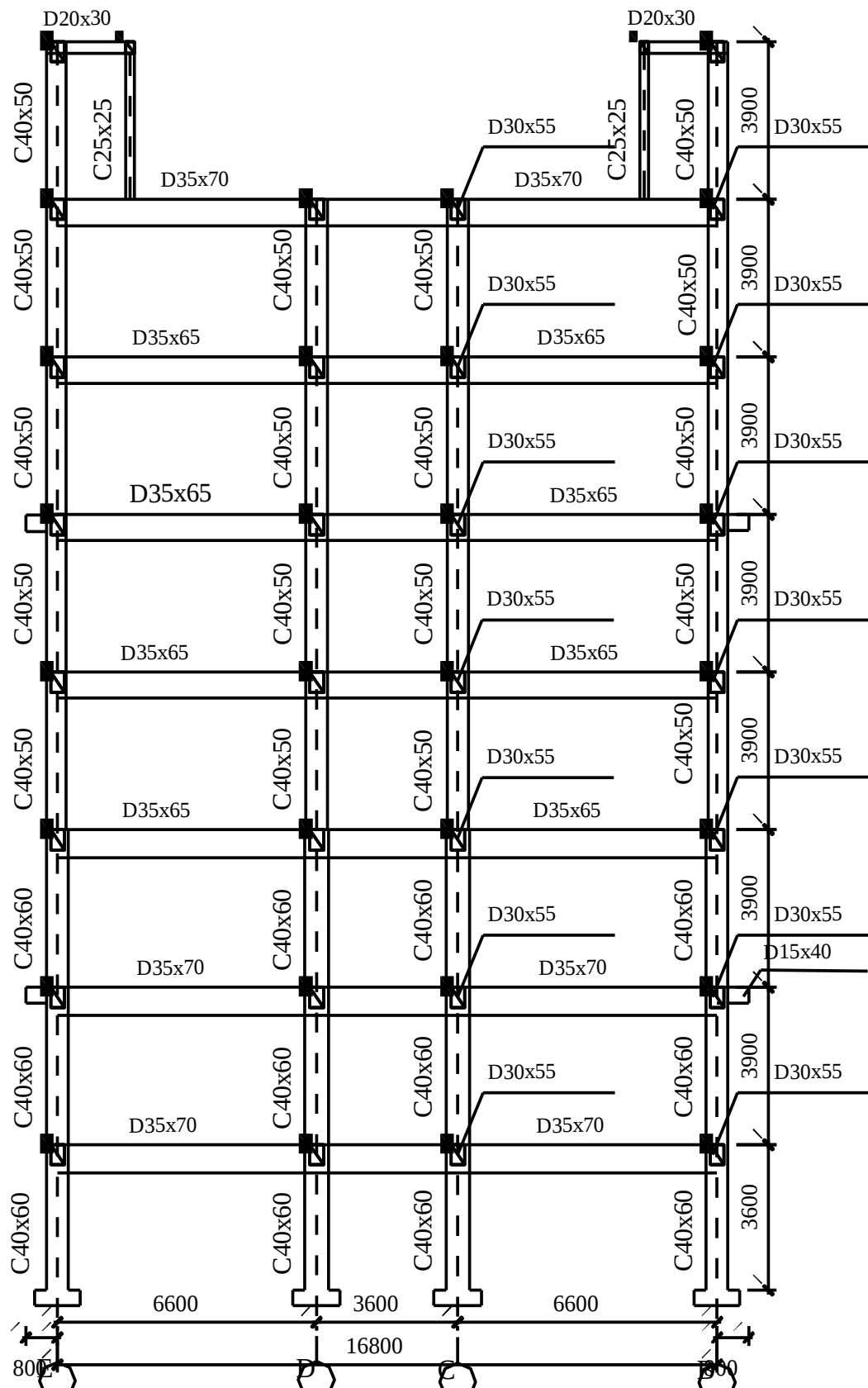
Sơ đồ kết cấu của công trình: sử dụng sơ đồ tính toán chính biến dạng (sơ đồ đàn hồi) hai chiều (hệ phẳng). Hệ kết cấu sàn ô cở BTCT đổ tại chỗ liên kết với các cột tạo thành hệ kết cấu toàn khối chịu tải trọng chính. Hệ dầm xây gạch và khung nhôm kính làm kết cấu bao che.

Dựa vào mặt bằng kiến trúc và cách sắp xếp các kết cấu chịu lực chính, ta xác định được mặt bằng kết cấu của công trình (thể hiện ở các bản vẽ mặt bằng kết cấu).

Những đơn giản hóa khi tính toán khung:

- Coi khung làm việc như một khung phẳng với diện truyền tải chính bằng bước khung.

- Với những khung phẳng bình thường có thể bỏ qua ảnh hưởng của biến dạng trượt tới độ cứng chống uốn của cấu kiện.



2./ SỐ LIỆU TÍNH TOÁN KHUNG K3:

- Bê tông B25 có $R_b = 145 \text{ KG/cm}^2$; $R_k = 10,5 \text{ KG/cm}^2$; $E_b = 30 \times 10^3 \text{ MPA} = 30 \times 10^4 \text{ KG/cm}^2$

- Cốt thép CI có $R_s = 2250 \text{ KG/cm}^2$; $R_{sc} = 2250 \text{ KG/cm}^2$; $E_s = 21 \times 10^5 \text{ KG/cm}^2$

- Cốt thép CII có $R_s = 2800 \text{ KG/cm}^2$; $R_{sc} = 2800 \text{ KG/cm}^2$; $R_{sw} = 2250 \text{ KG/cm}^2$; $E_s = 21 \times 10^5 \text{ KG/cm}^2$.

3./ HỆ SỐ QUI ĐỔI TẢI TRỌNG (TÍNH TẢI):

a. Với ô sàn kích thước 6,6 x 6 m

- Tải trọng phân bố tác dụng lên khung có dạng hình thang. Để qui đổi sang dạng phân bố hình chữ nhật, ta cần xác định hệ số chuyển đổi k:

$$k = 1 - \frac{2b^2 + b^3}{2l_d} \quad \text{với } b = \frac{l_n}{2l_d} = \frac{6}{2 \cdot 6,6} = 0,45 \quad \text{P} \quad k = 1 - \frac{2 \cdot 0,45^2 + 0,45^3}{6} = 0,686$$

b. Với ô sàn kích thước 3,6 x 6 m

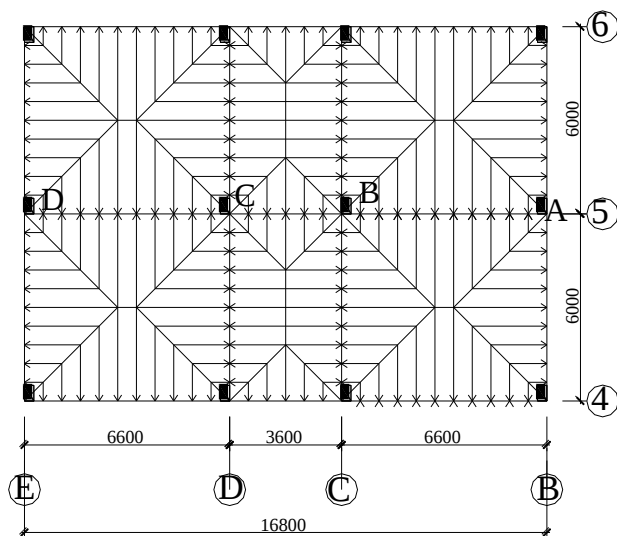
- Hệ số qui đổi k sang dạng phân bố hình chữ nhật:

$$k = 1 - \frac{2b^2 + b^3}{2l_d} \quad \text{với } b = \frac{l_n}{2l_d} = \frac{3,6}{2 \cdot 6} = 0,3 \quad \text{P} \quad k = 1 - \frac{2 \cdot 0,3^2 + 0,3^3}{6} = 0,847$$

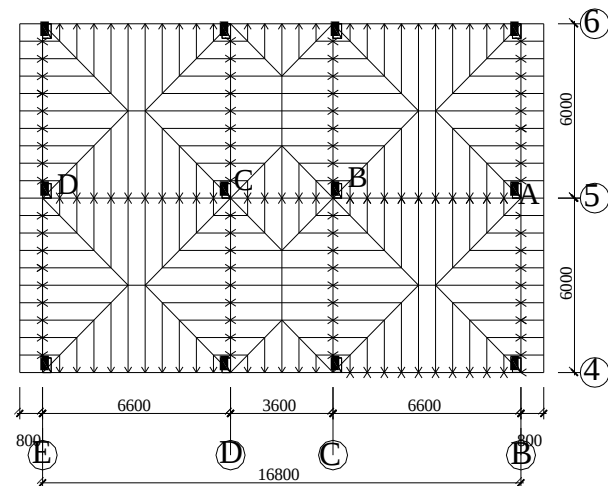
- Tải trọng phân bố tác dụng lên khung có dạng hình tam giác. Để qui đổi sang dạng hình chữ nhật, ta có hệ số $k = \frac{5}{8} = 0,625$

1. SƠ ĐỒ TRUYỀN TẢI Ở CÁC TẦNG:

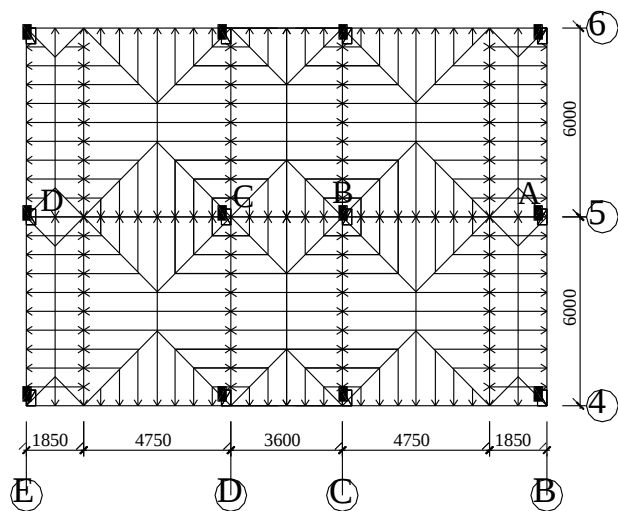
Tầng 2,4,7



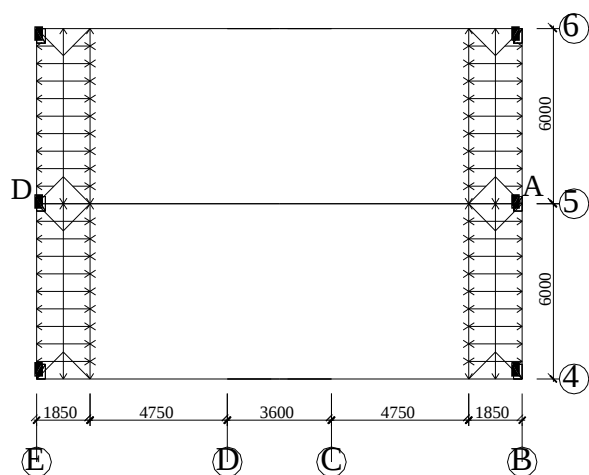
Tầng 3,6:



Tầng 8:



Tầng mái:



2. XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG:

a. Tĩnh tải.

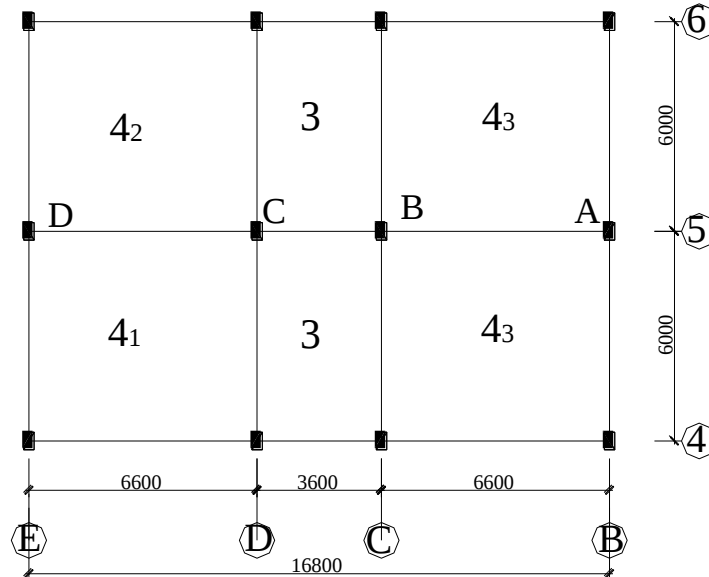
4.1.1 Tính tải tầng 2.

a) Tải trọng phân bố trên dầm :

- Trọng lượng bản thân dầm: (300 x 650 mm)

$$g_{BT} = n \times \gamma \times b_d \times (h_d - h_s) = 1,1 \times 2500 \times 0,35 \times (0,7 - 0,15) = 529,37 \text{ (kG/m)}$$

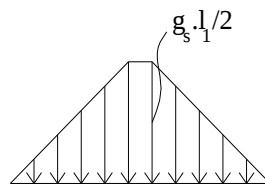
$$g_{Vữa} = n \times \gamma \times \delta x [b_d + 2.(h_d - h_s)] = 1,3 \times 1600 \times 0,02 \times [(0,35 + 2.(0,7 - 0,15))] = 60,32 \text{ (kG/m)}.$$



- Trọng lượng do sàn truyền vào:

$$+ \text{Ô sàn } 4_1: g_s = 523,3 \text{ KG/m}^2$$

Tải phân bố hình thang :



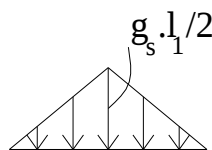
$$g_s \cdot l_1 / 2 = 523,3 \cdot 6 / 2 = 1569,9 \text{ KG/m}$$

quy đổi sang tải phân bố đều ta có:

$$g_{41} = g_{ht} \cdot k = 1569,9 \cdot 0,686 = 1076,95 \text{ Kg/m}$$

$$+ \text{Ô sàn } 3: g_s = 382,4 \text{ KG/m}^2$$

Tải phân bố tam giác.



$$g_s \cdot l_1 / 2 = 382,4 \cdot 3,6 / 2 = 688,32 \text{ KG/m}.$$

quy đổi sang tải phân bố đều ta có:

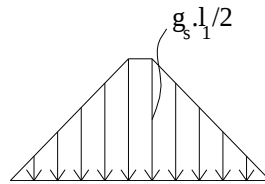
$$q_3 = g_{tg} \cdot k = 688,32 \cdot 0,625 = 430,2 \text{ Kg/m}$$

+ Ô sàn 4₃:

Trọng lượng tường cửa: $g_{tuongcua} = s_t \cdot g_t + s_{cua} \cdot g_{cua} = 9,5 \cdot 349,6 + 11,2 \cdot 30 = 3657,2$ KG.

$$\text{Trọng lượng ô sàn: } g_{san} = g_{san4} + \frac{g_{tuongcua}}{s_{san}} = 523,3 + \frac{3657,2}{39,6} = 615,65 \text{ KG/m}^2.$$

Tải phân bố hình thang :



$$g_s \cdot l_1/2 = 615,65 \cdot 6/2 = 1846,95 \text{ KG/m}$$

quy đổi sang tải phân bố đều ta có:

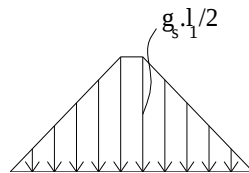
$$q_{43} = g_{tg} \cdot k = 1846,95 \cdot 0,625 = 1154,34 \text{ Kg/m}$$

+ Ô sàn 4₂:

Trọng lượng tường trên sàn: $G_{tuong} = s_{tuong} \cdot g_t = 37,44 \cdot 349,6 = 13089$ KG.

$$g_s = g_{san4} + \frac{G_{tuong}}{s_{san}} = 523,3 + \frac{13089}{39,6} = 853,83 \text{ KG/m}^2.$$

Tải phân bố hình thang :



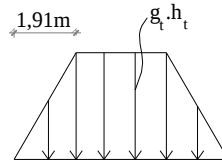
$$g_s \cdot l_1/2 = 853,83 \cdot 6/2 = 2561,49 \text{ KG/m}$$

quy đổi sang tải phân bố đều ta có:

$$q_{42} = g_{ht} \cdot k = 2561,49 \cdot 0,686 = 175,71 \text{ Kg/m}$$

- Trọng lượng do tường truyền vào (chỉ lấy phần tường trong phạm vi 60°)

$$a = h_t \cdot \tan 30^\circ = h_t \cdot \frac{\sqrt{3}}{3} = (3,9 - 0,6) \cdot \frac{\sqrt{3}}{3} = 1,91 \text{ m}$$



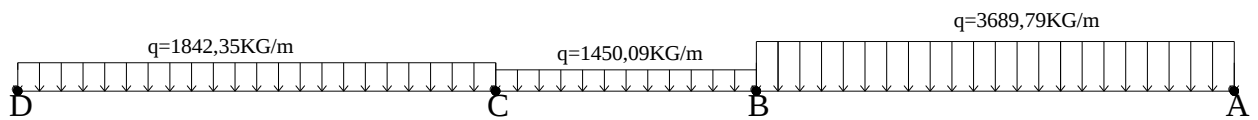
$$g_t \cdot h_t = 349,6 \cdot 3,3 = 1153,68 \text{ KG/m}$$

quy đổi sang tải phân bố đều ta có:

$$q_t = g_{ht} \cdot k = 1153,68 \cdot 0,686 = 791,42 \text{ Kg/m}$$

Quy đổi sang tải phân bố đều ta có:

i. Sơ đồ tải phân bố tầng 2:



b) Tải trọng tập trung tại nút A :

- Trọng lượng cột tầng trên: $Q_{bt} = 1,1 \cdot 2500 \cdot 0,4 \cdot 0,6 \cdot 3,9 = 2574 \text{ KG}$

$$Q_{tr} = 1,3 \cdot 1600 \cdot 0,02 \cdot 2 \cdot (0,4 + 0,6) \cdot 3,9 = 324,48 \text{ KG.}$$

- Trọng lượng mảng tường trong phạm vi 30°

$$Q_{tuong} = \frac{1}{2} \cdot (\tan 30^\circ \cdot h_t) \cdot h_t \cdot g_t = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\sqrt{3}}{3} \cdot 3,3\right) \cdot 3,3 \cdot 349,6 = 1099 \text{ KG.}$$

- Do dầm phụ tác dụng vào:

+ Trọng lượng bản thân dầm:

$$\begin{aligned} * \text{Phần bê tông : } q_{TT} &= n \cdot \gamma \cdot b \cdot (h - h_b) = 1,1 \cdot 2500 \cdot 0,30 \cdot (0,50 - 0,15) = \\ &= 288,75 \text{ KG/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} * \text{Phần trát : } q_{TT} &= n \cdot \gamma \cdot \delta_{trát} \cdot (b + 2h - 2h_b) = 1,3 \cdot 1600 \cdot 0,02 \cdot (0,3 + 2 \cdot 0,5 - \\ &= 41,6 \text{ KG/m.} \end{aligned}$$

$$q = 288,75 + 41,6 = 270,35 \text{ KG/m.}$$

+ Trọng lượng do sàn truyền vào:

$$Q_s = 2 \cdot \frac{1}{2} \omega_s \cdot g_s \quad \text{với} \quad g_s = 615,65 \text{ KG/m}^2 ; \quad \omega_s =$$

$$\frac{1}{2} \cdot (\tan 45^\circ \cdot \frac{l_1}{2}) \cdot l_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{6^2}{2} = 9 \text{ m}^2$$

$$Q_s = 9 \cdot 615,65 = 5540,85 \text{ KG.}$$

Lực tác dụng của dầm phụ lên nút A là: $Q = 270,35 \cdot 6 + 5540,85 = 7162,95 \text{ KG}$

Tổng tải trọng tập trung tại nút A:

$$P_A = 2574 + 324,48 + 270,35 + 7162,95 = 10331,78 \text{ KG.}$$

c) Tải trọng tập trung tại nút D.

- Trọng lượng cột tầng trên: $Q_{bt} = 1,1.2500.0,4.0,6.3,9 = 2574 \text{ KG}$

$$Q_{tr} = 1,3.1600.0,02.2.(0,4+0,6).3,9 =$$

324,48KG.

- Do dầm phụ tác dụng vào:

+ Trọng lượng bản thân dầm:

* Phần bê tông : $q_{TT} = n.\gamma.b.(h-h_b) = 1,1.2500.0,3.(0,5-0,15) = 288,75$
KG/m

* Phần trát : $q_{TT} = n.\gamma.\delta_{trát}.(b + 2h-2h_b) = 1,3.1600.0,02.(0,3+2.0,5-2.0,15)$
 $= 41,6 \text{ KG/m.}$

$$q = 288,75 + 41,6 = 270,35 \text{ KG/m.}$$

+ Trọng lượng do sàn truyền vào:

* Ô sàn 4_1

$$Q_1 = \frac{1}{2} \omega_s \cdot g_s \quad \text{với} \quad g_s = 523,3 \text{ KG/m}^2; \quad \omega_s =$$

$$\frac{1}{2} \cdot (\tan 45^\circ \cdot \frac{l_1}{2}) \cdot l_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{6^2}{2} = 9 \text{ m}^2$$

$$Q_1 = \frac{1}{2} 9.523,3 = 2354,85 \text{ KG.}$$

* Ô sàn 4_2 :

$$Q_2 = \frac{1}{2} \omega_s \cdot g_s \quad \text{với} \quad g_s = 853,83 \text{ KG/m}^2$$

$$Q_2 = \frac{1}{2} \cdot 9.853,83 = 3842,24 \text{ KG}$$

+ Trọng lượng tường cửa truyền vào:

$$Q_{tuong} = 2.(g_t \cdot s_t + g_{cua} \cdot s_{cua})/2 = 349,6.15,1 + 15.5,6 = 5362,96 \text{ KG}$$

Lực tác dụng của dầm phụ lên nút D:

$$Q = \frac{q}{2} \cdot l + \frac{q}{2} \cdot l + Q_{tuong} + Q_1 + Q_2 =$$

$$= 270,35.6 + 5362,96 + 2354,85 + 3842,24 = 13010 \text{ KG}$$

Tổng tải trọng tập trung tại D:

$$P = 2574 + 324,48 + 13010 = 15908,48 \text{ KG.}$$

d) Tải trọng tập trung tại nút B.

- Trọng lượng cột tầng trên: $Q_{bt} = 1,1.2500.0,4.0,6.3,9 = 2574 \text{ KG}$

$$Q_{tr} = 1,3.1600.0,02.2.(0,4+0,6).3,9 = 324,48 \text{ KG.}$$

- Trọng lượng mảng tường trong phạm vi 30° truyền vào.

$$\begin{aligned} Q_{tuong} &= \frac{1}{2} (\operatorname{tg} 30^\circ \cdot h_t) h_t \cdot g_t \\ &= \frac{1}{2} \frac{\sqrt{3}}{3} \cdot 3,3 \cdot 3,3 \cdot 349,6 = 1099 \text{ KG.} \end{aligned}$$

- Do dầm phụ tác dụng vào:

+ Trọng lượng bản thân dầm:

$$\begin{aligned} * \text{ Phần bê tông } q_{TT} &= n \cdot \gamma \cdot b \cdot (h - h_b) = 1,1.2500.0,3.(0,55 - \\ &0,15) = 330 \text{ KG/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} * \text{ Phần trát : } q_{TT} &= n \cdot \gamma \cdot \delta_{trát} \cdot (b + 2h - 2h_b) \\ &= 1,3.1600.0,02.(0,3 + 2.0,55 - 2.0,15) = 45,76 \text{ KG/m.} \end{aligned}$$

$$q = 330 + 45,76 = 375,76 \text{ KG/m.}$$

+ Trọng lượng do sàn truyền vào:

* Ô sàn 4₃

$$Q_1 = 2 \cdot \frac{1}{2} \omega_s \cdot g_s \quad \text{với} \quad g_s = 615,65 \text{ KG/m}^2 ; \quad \omega_s =$$

$$\frac{1}{2} \cdot (\operatorname{tg} 45^\circ \cdot \frac{l_1}{2}) \cdot l_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{6^2}{2} = 9 \text{ m}^2$$

$$Q_1 = 9.615,65 = 5540,85 \text{ KG.}$$

* Ô sàn 3:

$$Q_2 = 2 \cdot \frac{1}{2} \omega_{s3} \cdot g_{s3} \quad \text{với} \quad g_{s3} = 430,2 \text{ KG/m}^2 ; \quad \omega_{s3} = \frac{1}{2} (3+6) \cdot 1,5 = 6,75$$

m².

$$Q_2 = 6,75.430,2 = 2903,85 \text{ KG.}$$

+ Trọng lượng tường truyền vào:

$$Q_{tuong} = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot (g_t \cdot s_t + g_{cua} \cdot s_{cua}) = 349,6.10,28 + 15.10,42 = 3750,2 \text{ KG}$$

Lực tác dụng của dầm phụ lên nút B:

$$Q = \frac{q}{2} \cdot l + \frac{q}{2} \cdot l + Q_1 + Q_2 + Q_{tuong} = 375,76 \cdot 6 + 5540,85 + 2903,85 + 3750,2 =$$

14449,46 KG

Tổng tải trọng tập trung tại B:

$$P = 2574 + 324,48 + 375,76 + 14449,46 = 17723,7 \text{ KG.}$$

d) Tải trọng tập trung tại nút C

Giống nút B chỉ khác tải trọng tường và sàn truyền lên dầm phụ:

+ Trọng lượng tường:

$$Q_{\text{tuong1}} = \frac{1}{2} \cdot (g_t \cdot s_{t1} + g_{\text{cua}} \cdot s_{\text{cua1}}) = \frac{1}{2} \cdot (349,6 \cdot 10,28 + 15 \cdot 10,42) = 1875,1$$

KG.

$$Q_{\text{tuong2}} = \frac{1}{2} \cdot g_t \cdot s_{t2} + g_{\text{cua}} \cdot s_{\text{cua2}} = \frac{1}{2} \cdot (349,6 \cdot 18,2 + 15 \cdot 2,5) = 3200,1$$

KG

+ Trọng lượng sàn truyền vào:

* Ô sàn 4₁

$$Q_1 = \frac{1}{2} \omega_s \cdot g_s \quad \text{với} \quad g_s = 523,3 \text{ KG/m}^2; \quad \omega_s =$$

$$\frac{1}{2} \cdot (\tan 45^\circ \cdot \frac{l_1}{2}) \cdot l_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{6^2}{2} = 9 \text{ m}^2$$

$$Q_1 = \frac{1}{2} \cdot 9 \cdot 523,3 = 2354,85 \text{ KG.}$$

* Ô sàn 4₂:

$$Q_2 = \frac{1}{2} \omega_s \cdot g_s \quad \text{với} \quad g_s = 853,83 \text{ KG/m}^2; \quad \omega_{s3} = \frac{1}{2} l_1 \cdot l_2 = \frac{1}{2} \cdot 3,6 \cdot 6 = 10,8$$

m².

$$Q_2 = \frac{1}{2} \cdot 10,8 \cdot 853,83 = 4610,68 \text{ KG.}$$

* Ô sàn 3:

$$Q_3 = 2 \cdot \frac{1}{2} \omega_{s3} \cdot g_{s3} \quad \text{với} \quad g_{s3} = 382,4 \text{ KG/m}^2; \quad \omega_{s3} = \frac{1}{2} (3,6 + 6) \cdot 1,5 = 7,2$$

m².

$$Q_3 = 7,2 \cdot 382,4 = 2753,28 \text{ KG.}$$

Lực tác dụng của dầm phụ lên nút C:

$$Q = \frac{q}{2} \cdot l + \frac{q}{2} \cdot l + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_{\text{tuong}}$$

$$= 375,76 + 2354,85 + 4610,68 + 2753,28 + 1875,1 + 3200,1 =$$

15169,77 KG

Tổng tải trọng tập trung tại C:

$$P = 2574 + 324,48 + 15169,77 = 18068,25 \text{ KG.}$$

4.1.2 Tính tải tầng 4,5,7.

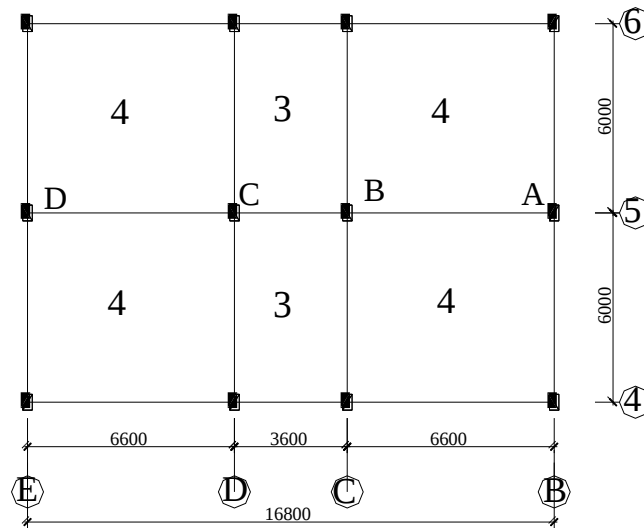
a) Tải trọng phân bố trên dầm khung

- Trọng lượng bản thân dầm:

+ Tầng 5, 4, 7:

$$g_{BT} = n \times \gamma \times b_d \times (h_d - h_s) = 1,1 \times 2500 \times 0,35 \times (0,65 - 0,15) = 481,25 \text{ (kG/m)}$$

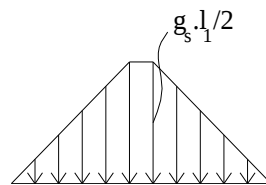
$$g_{Vữa} = n \times \gamma \times \delta \times [b_d + 2 \cdot (h_d - h_s)] = 1,3 \times 1600 \times 0,02 \times [(0,35 + 2 \cdot (0,65 - 0,15))] = 56,16 \text{ (kG/m)}$$



- Trọng lượng do sàn truyền vào:

+ Ô sàn 4: $g_s = 523,3 \text{ KG/m}^2$.

Tải phân bố hình thang :



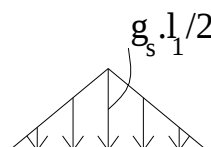
$$g_s.l_1/2 = 523,3 \cdot 6/2 = 1569,9 \text{ KG/m}$$

quy đổi sang tải phân bố đều ta có:

$$q_4 = g_{ht} \cdot k = 1569,9 \cdot 0,686 = 1076,95 \text{ KG/m}$$

+ Ô sàn 3: $g_s = 382,4 \text{ KG/m}$.

Tải phân bố tam giác.



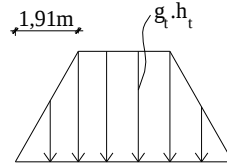
$$g_s.l_1/2 = 382,4 \cdot 3,6/2 = 688,32 \text{ KG/m}$$

quy đổi sang tải phân bố đều ta có:

$$q_3 = g_{tg} \cdot k = 688,32 \cdot 0,625 = 430,2 \text{ Kg/m}$$

- Trọng lượng do tường truyền vào (chỉ lấy phần tường trong phạm vi 60°)

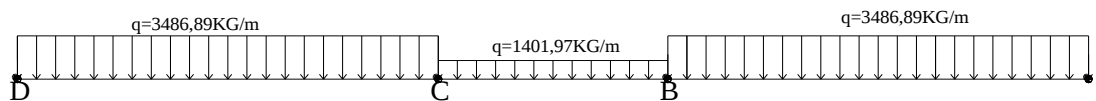
$$a = h_t \cdot \tan 30^\circ = h_t \cdot \frac{\sqrt{3}}{3} = (3,9 - 0,65) \cdot \frac{\sqrt{3}}{3} = 1,88 \text{ m}$$



$$h_t \cdot g_t = 3,25 \cdot 349,6 = 1153,68 \text{ KG/m}$$

quy đổi sang tải phân bố đều ta có:

$$q_4 = g_{ht} \cdot k = 1153,68 \cdot 0,686 = 791,42 \text{ Kg/m}$$



b) Tải trọng tập trung tại nút A, D :

- Trọng lượng cột tầng trên:

* Tầng 4, 5, 7:

$$Q_{bt} = 1,1 \cdot 2500 \cdot 0,4 \cdot 0,55 \cdot 3,9 = 2359,5 \text{ KG}$$

$$Q_{tr} = 1,3 \cdot 1600 \cdot 0,02 \cdot 2 \cdot (0,4 + 0,55) \cdot 3,9 = 308,256 \text{ KG.}$$

- Trọng lượng mảng tường trong phạm vi 30°

$$Q_{tuong} = \frac{1}{2} (\tan 30^\circ \cdot h_t) h_t \cdot g_t$$

$$= \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\sqrt{3}}{3} \cdot 3,3 \right) \cdot 3,3 \cdot 349,6 = 1099 \text{ KG}$$

- Do dầm phụ tác dụng vào:

+ Trọng lượng bản thân dầm:

- Do dầm phụ tác dụng vào:

+ Trọng lượng bản thân dầm:

$$\text{* Phần bê tông : } q_{TT} = n \cdot \gamma \cdot b \cdot (h - h_b) = 1,1 \cdot 2500 \cdot 0,30 \cdot (0,50 - 0,15) = 288,75 \text{ KG/m}$$

$$\text{* Phần trát : } q_{TT} = n \cdot \gamma \cdot \delta_{trát} \cdot (b + 2h - 2h_b) = 1,3 \cdot 1600 \cdot 0,02 \cdot (0,3 + 2 \cdot 0,5 - 2 \cdot 0,15) = 41,6 \text{ KG/m.}$$

$$q = 288,75 + 41,6 = 330,35 \text{ KG/m.}$$

+ Trọng lượng do sàn truyền vào:

* Ô sàn 4:

$$Q_s = 2 \cdot \frac{1}{2} \omega_s \cdot g_s \quad \text{với} \quad g_s = 523,3 \text{ KG/m}^2 ; \quad \omega_s =$$

$$\frac{1}{2} \cdot (\tan 45^\circ \cdot \frac{l_1}{2}) \cdot l_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{6^2}{2} = 9 \text{ m}^2$$

$$Q_s = 9 \cdot 523,3 = 4709,7 \text{ KG.}$$

+ Trọng lượng tường truyền vào:

$$Q_{\text{tường}} = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot (g_t \cdot s_t + g_{\text{cua}} \cdot s_{\text{cua}}) = 349,6 \cdot 15,1 + 15 \cdot 5,6 = 5362,96 \text{ KG}$$

Lực tác dụng của dầm phụ lên nút A,D:

$$Q = 330,35 \cdot 6 + 4709,7 + 5362,96 = 12054,76 \text{ KG}$$

Tổng tải trọng tập trung tại nút A,D:

* Tầng 4,5,7:

$$P_{A,D} = 2359,5 + 308,256 + 1099 + 12054,76 = 15821,52 \text{ KG.}$$

c) Tải trọng tập trung tại nút B,C:

- Trọng lượng cột tầng trên:

* Tầng 4,5,7:

$$Q_{bt} = 1,1 \cdot 2500 \cdot 0,4 \cdot 0,55 \cdot 3,9 = 2359,5 \text{ KG}$$

$$Q_{tr} = 1,3 \cdot 1600 \cdot 0,02 \cdot 2 \cdot (0,4 + 0,55) \cdot 3,9 = 308,256 \text{ KG.}$$

- Trọng lượng mảng tường trong phạm vi 30°

$$Q_{\text{tường}} = \frac{1}{2} (\tan 30^\circ \cdot h_t) h_t \cdot g_t$$

$$= \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\sqrt{3}}{3} \cdot 3,3 \right) \cdot 3,3 \cdot 349,6 = 1099 \text{ KG}$$

- Do dầm phụ tác dụng vào:

+ Trọng lượng bản thân dầm:

$$\begin{aligned} \text{* Phần bê tông : } q_{TT} &= n \cdot \gamma \cdot b \cdot (h - h_b) = 1,1 \cdot 2500 \cdot 0,3 \cdot (0,55 - 0,15) = \\ &330 \text{ KG/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{* Phần trát : } q_{TT} &= n \cdot \gamma \cdot \delta_{\text{trát}} \cdot (b + 2h - 2h_b) \\ &= 1,3 \cdot 1600 \cdot 0,02 \cdot (0,3 + 2 \cdot 0,55 - 2 \cdot 0,15) = 45,76 \text{ KG/m.} \end{aligned}$$

$$q = 330 + 45,76 = 375,76 \text{ KG/m.}$$

+ Trọng lượng do sàn truyền vào:

* Ô sàn 4:

$$Q_{s4} = 2 \cdot \frac{1}{2} \omega_s \cdot g_s \text{ với } g_s = 523,3 \text{ KG/m}^2; \omega_s =$$

$$\frac{1}{2} \cdot (tg45 \cdot \frac{l_1}{2}) \cdot l_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{6^2}{2} = 9m^2$$

$$Q_{s4} = 9.523,3 = 4709,7 \text{ KG.}$$

* Ô sàn 3

$$Q_{s3} = 2 \cdot \frac{1}{2} \omega_{s3} \cdot g_{s3} \text{ với } g_{s3} = 382,4 \text{ KG/m}^2; \omega_{s3} = \frac{1}{2} (3,6+6) \cdot 1,5 = 7.2$$

m²

$$Q_{s3} = 7.2 \cdot 382,4 = 2753,28 \text{ KG}$$

+ Trọng lượng tường truyền vào:

$$Q_{tường} = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot (g_t \cdot s_t + g_{cua} \cdot s_{cua}) = 349,6 \cdot 10,28 + 15 \cdot 10,42 = 3750,2 \text{ KG}$$

Lực tác dụng của dầm phụ lên nút B,C là:

$$Q = 375,76 \cdot 6 + 4709,7 + 2753,28 + 3750,2 = 13467,74 \text{ KG}$$

Tổng tải trọng tập trung tại nút B,C:

* Tầng 4,5,7:

$$P_{B,C} = 2359,5 + 308,256 + 1099 + 13467,74 = 17234,496 \text{ KG.}$$

4.1.3 Tính tải tầng 3,6

a) Tải trọng phân bố trên dầm khung

- Trọng lượng bản thân dầm:

+Tầng 3:

$$g_{BT} = n \times \gamma \times b_d \times (h_d - h_s) = 1,1 \times 2500 \times 0,35 \times (0,7 - 0,15) = 529,375 \text{ (KG/m)}$$

$$g_{Vữa} = n \times \gamma \times \delta \times [b_d + 2 \cdot (h_d - h_s)] = 1,3 \times 1600 \times 0,02 \times [(0,35 + 2 \cdot (0,7 - 0,15))] = 60,32 \text{ (KG/m).}$$

+Tầng 6:

$$g_{BT} = n \times \gamma \times b_d \times (h_d - h_s) = 1,1 \times 2500 \times 0,35 \times (0,65 - 0,15) = 481,25 \text{ (KG/m)}$$

$$g_{Vữa} = n \times \gamma \times \delta \times [b_d + 2 \cdot (h_d - h_s)] = 1,3 \times 1600 \times 0,02 \times [(0,35 + 2 \cdot (0,65 - 0,15))] = 56,16 \text{ (KG/m).}$$

- Trọng lượng bản thân của dầm công xôn (150x400mm)

$$g_{BT} = n \cdot \gamma \cdot b \cdot (h - h_b) = 1,1 \cdot 2500 \cdot 0,15 \cdot (0,4 - 0,1) = 123,75 \text{ KG/m.}$$

$$g_{vữa} = n \cdot \gamma_t \cdot \delta_t \cdot (b + 2h - 2h_b) = 1,3 \cdot 1600 \cdot 0,02 \cdot (0,15 + 2 \cdot 0,4 - 2 \cdot 0,1) = 31,2 \text{ KG/m}$$

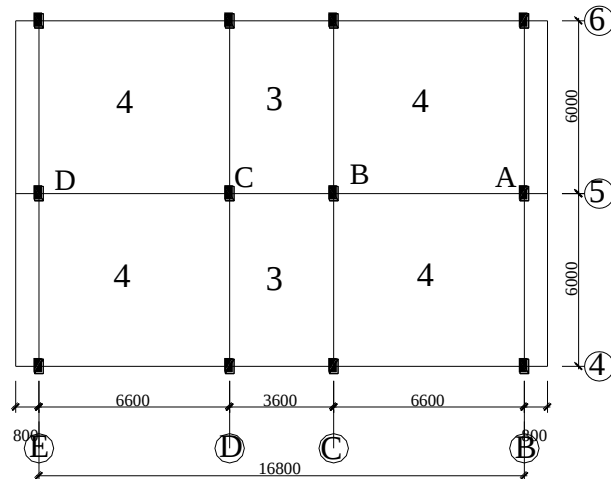
-Trọng lượng dầm bo: (150x400mm)

$$g_{BT} = n \cdot \gamma \cdot b \cdot (h - h_b) = 1,1 \cdot 2500 \cdot 0,15 \cdot (0,4 - 0,1) = 123,75 \text{ KG/m.}$$

$$g_{vua} = n \cdot \gamma_t \cdot \delta_t \cdot (b + 2h - 2h_b) = 1,3 \cdot 1600 \cdot 0,02 \cdot (0,15 + 2 \cdot 0,4 - 2 \cdot 0,1) = 31,2 \text{ KG/m.}$$

- Trọng lượng sàn công xôn + dầm bo truyền vào nút dầm:

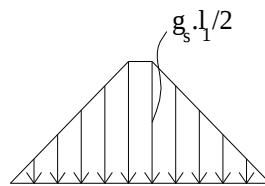
$$P = \frac{1}{2} \cdot 0,8 \cdot 6 \cdot 382,4 + (123,75 + 31,2) \cdot 6 = 1847,46 \text{ KG.}$$



- Trọng lượng do sàn truyền vào:

+ Ô sàn 4: $g_s = 523,6 \text{ KG/m}^2$.

Tải phân bố hình thang :



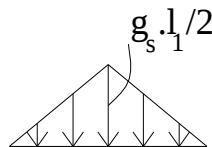
$$g_s \cdot l_1 / 2 = 523,6 \cdot 6 / 2 = 1569,9 \text{ KG/m}$$

quy đổi sang tải phân bố đều ta có:

$$q_4 = g_{ht} \cdot k = 1569,9 \cdot 0,686 = 1076,95 \text{ KG/m}$$

+ Ô sàn 3: $g_s = 382,4 \text{ KG/m}$.

Tải phân bố tam giác.



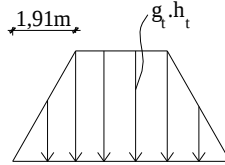
$$g_s \cdot l_1 / 2 = 382,4 \cdot 3,6 / 2 = 688,32 \text{ KG/m.}$$

quy đổi sang tải phân bố đều ta có:

$$q_3 = g_{tg} \cdot k = 688,32 \cdot 0,625 = 430,2 \text{ KG/m}$$

- Trọng lượng do tường truyền vào (chỉ lấy phần tường trong phạm vi 60°)

$$a = h_t \cdot \operatorname{tg} 30^\circ = h_t \cdot \frac{\sqrt{3}}{3} = (3,9 - 0,6) \cdot \frac{\sqrt{3}}{3} = 1,91m$$



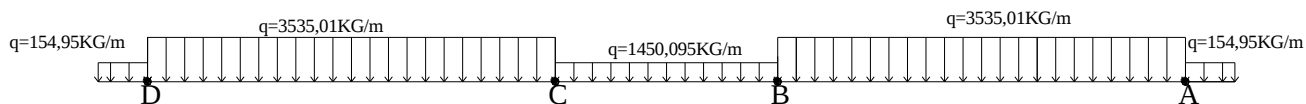
$$h_t \cdot g_t = 3,3 \cdot 349,6 = 1153,68 \text{ KG/m}$$

quy đổi sang tải phân bố đều ta có:

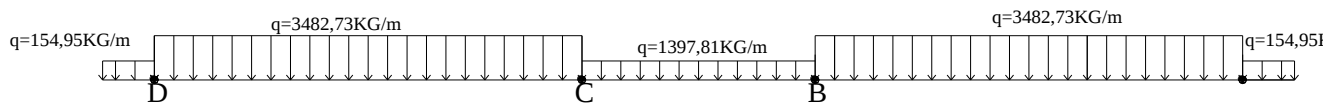
$$q_4 = g_{ht} \cdot k = 1153,68 \cdot 0,686 = 791,42 \text{ Kg/m}$$

Sơ đồ tải phân bố:

Tầng 3:



Tầng 6:



b) Tải trọng tập trung tại nút A, D :

- Trọng lượng cột tầng trên:

Tầng 3:

$$Q_{bt} = 1,1 \cdot 2500 \cdot 0,4 \cdot 0,6 \cdot 3,9 = 2574 \text{ KG}$$

$$Q_{tr} = 1,3 \cdot 1600 \cdot 0,02 \cdot 2 \cdot (0,4 + 0,6) \cdot 3,9 = 324,48 \text{ KG.}$$

Tầng 6

$$Q_{bt} = 1,1 \cdot 2500 \cdot 0,4 \cdot 0,55 \cdot 3,9 = 2359,5 \text{ KG}$$

$$Q_{tr} = 1,3 \cdot 1600 \cdot 0,02 \cdot 2 \cdot (0,4 + 0,55) \cdot 3,9 = 308,256 \text{ KG.}$$

- Trọng lượng mảng tường trong phạm vi 30°

$$Q_{tuong} = \frac{1}{2} (\operatorname{tg} 30^\circ \cdot h_t) h_t \cdot g_t$$

$$= \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\sqrt{3}}{3} \cdot 3,3 \right) \cdot 3,3 \cdot 349,6 = 1099 \text{ KG.}$$

- Dầm bo:

$$g_{BT} = n \cdot \gamma \cdot b \cdot (h - h_b) = 1,1 \cdot 2500 \cdot 0,15 \cdot (0,4 - 0,1) = 123,75 \text{ KG/m}$$

$$g_{vua} = n \cdot \gamma_t \cdot \delta_t \cdot (b + 2h - 2h_b) = 1,3 \cdot 1600 \cdot 0,02 \cdot (0,15 + 2 \cdot 0,4 - 2 \cdot 0,1) = 31,2 \text{ KG/m}$$

$$Q_{bo} = 2 \cdot (123,75 + 31,2) \cdot 6/2 = 929,7 \text{ KG (Đặt tại mép công xôn)}$$

- Do dầm phụ tác dụng vào:

+ Trọng lượng bản thân dầm:

$$\text{* Phần bê tông : } q_{TT} = n \cdot \gamma \cdot b \cdot (h - h_b) = 1,1 \cdot 2500 \cdot 0,3 \cdot (0,55 - 0,15) = 330 \text{ KG/m}$$

$$\text{* Phần trát : } q_{TT} = n \cdot \gamma \cdot \delta_{trát} \cdot (b + 2h - 2h_b) = 1,3 \cdot 1600 \cdot 0,02 \cdot (0,3 + 2 \cdot 0,55 - 2 \cdot 0,15) = 45,76 \text{ KG/m.}$$

$$q = 330 + 45,76 = 375,76 \text{ KG/m.}$$

$$Q_{dp} = 375,76 \cdot 6 = 2254,56 \text{ KG.}$$

+ Trọng lượng do sàn truyền vào:

* Ô sàn 4:

$$Q_s = 2 \cdot \frac{1}{2} \omega_s \cdot g_s \quad \text{với} \quad g_s = 523,3 \text{ KG/m}^2 ; \quad \omega_s =$$

$$\frac{1}{2} \cdot (tg 45 \cdot \frac{l_1}{2}) \cdot l_1 = \frac{1}{2} \cdot \frac{6^2}{2} = 9 \text{ m}^2$$

$$Q_s = 9 \cdot 523,3 = 4709,7 \text{ KG.}$$

* Ô sàn công xôn (Xem toàn bộ trọng lượng sàn quy về lực tập trung tại nút)

$$Q_{scx} = 2 \cdot \frac{1}{2} 0,8 \cdot 6 \cdot 382,4 = 1835,5 \text{ KG}$$

+ Trọng lượng tường truyền vào:

$$Q_{tuong} = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot (g_t \cdot s_t + g_{cua} \cdot s_{cua}) = 349,6 \cdot 15,1 + 15 \cdot 5,6 = 5362,96 \text{ KG}$$

Lực tác dụng của dầm phụ lên nút A,D là:

$$Q = 2254,56 + 4709,7 + 1835,5 + 5362,96 = 14162,72 \text{ KG.}$$

Tổng tải trọng tập trung tại nút A,D:

* Tầng 3

$$P_{A,D} = 2574 + 324,48 + 1099 + 14162,72 = 18160,2 \text{ KG.}$$

* Tầng 6

$$P_{A,D} = 2359,5 + 308,256 + 1099 + 14162,72 = 17929,47 \text{ KG.}$$

b) Tải trọng tập trung tại nút B,C :

Giống nút B,C ở tầng 4 chỉ khác tải trọng do cột phía trên truyền vào.

- Trọng lượng cột tầng trên:

Tầng 3:

$$Q_{bt} = 1,1.2500.0,4.0,6.3,9 = 2574 \text{ KG}$$

$$Q_{tr} = 1,3.1600.0,02.2.(0,4+0,6).3,9 = 324,48 \text{ KG}$$

Tầng 6:

$$Q_{bt} = 1,1.2500.0,4.0,55.3,9 = 2359,5 \text{ KG}$$

$$Q_{tr} = 1,3.1600.0,02.2.(0,4+0,55).3,9 = 308,256 \text{ KG}$$

Tổng tải trọng tác dụng lên nút B,C

* Tầng 3

$$P_{B,C} = 2574 + 324,48 + 1099 + 13467,74 = 17465,22 \text{ KG.}$$

* Tầng 6

$$P_{B,C} = 2359,5 + 308,256 + 1099 + 13467,74 = 17234,496 \text{ KG.}$$

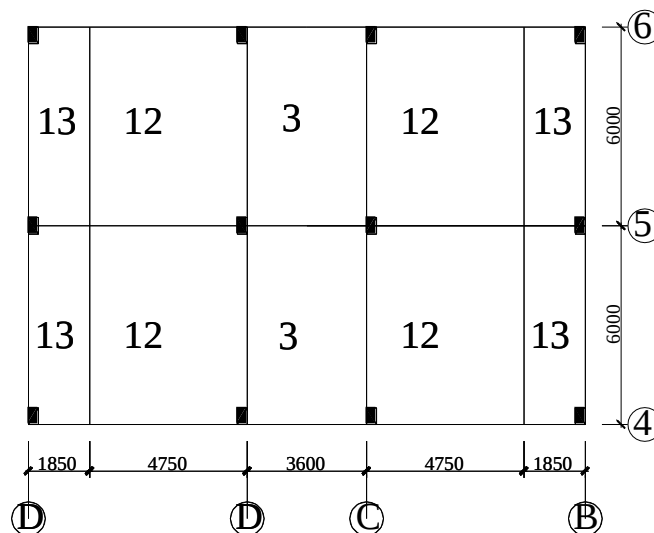
4.1.4 Tính tải tầng 8

a) Tải trọng phân bố trên dầm khung

- Trọng lượng bản thân dầm: (350 x 700 mm)

$$g_{BT} = n \times \gamma \times b_d \times (h_d - h_s) = 1,1 \times 2500 \times 0,35 \times (0,7 - 0,15) = 529,37 (\text{kG/m}).$$

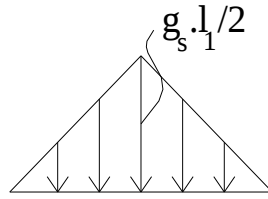
$$g_{Vữa} = n \times \gamma \times \delta \times [b_d + 2.(h_d - h_s)] = 1,3 \times 1600 \times 0,02 \times [(0,35 + 2.(0,7 - 0,15))] = 60,32 (\text{kG/m}).$$



- Trọng lượng do sàn truyền vào:

$$+ \text{ Ô sàn 12: } g_s = 523,3 \text{ KG/m}^2.$$

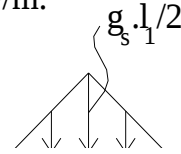
Tải phân bố hình tam giác:



$$g_s.l_1/2 = 523,3.4,75/2 = 1241,84 \text{ KG/m.}$$

quy đổi sang tải phân bố đều ta có:

$$q_3 = g_{tg}.k = 1241,84.0,625 = 776,15 \text{ KG/m}$$



$$+ \text{ Ô sàn 3: } g_s = 382,4 \text{ KG/m}^2.$$

$$g_s.l_1/2 = 382,4.3,6/2 = 688,32 \text{ KG/m.}$$

quy đổi sang tải phân bố đều ta có:

$$q_3 = g_{tg}.k = 688,32.0,625 = 430,2 \text{ KG/m}$$

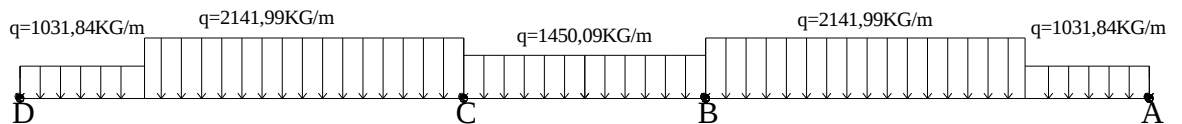
$$+ \text{ Ô sàn 13: } g_s = 382,4 \text{ KG/m}^2.$$

$$g_s.l_1/2 = 382,4.1,85/2 = 353,72 \text{ KG/m}$$

quy đổi sang tải phân bố đều ta có:

$$q_3 = g_{tg}.k = 353,72.0,625 = 221,075 \text{ KG/m}$$

Sơ đồ tải phân bố:



b) Tải trọng tập trung trên dầm khung

- Trọng lượng cột tầng trên:

$$Q_{bt} = 1,1.2500.0,25.0,25.3,9 = 965,25 \text{ KG}$$

$$Q_{tr} = 1,3.1600.0,02.2.(0,25+0,03).3,9 = 123,3 \text{ KG.}$$

- Trọng lượng dầm phụ tác dụng vào:

$$\begin{aligned} * \text{ Phần bê tông : } q_{TT} &= n.\gamma.b.(h-h_b) = 1,1.2500.0,3.(0,55-0,15) = \\ &330 \text{ KG/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} * \text{ Phần trát : } q_{TT} &= n.\gamma.\delta_{trát} .(b + 2h-2h_b) \\ &= 1,3.1600.0,02.(0,3+2.0,55-2.0,15) = 45,76 \text{ KG/m.} \end{aligned}$$

$$q = 330 + 45,76 = 375,76 \text{ KG/m.}$$

$$Q_{dp} = 2.q \cdot \frac{l}{2} = 375,76.6 = 2254,56 \text{ KG.}$$

- Trọng lượng do tường truyền xuống:

$$Q_{tuong} = g_{tuong} \cdot h_{tuong} \cdot l = 349,6.3,45.6 = 7236,72 \text{ KG.}$$

- Trọng lượng sàn truyền vào:

* Ô sàn 13:

$$Q_{s13} = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \omega_{s13} \cdot g_{s13} \quad \text{Với } g_{s13} = 382,3 \text{ KG/m}^2; \omega_{s13} = \frac{1}{2} \cdot 1,85.6 = 5,55 \text{ m}^2.$$

$$Q_{s13} = 5,55.382,3 = 2121,76 \text{ KG.}$$

* Ô sàn 12

$$Q_s = 2 \cdot \frac{1}{2} \omega_s \cdot g_s \quad \text{với } g_s = 523,3 \text{ KG/m}^2; \omega_s = \frac{1}{2} \cdot (1,25 + 6) \cdot 2,375 = 8,6 \text{ m}^2$$

$$Q_s = 8,6.523,3 = 4505,3 \text{ KG.}$$

$$\Sigma Q = 965,25 + 123,3 + 1680,9 + 7236,72 + 2121,76 + 4505,3 = 16633,23 \text{ KG.}$$

c) Tải trọng tập trung tại nút A,D

- Trọng lượng cột tầng trên:

$$Q_{bt} = 1,1.2500.0,3.0,5.3,9 = 1608,75 \text{ KG}$$

$$Q_{tr} = 1,3.1600.0,02.2.(0,3+0,5).3,9 = 259,58 \text{ KG.}$$

- Do dầm phụ tác dụng vào:

+ Trọng lượng bản thân dầm:

+ Trọng lượng bản thân dầm:

$$\begin{aligned} &* \text{Phần bê tông : } q_{TT} = n \cdot \gamma \cdot b \cdot (h - h_b) = 1,1.2500.0,3.(0,55 - 0,15) = \\ &330 \text{ KG/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &* \text{Phần trát : } q_{TT} = n \cdot \gamma \cdot \delta_{trát} \cdot (b + 2h - 2h_b) \\ &= 1,3.1600.0,02.(0,3 + 2.0,55 - 2.0,15) = 45,76 \text{ KG/m.} \end{aligned}$$

$$q = 330 + 45,76 = 375,76 \text{ KG/m.}$$

$$Q_{dp} = 375,76.6 = 2254,56 \text{ KG}$$

+ Trọng lượng do sàn truyền vào:

* Ô sàn 13:

$$Q_s = 2 \cdot \frac{1}{2} \omega_s \cdot g_s \quad \text{với } g_s = 382,3 \text{ KG/m}^2; \omega_s =$$

$$\frac{1}{2} \cdot l_1 \cdot l_2 = \frac{1}{2} \cdot 6 \cdot 1,85 = 5,55 \text{ m}^2$$

$$Q_s = 5,55.382,3 = 2121,76 \text{ KG.}$$

+ Trọng lượng tường truyền vào:

$$Q_{\text{tuong}} = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot (g_t \cdot s_t + g_{\text{cua}} \cdot s_{\text{cua}}) = 349,6 \cdot 15,1 + 15 \cdot 5,6 = 5362,96 \text{ KG}$$

Tổng tải trọng tập trung tại nút A,D:

$$P_{A,D} = 1608,75 + 259,58 + 2254,56 + 2121,76 + 5362,96 = 11607,61 \text{ KG.}$$

d) Tải trọng tập trung tại nút B,C.

- Do dầm phụ tác dụng vào:

+ Trọng lượng bản thân dầm:

$$\begin{aligned} * \text{ Phần bê tông : } q_{\text{TT}} &= n \cdot \gamma \cdot b \cdot (h - h_b) = 1,1 \cdot 2500 \cdot 0,3 \cdot (0,55 - 0,15) = \\ &330 \text{ KG/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} * \text{ Phần trát : } q_{\text{TT}} &= n \cdot \gamma \cdot \delta_{\text{trát}} \cdot (b + 2h - 2h_b) \\ &= 1,3 \cdot 1600 \cdot 0,02 \cdot (0,3 + 2 \cdot 0,55 - 2 \cdot 0,15) = 45,76 \text{ KG/m.} \end{aligned}$$

$$q = 330 + 45,76 = 375,76 \text{ KG/m.}$$

$$Q_{\text{dp}} = 375,76 \cdot 6 = 2254,56 \text{ KG}$$

+ Trọng lượng do sàn truyền vào:

* Ô sàn 12:

$$\begin{aligned} Q_s &= 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \omega_s \cdot g_s \quad \text{với} \quad g_s = 523,3 \text{ KG/m}^2 ; \quad \omega_s = \\ &\frac{1}{2} \cdot (1,25 + 6) \cdot 2,375 = 8,6 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$Q_s = 8,6 \cdot 523,3 = 4505,3 \text{ KG.}$$

* Ô sàn 3

$$\begin{aligned} Q_{s3} &= 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \omega_{s3} \cdot g_{s3} \quad \text{với} \quad g_{s3} = 382,4 \text{ KG/m}^2 ; \quad \omega_{s3} = \frac{1}{2} (3 \cdot 6 + 6) \cdot 1,5 = 7,2 \\ &\text{m}^2 \end{aligned}$$

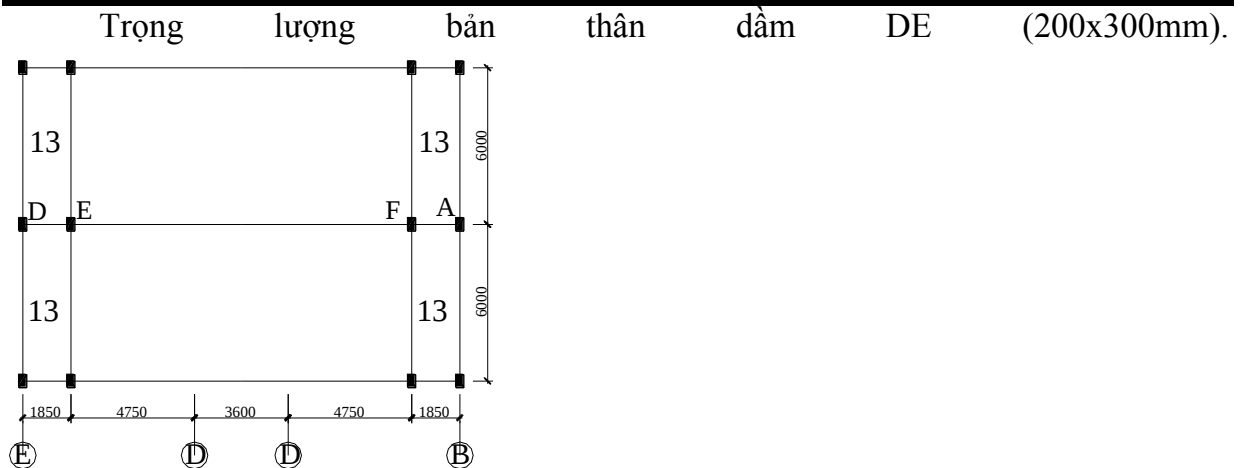
$$Q_{s3} = 7,2 \cdot 382,4 = 2753,28 \text{ KG}$$

Tổng tải trọng tập trung tại nút B,C:

$$P_{B,C} = 2254,56 + 4505,3 + 2753,28 = 9513,14 \text{ KG.}$$

4.1.5 Tính tải tầng mái.

a) Tải trọng phân bố đều.



* Phần bê tông :

$$q_{TT} = n \cdot \gamma \cdot b \cdot (h - h_b) = 1,1 \cdot 2500 \cdot 0,2 \cdot (0,3 - 0,1) = 110 \text{ KG/m}$$

* Phần trát :

$$q_{TT} = n \cdot \gamma \cdot \delta_{\text{trát}} \cdot (b + 2h - 2h_b) = 1,3 \cdot 1600 \cdot 0,02 \cdot (0,2 + 2 \cdot 0,3 - 2 \cdot 0,1) = 24,96 \text{ KG/m.}$$

$$q = 110 + 24,96 = 134,96 \text{ KG/m}$$

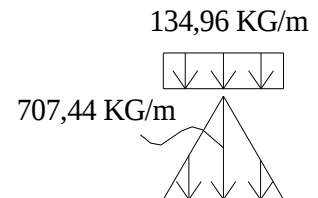
* Ô sàn 13: $g_s = 382,4 \text{ KG/m}^2$.

$$g_s \cdot l_1 / 2 = 382,4 \cdot 1,85 / 2 = 353,72 \text{ KG/m.}$$

quy đổi sang tải phân bố đều ta có:

$$q_3 = g_{tg} \cdot k = 353,72 \cdot 0,625 = 221,075 \text{ KG/m}$$

$q = 577,11 \text{ KG/m}$



b) Tải trọng tập trung tại nút A, D

- Trọng lượng mái:

Trọng lượng dầm vì kèo: $Q_{\text{dầm}} = 5000 \text{ KG.}$

Tôn lợp: $Q_{\text{ton}} = 1,1 \cdot 12 = 13,2 \text{ KG/m}^2$.

Xà gồ U70.180: $Q_{\text{xg}} = 1,1 \cdot 11,05 = 12,155 \text{ KG/m}^2$

Trọng lượng mái truyền vào nút: $Q =$

$$\frac{1}{2} \cdot 5000 + \frac{1}{2} \cdot 16,2 \cdot 6 \cdot 13,2 + \frac{1}{2} \cdot 16,2 \cdot 6 \cdot 12,155$$

$$= 3732,25 \text{ KG.}$$

- Do dầm phụ tác dụng vào:

+ Trọng lượng bản thân dầm:

* Phần bê tông : $q_{TT} = n \cdot \gamma \cdot b \cdot (h - h_b) = 1,1 \cdot 2500 \cdot 0,2 \cdot (0,3 - 0,1) = 110 \text{ KG/m}$

* Phần trát : $q_{TT} = n \cdot \gamma \cdot \delta_{\text{trát}} \cdot (b + 2h - 2h_b) = 1,3 \cdot 1600 \cdot 0,02 \cdot (0,2 + 2 \cdot 0,3 - 2 \cdot 0,1) = 24,96 \text{ KG/m.}$

$$q = 110 + 24,96 = 134,96 \text{ KG/m.}$$

$$Q_{dp} = 134,96 \cdot 6 = 809,76 \text{ KG}$$

+ Trọng lượng do sàn truyền vào:

* Ô sàn 13:

$$Q_s = 2 \cdot \frac{1}{2} \omega_s \cdot g_s \quad \text{với} \quad g_s = 382,3 \text{ KG/m}^2 ; \quad \omega_s =$$

$$\frac{1}{2} \cdot l_1 l_2 = \frac{1}{2} \cdot 6 \cdot 1,85 = 5,55 \text{ m}^2$$

$$Q_s = 5,55 \cdot 382,3 = 2121,76 \text{ KG.}$$

Tổng tải trọng tập trung tại nút A,D:

$$P_{A,D} = 3732,25 + 809,76 + 2121,76 = 6663,77 \text{ KG.}$$

c) Tải trọng tập trung tại nút E,F

Giống nút A,D nhưng không có trọng lượng dầm mái truyền vào

$$P_{E,F} = 809,76 + 2121,76 = 2931,52 \text{ KG.}$$

4.2 Hoạt tải.

4.2.1 Hoạt tải tầng 1-7.

a) Tải phân bố.

Hoạt tải tính toán: Ô sàn 4: 260 KG/m^2

Ô sàn 3: 360 KG/m^2 .

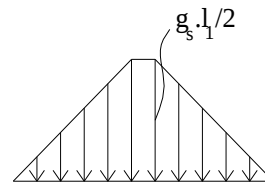
Do ô sàn 4 truyền vào: $p_s = 260 \text{ KG/m}^2$.

Tải phân bố hình thang :

$$p_s \cdot l_1 / 2 = 260 \cdot 6 / 2 = 780 \text{ KG/m}$$

quy đổi sang tải phân bố đều ta có:

$$q_3 = g_{tg} \cdot k = 780 \cdot 0,686 = 535,08 \text{ Kg/m}$$



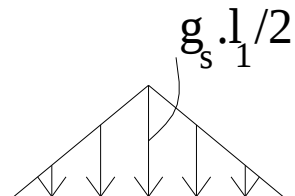
Do ô sàn 3: $p_s = 360 \text{ KG/m}^2$.

Tải phân bố tam giác.

$$p_s \cdot l_1 / 2 = 360 \cdot 3,6 / 2 = 648 \text{ KG/m.}$$

quy đổi sang tải phân bố đều ta có:

$$q_3 = g_{tg} \cdot k = 648 \cdot 0,625 = 405 \text{ Kg/m}$$



b) Tải tập trung.

-Nút A,D:

$$P_A = P_D = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot p_s \cdot \omega_s. \text{ Với } \omega_s = \frac{1}{2} \cdot (\tan 45^\circ \cdot 3) \cdot 6 = 9 \text{ m}^2$$

$$P_A = P_D = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 260 \cdot 9 = 2340 \text{ KG}$$

-Nút B^{PH}, C^{TR} :

$$P_B^{PH} = P_C^{TR} = P_A = P_D = 2340 \text{ KG}$$

-Nút B^{TR}, C^{PH} :

$$P_B^{TR} = P_C^{PH} = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot p_s \cdot \omega_s. \text{ Với } \omega_s = \frac{1}{2} \cdot (3+6) \cdot 1,5 = 6,75 \text{ m}^2$$

$$P_B^{TR} = P_C^{PH} = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 360 \cdot 6,75 = 2430 \text{ KG}$$

4.2.2 Hoạt tải tầng 8

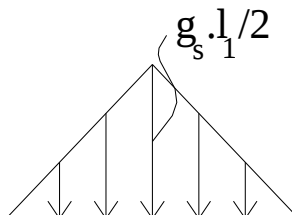
a) Tải phân bố.

Hoạt tải tính toán: Ô sàn 3,12: 600 KG/m^2

Ô sàn 13: 360 KG/m^2 .

Do ô sàn 12 truyền vào: $p_s = 600 \text{ KG/m}^2$.

Tải phân bố hình tam giác:



$$g_s \cdot l_1/2 = 600 \cdot 4,75/2 = 1425 \text{ KG/m.}$$

quy đổi sang tải phân bố đều ta có:

$$q_3 = g_{tg} \cdot k = 1425 \cdot 0,625 = 890,625 \text{ Kg/m}$$

Do ô sàn 3: $p_s = 600 \text{ KG/m}^2$.

$$p_s \cdot l_1/2 = 600 \cdot 3,6/2 = \text{KG/m.}$$

quy đổi sang tải phân bố đều ta có:

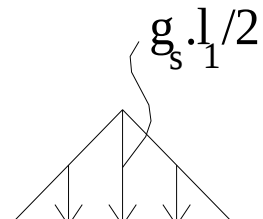
$$q_3 = g_{tg} \cdot k = 900 \cdot 0,625 = 562,5 \text{ Kg/m}$$

+ Ô sàn 13: $p_s = 360 \text{ KG/m}^2$.

$$p_s \cdot l_1/2 = 360 \cdot 1,85/2 = 333 \text{ KG/m}$$

quy đổi sang tải phân bố đều ta có:

$$q_3 = g_{tg} \cdot k = 333 \cdot 0,625 = 208,125 \text{ Kg/m}$$



b) Tải tập trung .

-Nút A,D:

$$P_A = P_D = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot p_s \cdot \omega_s. \text{ Với } \omega_s = \frac{1}{2} \cdot (6.1,85) = 5,55 \text{ m}^2$$

$$P_A = P_D = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 360.5,55 = 1998 \text{ KG.}$$

-Nút B^{PH}, C^{TR}:

$$P_B^{PH} = P_C^{TR} = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot p_s \cdot \omega_s. \text{ Với } \omega_s = \frac{1}{2} \cdot (1,25+6).2,375 = 8,61 \text{ m}^2.$$

$$P_B^{PH} = P_C^{TR} = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 600.8,61 = 5166 \text{ KG.}$$

-Nút B^{TR}, C^{PH}:

$$P_B^{TR} = P_C^{PH} = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot p_s \cdot \omega_s. \text{ Với } \omega_s = \frac{1}{2} \cdot (3+6).1,5 = 6,75 \text{ m}^2$$

$$P_B^{TR} = P_C^{PH} = 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 600.6,75 = 4050 \text{ KG}$$

4.2.2 Hoạt tải tầng mái.

Hoạt tải mái truyền xuống đặt tại đỉnh cột.

Mái tôn không sử dụng có $p^{tc} = 30 \text{ KG/m}^2$. Hoạt tải tính toán $p^{tt} = 1,3.30 = 39 \text{ KG/m}^2$

Trần bê tông cốt thép không sử dụng có $p^{tc} = 30 \text{ KG/m}^2$. $P^{tt} = 1,3.30 = 39 \text{ KG/m}^2$.

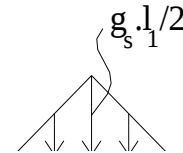
Hoạt tải phân bố:

Trần bê tông cốt thép có $p_s = 39 \text{ KG/m}^2$.

$$p_s \cdot l_1/2 = 39.1,85/2 = 36,1 \text{ KG/m.}$$

quy đổi sang tải phân bố đều ta có:

$$q_3 = g_{tg} \cdot k = 36,1 \cdot 0,625 = 22,56 \text{ KG/m}$$



Tải tập trung tại nút A,D:

$$P_{A,D} = s_{mai} \cdot p^{tt} + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot p_s \cdot \omega_s. \text{ Với } \omega_s = \frac{1}{2} \cdot (6.1,85) = 5,55 \text{ m}^2.$$

$$= (16,2.6 \cdot \frac{1}{2}) \cdot 39 + 39.5,55 = 2111,85 \text{ KG.}$$

Tải tập trung tại E,F: $P_{E,F} = 39.5,55 = 216,45 \text{ KG}$

4.2 Tải trọng gió.

Tải trọng gió được xác định theo tiêu chuẩn TCVN 2737 - 95. Công trình được xây dựng ở Hà Nội thuộc khu vực II-B, có giá trị áp lực gió $W_0 = 95 \text{ kG/m}^2$.

Để xác định tải trọng gió ta coi tải trọng gió là phân bố đều trên mỗi đoạn chiều cao công trình. ở đây ta lấy mỗi đoạn có chiều cao là 1 tầng.

Giá trị tính toán của thành phần gió ở độ cao z của công trình được xác định theo công thức:

$$W_j = n.W_0.k.c \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

Trong đó:

W_0 : Giá trị áp lực gió tiêu chuẩn. $W_0 = 95 \text{ (kG/m}^2\text{)}$

k : Hệ số tính đến sự thay đổi của áp lực gió theo độ cao lấy theo bảng 5-TCVN 2737-95

c : Hệ số khí động phụ thuộc vào hình dạng công trình. (bảng 6 - TCVN-2737-95)

Phía gió đẩy: $c = 0,8$

Phía gió hút: $c = -0,6$

n : Hệ số vượt tải, $n = 1,2$.

Tải trọng gió tác dụng trong một tầng được lấy với chiều cao z trung bình của tầng đó. Tải trọng gió phân bố vào cột được xác định:

$$q = n.W.B = n.B.W_0.K.C$$

B : bề rộng đón gió của cột $B = 6 \text{ m}$

Tải trọng gió tác dụng lên mái và sânô đưa về thành lực tập trung đặt đầu đỉnh cột.

Hệ số khí động ở mái:

$$\tan \alpha = \frac{2,9}{16,2/2} = 0,35 \Rightarrow \alpha = 19,7^\circ \text{ và } \frac{h}{l} = \frac{38,1}{16,2} = 2,35 > 2.$$

Tra bảng 6 TCVN 2737-1995 và nội suy ta có $c_{e1} = -0,8$; $c_{e2} = -0,8$.

Hệ số khí động ở sânô: $c = 0,8$

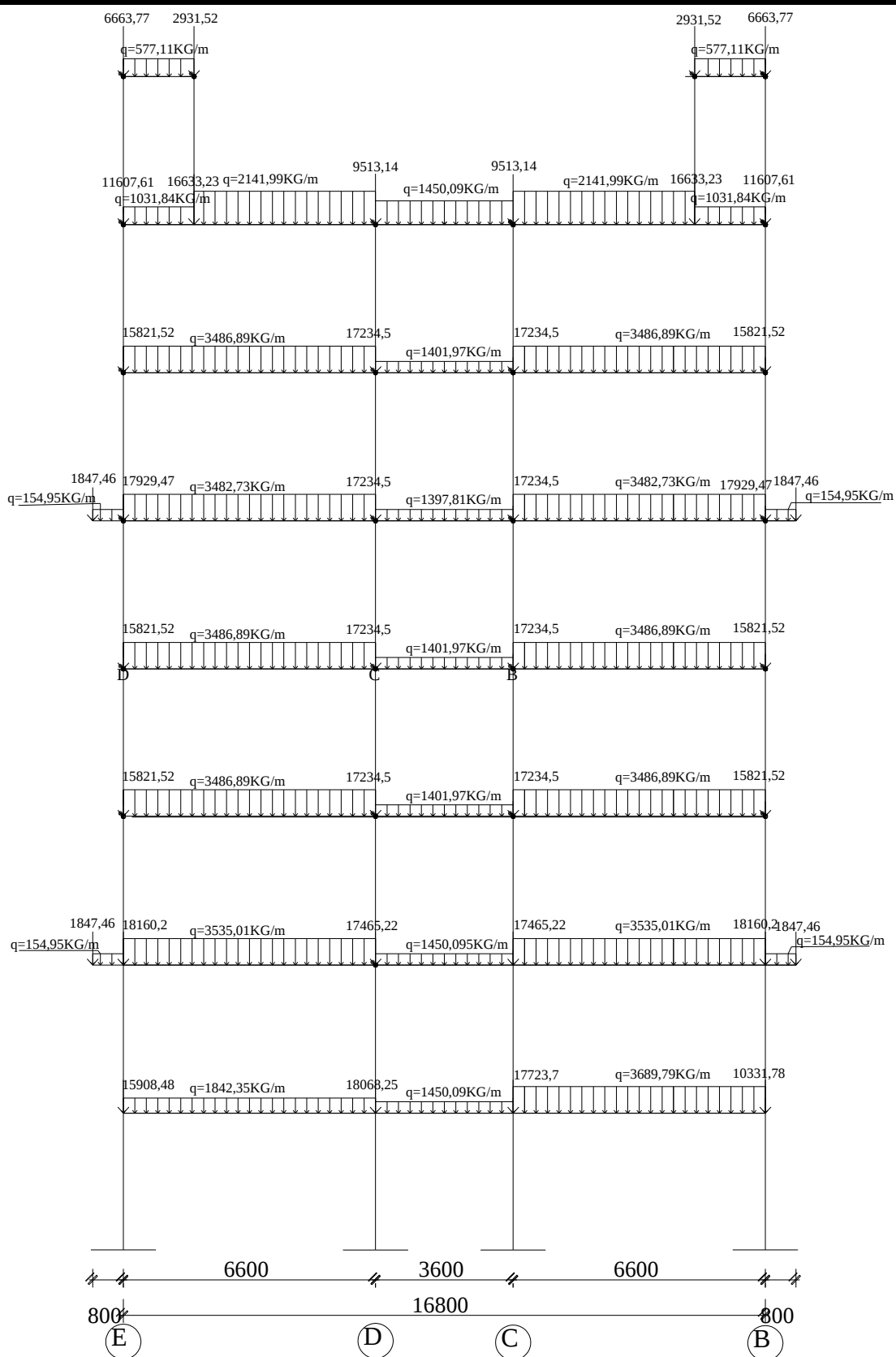
Bảng tải trọng gió phân bố trên cột.

TT	$z \text{ (m)}$	Hầu số K	$q \text{ (áo in) (kG/m)}$	$q \text{ (hút) (kG/m)}$	$q_{tt} \text{ (áo in) (kG/m)}$	$q_{tt} \text{ (hút) (kG/m)}$	$P \text{ (don)}$	$P \text{ (hut)}$
1	3	0.8	364.80	273.60	437.76	328.32		
2	6.9	0.878	400.37	300.28	480.4416	360.3312		
3	10.8	0.972	443.23	332.42	531.8784	398.9088		
4	14.7	1.044	476.06	357.05	571.2768	428.4576		
5	18.6	1.09	500.23	375.17	600.2784	450.2088		

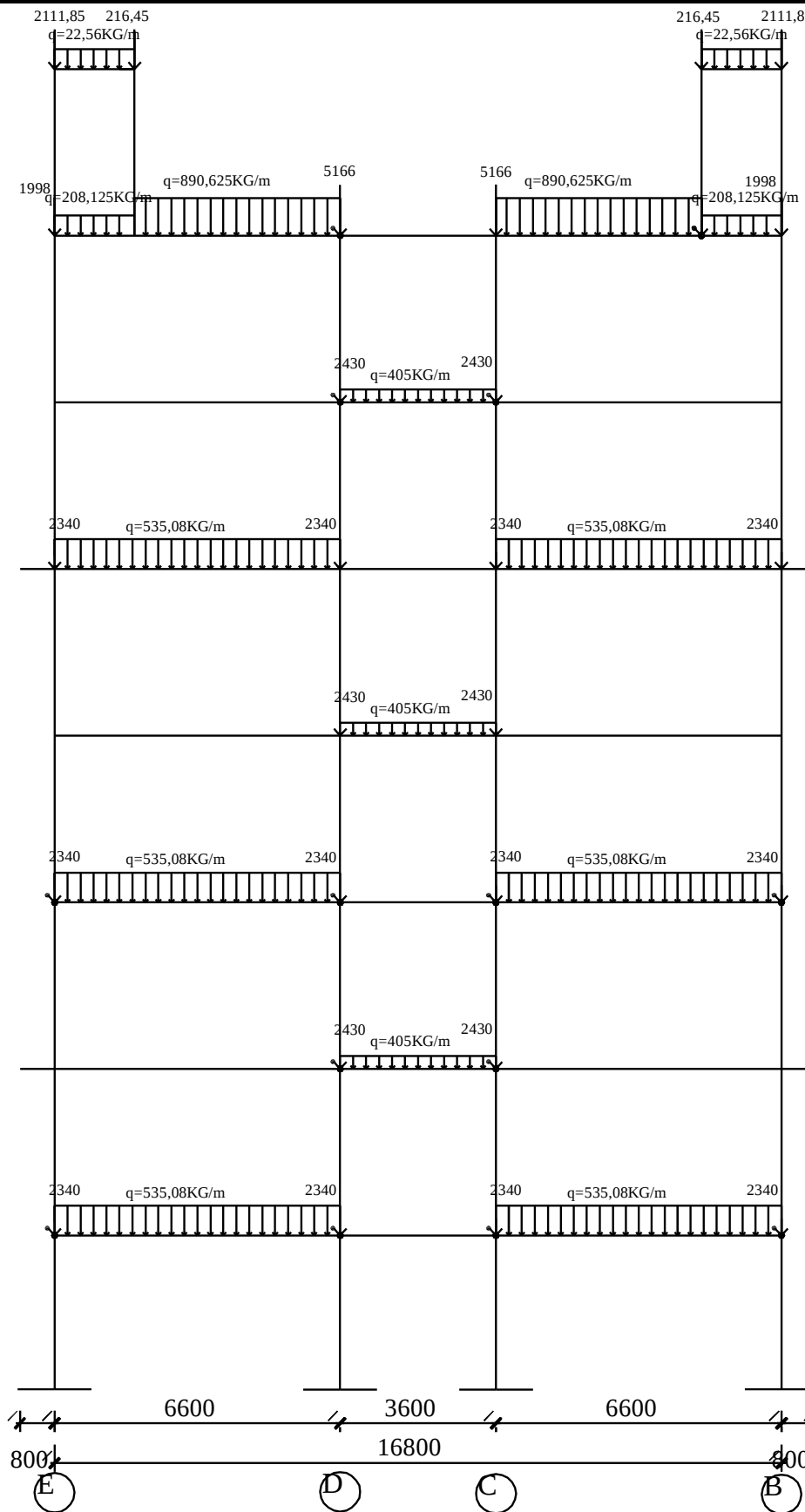
		7						
6	22.5	1.13 5	517.56	388.17	621.072	465.804		
7	26.4	1.17	533.52	400.14	640.224	480.168		
8	30.3	1.20 5	549.48	412.11	659.376	494.532		
Sen o	32,9	1.27 1	579.58	434.68	695.4912	521.6184	556.39 3	417.29 5
Mái	33.2	1.27 7	582.31	582.31	698.7744	698.7744	2026.4 5	2026.4 5

3. SƠ ĐỒ TẢI TRỌNG VÀ TỔ HỢP NỘI LỰC :

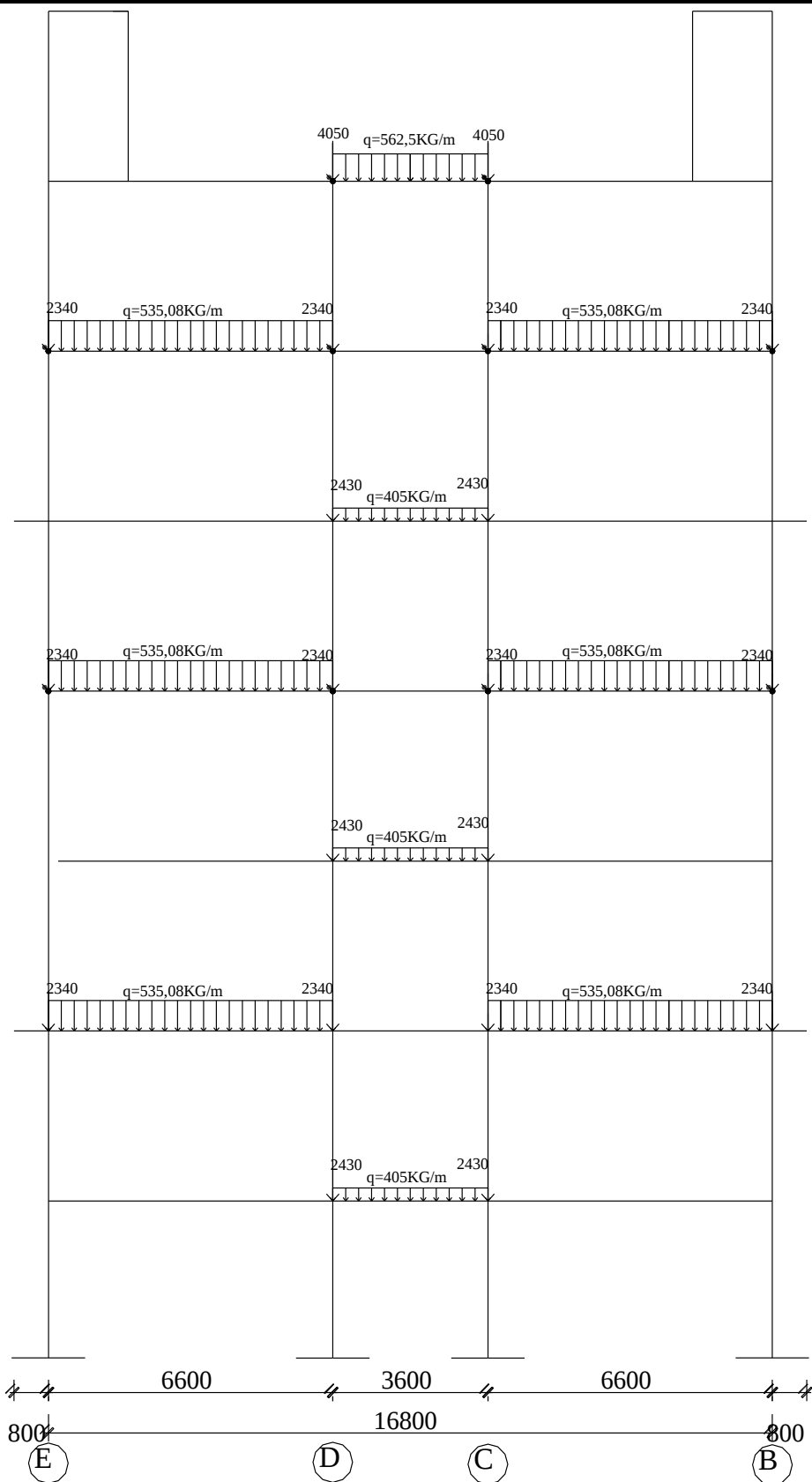
4.1 Sơ đồ tải trọng:



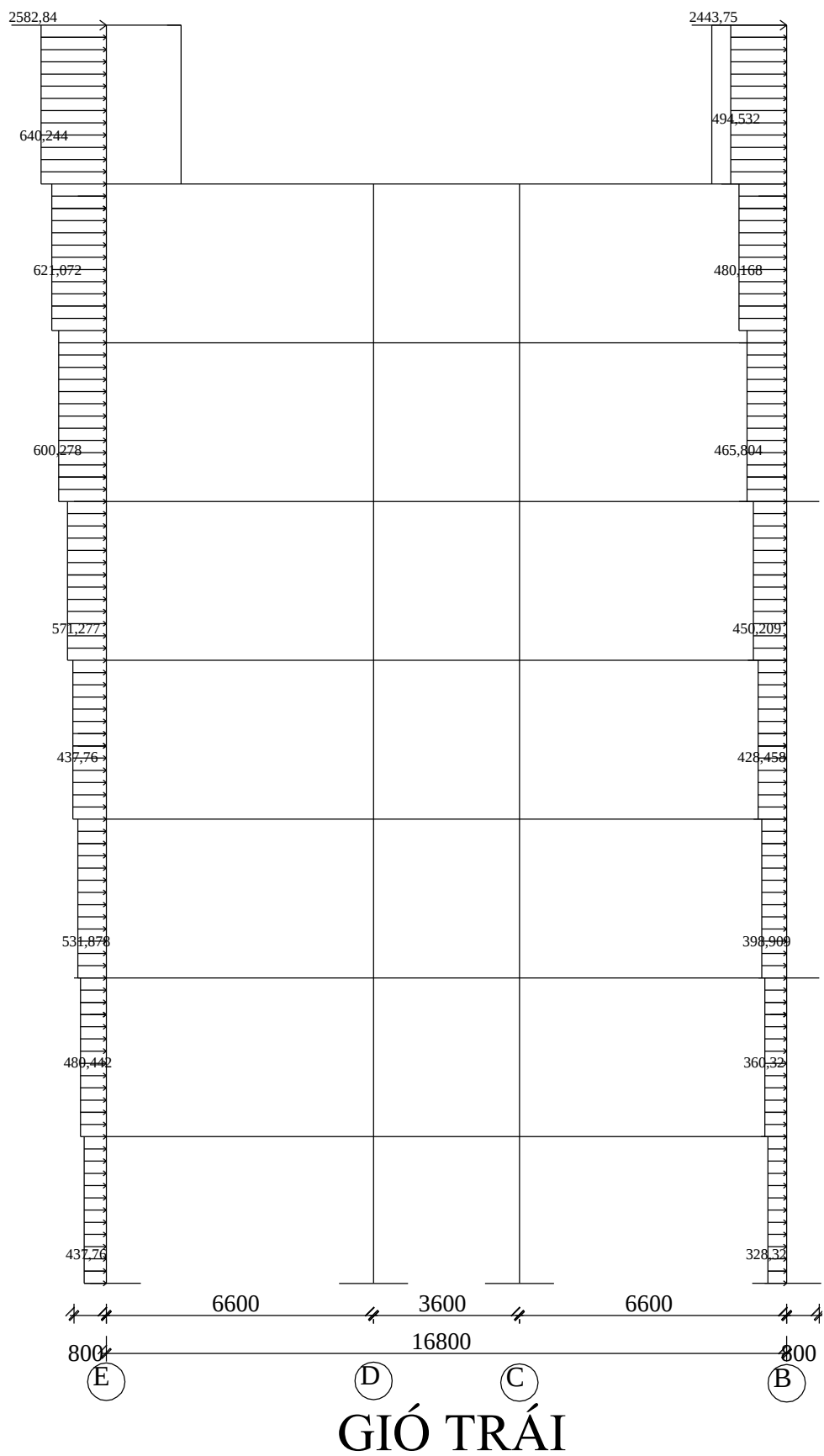
TÍNH TẢI

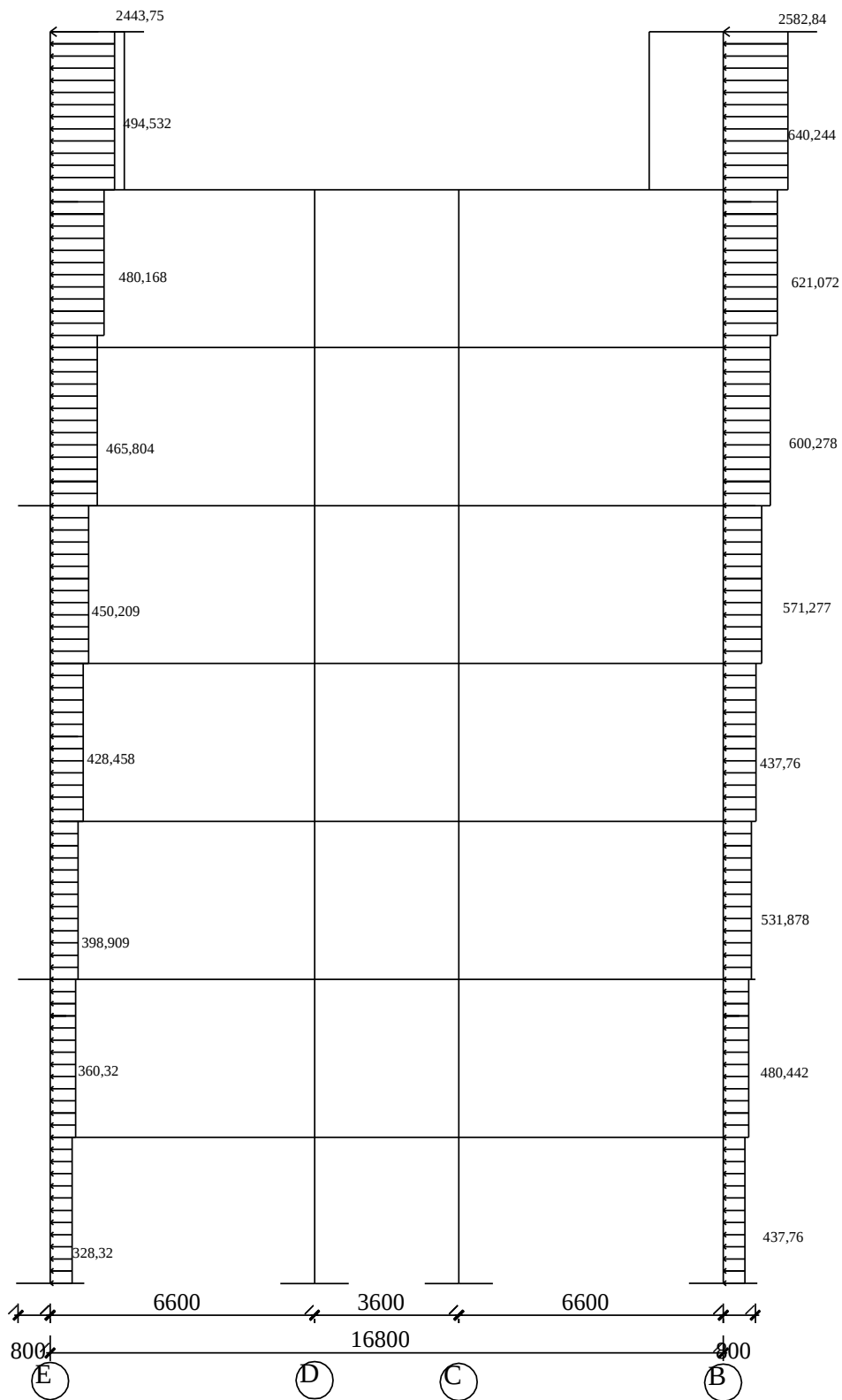


HOẠT TẢI 1



HOẠT TẢI 2





GIÓ PHẢI

4.2 Tổ hợp nội lực.

5.3.1 Tổ hợp cơ bản 1 :

Là tổ hợp của tĩnh tải + 1 tải trọng (hoạt tải) nguy hiểm nhất.

Tổ hợp này sẽ có : $\text{Max} = \text{TT} + \max(\text{HT1}, \text{HT2}, \text{GT}, \text{GP}, \text{HT1} + \text{HT2})$.

$\text{Min} = \text{TT} + \min(\text{HT1}, \text{HT2}, \text{GT}, \text{GP}, \text{HT1} + \text{HT2})$.

5.3.2 Tổ hợp cơ bản 2 :

Là tổ hợp của tĩnh tải + từ 2 loại tải trọng tạm thời trở lên. Tải trọng tạm thời với hệ số tổ hợp = 0,9.

Tổ hợp này sẽ có :

$\text{Max} = \text{TT} + 0,9 \cdot \sum(\text{HT1}, \text{HT2}, \text{GT}, \text{GP})^+ \leftarrow$ tổng của những số dương.

$\text{Min} = \text{TT} + 0,9 \cdot \sum(\text{HT1}, \text{HT2}, \text{GT}, \text{GP})^- \leftarrow$ tổng của những số âm.

Tổ hợp cơ bản dùng để tính toán tiết diện là giá trị lớn nhất của cả 2 giá trị THCB1 & THCB 2.

Kết quả cho ở bảng sau:

BẢNG TỔ HỢP MOMENT DÀM KHUNG

Phân tử	Tiết diện	Trường hợp tải trọng (đơn vị KN.m)					Tổ hợp		
		TT	HT1	HT2	GT	GP	$M_{\min}$	$M_{\max}$	$M_{\text{tính}}$
D1	0.00	-107.16	-35.74	-2.35	227.04	-226.93	-345.67	119.88	- 345,67/+119,88
D1	1.65	21.43	7.08	-1.65	117.60	-117.53	-96.10	139.03	-96,1/+139,03
D1	3.30	76.76	26.56	-0.96	8.15	-8.12	68.58	108.00	108.00
D1	4.95	19.43	7.84	-0.27	-101.29	101.28	-81.86	120.71	-81,86/+120,71
D1	6.60	-111.16	-34.22	0.43	-210.73	210.69	-331.61	99.52	-331,61/+99,52
D2	0.00	-17.41	-4.45	-3.49	218.33	-218.32	-235.72	200.92	- 235,72/+200,92
D2	1.80	-6.50	-4.45	4.61	0.01	0.01	-10.94	-1.89	-10.94
D2	3.60	-22.27	-4.45	-3.49	-218.32	218.33	-240.59	196.06	- 240,59/+196,06
D3	0.00	-135.16	-34.22	0.43	210.69	-210.73	-355.61	75.52	-355,61/+75,52
D3	1.65	24.16	7.84	-0.27	101.28	-101.29	-77.13	125.44	-77,13/+125,44

D3	3.30	92.32	26.56	-0.96	-8.12	8.15	84.15	123.57	123.57
D3	4.95	27.18	7.08	-1.65	-117.53	117.60	-90.35	144.77	-90,35/+144,77
D3	6.60	-129.12	-35.74	-2.35	-226.93	227.04	-367.63	97.92	-367,63/+97,92
D4	0.00	-121.81	-4.18	-37.25	253.30	-253.36	-387.11	131.50	-387,11/+131,5
D4	1.65	20.56	-3.00	6.45	130.19	-130.21	-109.65	150.75	- 109,65/+150,75
D4	3.30	80.07	-1.83	26.82	7.08	-7.07	72.05	110.57	110.57
D4	4.95	19.84	-0.66	8.98	-116.04	116.07	-96.20	135.91	-96,2/+135,91
D4	6.60	-123.26	0.51	-32.20	-239.15	239.21	-367.47	115.95	- 367,47/+115,95
D5	0.00	-17.94	-2.39	-4.60	238.38	-238.37	-256.31	220.44	- 256,31/+220,44
D5	1.80	-3.55	5.71	-4.60	0.00	0.00	-8.15	2.16	-8,15/+2,16
D5	3.60	-15.84	-2.39	-4.60	-238.37	238.38	-254.22	222.54	- 254,22/+222,54
D6	0.00	-123.30	0.51	-32.20	239.21	-239.15	-367.52	115.91	- 367,52/+115,91
D6	1.65	19.63	-0.66	8.98	116.07	-116.04	-96.41	135.70	-96,41/+135,7
D6	3.30	79.69	-1.83	26.82	-7.07	7.08	71.68	110.20	110.20
D6	4.95	20.02	-3.00	6.45	-130.21	130.19	-110.20	150.21	-110,2/+150,21
D6	6.60	-122.52	-4.18	-37.25	-253.36	253.30	-387.82	130.79	- 387,82/+130,79
D7	0.00	-115.89	-36.36	-6.20	251.01	-251.08	-380.16	135.13	- 380,16/+135,13
D7	1.65	24.83	7.28	-4.12	129.62	-129.64	-104.81	154.45	- 104,81/+154,45
D7	3.30	82.69	27.59	-2.03	8.22	-8.21	73.48	114.92	114.92
D7	4.95	20.81	9.69	0.05	-113.18	113.23	-92.37	134.04	-92,37/+134,04
D7	6.60	-123.93	-31.54	2.13	-234.58	234.67	-363.44	110.74	- 363,44/+110,74
D8	0.00	-19.74	-5.46	-1.88	218.20	-218.19	-237.93	198.46	- 237,93/+198,46
D8	1.80	-6.21	-5.46	6.22	0.01	0.01	-11.67	0.01	-11,67/+0,01
D8	3.60	-19.36	-5.46	-1.88	-218.19	218.20	-237.54	198.84	- 237,54/+198,84
D9	0.00	-123.61	-31.54	2.13	234.67	-234.58	-363.12	111.06	- 363,12/+111,06
D9	1.65	21.02	9.69	0.05	113.23	-113.18	-92.16	134.25	-92,16/+134,25
D9	3.30	82.78	27.59	-2.03	-8.21	8.22	73.56	115.01	115.01
D9	4.95	24.80	7.28	-4.12	-129.64	129.62	-104.84	154.42	- 104,84/+154,42
D9	6.60	-116.04	-36.36	-6.20	-251.08	251.01	-380.31	134.98	- 380,31/+134,98
D10	0.00	-114.81	-5.06	-37.58	212.71	-212.80	-344.70	97.91	-344,7/+97,91
D10	1.65	25.63	-3.47	6.66	109.71	-109.75	-84.12	135.34	-84,12/+135,34
D10	3.30	83.21	-1.88	27.57	6.71	-6.70	75.48	114.05	114.05
D10	4.95	21.04	-0.30	10.26	-96.30	96.35	-75.26	117.40	-75,26/+117,4

D10	6.60	-123.98	1.29	-30.38	-199.30	199.41	-330.69	75.42	-330,69/+75,42
D11	0.00	-19.89	-2.31	-5.11	176.85	-176.84	-196.73	156.97	- 196,73/+156,97
D11	1.80	-6.35	5.79	-5.11	0.01	0.01	-11.46	-0.55	-11.46
D11	3.60	-19.49	-2.31	-5.11	-176.84	176.85	-196.33	157.37	- 196,33/+157,37
D12	0.00	-123.79	1.29	-30.38	199.41	-199.30	-330.50	75.62	-330,5/+75,62
D12	1.65	21.14	-0.30	10.26	96.35	-96.30	-75.15	117.50	-75,15/+117,5
D12	3.30	83.21	-1.88	27.57	-6.70	6.71	75.49	114.06	114.06
D12	4.95	25.55	-3.47	6.66	-109.75	109.71	-84.21	135.26	-84,21/+135,26
D12	6.60	-114.99	-5.06	-37.58	-212.80	212.71	-344.88	97.73	-344,88/+97,73
D13	0.00	-118.27	-36.94	-7.45	193.01	-193.15	-332.07	74.74	-332,07/+74,74
D13	1.65	22.96	7.03	-4.84	99.28	-99.35	-76.39	122.24	-76,39/+122,24
D13	3.30	81.33	27.67	-2.22	5.55	-5.54	74.34	111.23	111.23
D13	4.95	19.96	10.10	0.39	-88.18	88.26	-68.22	108.84	-68,22/+108,84
D13	6.60	-124.27	-30.80	3.01	-181.91	182.06	-315.71	57.80	-315,71/+57,8
D14	0.00	-18.77	-5.29	-1.74	155.93	-155.92	-174.69	137.17	- 174,69/+137,17
D14	1.80	-5.26	-5.29	6.36	0.01	0.01	-10.55	1.10	-10,55/+1,1
D14	3.60	-18.44	-5.29	-1.74	-155.92	155.93	-174.37	137.49	- 174,37/+137,49
D15	0.00	-124.09	-30.80	3.01	182.06	-181.91	-315.54	57.97	-315,54/+57,97
D15	1.65	20.06	10.10	0.39	88.26	-88.18	-68.12	108.94	-68,12/+108,94
D15	3.30	81.34	27.67	-2.22	-5.54	5.55	74.35	111.24	111.24
D15	4.95	22.89	7.03	-4.84	-99.35	99.28	-76.46	122.17	-76,46/+122,17
D15	6.60	-118.42	-36.94	-7.45	-193.15	193.01	-332.22	74.59	-332,22/+74,59
D16	0.00	-107.92	-6.55	-37.58	170.22	-170.39	-300.98	62.30	-300,98/+62,3
D16	1.65	27.61	-4.49	7.15	88.02	-88.10	-60.50	115.62	-60,5/+115,62
D16	3.30	82.74	-2.44	28.55	5.82	-5.82	75.31	113.66	113.66
D16	4.95	20.60	-0.39	11.73	-76.38	76.47	-55.78	99.99	-55,78/+99,99
D16	6.60	-121.92	1.67	-28.41	-158.58	158.75	-290.21	36.83	-290,21/+36,83
D17	0.00	-20.76	-1.48	-5.94	127.37	-127.34	-148.10	106.61	-148,1/+106,61
D17	1.80	-8.29	6.62	-5.94	0.01	0.01	-14.24	-1.68	-14.24
D17	3.60	-20.47	-1.48	-5.94	-127.34	127.37	-147.82	106.90	-147,82/+106,9
D18	0.00	-121.76	1.67	-28.41	158.75	-158.58	-290.06	36.99	-290,06/+36,99
D18	1.65	20.69	-0.39	11.73	76.47	-76.38	-55.69	100.07	-55,69/+100,07
D18	3.30	82.75	-2.44	28.55	-5.82	5.82	75.32	113.68	113.68
D18	4.95	27.55	-4.49	7.15	-88.10	88.02	-60.56	115.56	-60,56/+115,56
D18	6.60	-108.05	-6.55	-37.58	-170.39	170.22	-301.11	62.17	-301,11/+62,17
D19	0.00	-100.71	-33.52	-8.53	141.52	-141.63	-266.01	40.82	-266,01/+40,82

D19	1.65	33.42	10.07	-5.54	73.82	-73.85	-40.44	108.92	-40,44/+108,92
D19	3.30	87.15	30.32	-2.56	6.13	-6.07	79.38	119.95	119.95
D19	4.95	23.61	12.36	0.43	-61.57	61.71	-37.96	90.66	-37,96/+90,66
D19	6.60	-120.32	-28.93	3.42	-129.27	129.48	-262.70	9.17	-262,7/+9,17
D20	0.00	-25.95	-7.92	-0.86	93.96	-93.97	-119.92	68.00	-119,92/+68
D20	1.80	-13.51	-7.92	7.24	-0.01	-0.01	-21.43	-6.27	-21.43
D20	3.60	-25.71	-7.92	-0.86	-93.97	93.96	-119.68	68.24	-119,68/+68,24
D21	0.00	-120.18	-28.93	3.42	129.48	-129.27	-262.56	9.31	-262,56/+9,31
D21	1.65	23.69	12.36	0.43	61.71	-61.57	-37.88	90.73	-37,88/+90,73
D21	3.30	87.16	30.32	-2.56	-6.07	6.13	79.40	119.96	119.96
D21	4.95	33.37	10.07	-5.54	-73.85	73.82	-40.48	108.87	-40,48/+108,87
D21	6.60	-100.81	-33.52	-8.53	-141.63	141.52	-266.12	40.71	-266,12/+40,71
D22	0.00	-114.89	-12.37	-37.15	104.61	-105.46	-254.37	-10.28	-254.37
D22	1.65	22.46	-9.11	7.96	53.45	-54.01	-34.35	77.72	-34,35/+77,72
D22	3.30	79.41	-5.85	29.73	2.28	-2.56	71.84	109.14	109.14
D22	4.95	19.10	-2.59	13.29	-48.89	48.88	-29.78	75.06	-29,78/+75,06
D22	6.60	-121.60	0.67	-26.48	-100.05	100.33	-235.48	-21.26	-235.48
D23	0.00	-19.92	2.09	-7.08	71.28	-71.02	-90.94	51.37	-90,94/+51,37
D23	1.80	-7.48	10.19	-7.08	0.13	0.13	-14.57	2.71	-14,57/+2,71
D23	3.60	-19.68	2.09	-7.08	-71.02	71.28	-90.70	51.60	-90,7/+51,6
D24	0.00	-121.47	0.67	-26.48	100.33	-100.05	-235.35	-21.14	-235.35
D24	1.65	19.17	-2.59	13.29	48.88	-48.89	-29.72	75.13	-29,72/+75,13
D24	3.30	79.43	-5.85	29.73	-2.56	2.28	71.85	109.15	109.15
D24	4.95	22.41	-9.11	7.96	-54.01	53.45	-34.40	77.68	-34,4/+77,68
D24	6.60	-114.99	-12.37	-37.15	-105.46	104.61	-254.47	-10.38	-254.47
D25	0.00	-122.33	-60.67	-8.35	89.86	-87.39	-263.09	-32.47	-263.09
D25	1.65	165.23	69.97	-5.62	68.09	-64.23	101.00	289.49	289.49
D25	1.85	203.44	86.66	-5.86	98.46	-91.20	112.24	370.05	370.05
D25	3.30	146.98	84.11	-3.21	36.80	-32.59	114.39	255.80	255.80
D25	4.95	32.73	36.19	-0.20	-33.37	34.09	-0.64	95.99	-0,64/+95,99
D25	6.60	-137.20	-62.46	2.82	-103.55	100.78	-286.61	-36.42	-286.61
D26	0.00	-47.93	-23.21	-0.11	-3.93	2.95	-72.45	-44.98	-72.45
D26	1.80	-34.48	-23.21	7.99	-0.49	-0.49	-57.69	-26.49	-57.69
D26	3.60	-47.71	-23.21	-0.11	2.95	-3.93	-72.23	-44.76	-72.23
D27	0.00	-137.05	-62.46	2.82	100.78	-103.55	-286.46	-36.27	-286.46
D27	1.65	32.83	36.19	-0.20	34.09	-33.37	-0.55	96.09	-0,55/+96,09
D27	3.30	147.02	84.11	-3.21	-32.59	36.80	114.43	255.84	255.84

D27	4.75	203.42	86.66	-5.86	-91.20	98.46	112.23	370.03	370.03
D27	4.95	165.21	69.97	-5.62	-64.23	68.09	100.99	289.47	289.47
D27	6.60	-122.40	-60.67	-8.35	-87.39	89.86	-263.17	-32.55	-263.17
D28	0.00	-3.64	-1.15	-0.07	29.55	-26.60	-30.24	25.92	-30,24/+25,92
D28	0.93	0.49	-0.24	0.09	2.42	-2.20	-1.71	2.91	-1,71/+2,91
D28	1.85	-0.58	0.25	0.25	-24.72	22.20	-25.30	21.62	-25,3/+21,62
D29	0.00	-0.58	0.25	0.25	22.20	-24.72	-25.30	21.62	-25,3/+21,62
D29	0.93	0.49	-0.24	0.09	-2.20	2.42	-1.71	2.91	-1,71/+2,91
D29	1.85	-3.64	-1.15	-0.07	-26.60	29.55	-30.24	25.92	-30,24/+25,92
CX	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CX	0.40	-7.55	0.00	0.00	0.00	0.00	-7.55	-7.55	-7.55
CX	0.80	-15.52	0.00	0.00	0.00	0.00	-15.52	-15.52	-15.52

BẢNG TỔ HỢP LỰC CẮT DẦM KHUNG

Phần tử	Tiết diện	Trường hợp tải trọng (đơn vị KN)					Tổ hợp		
		TT	HT1	HT2	GT	GP	Q _{min}	Q _{max}	Q _{max}
D1	0.00	87.66	28.31	0.42	-66.33	66.31	21.33	173.19	173.19
D1	1.65	61.96	21.23	0.42	-66.33	66.31	-4.37	141.12	141.12
D1	3.30	-0.61	0.23	0.42	-66.33	66.31	-66.93	65.70	66.93
D1	4.95	-63.17	-20.77	0.42	-66.33	66.31	-141.56	3.13	141.56
D1	6.60	-88.87	-27.85	0.42	-66.33	66.31	-173.63	-22.56	173.63
D2	0.00	13.30	0.00	8.10	-145.55	145.55	-132.25	158.85	158.85
D2	1.80	-1.62	0.00	0.00	-145.55	145.55	-147.17	143.93	147.17
D2	3.60	-16.54	0.00	-8.10	-145.55	145.55	-162.09	129.00	162.09
D3	0.00	108.36	27.85	-0.42	-66.31	66.33	42.05	193.12	193.12
D3	1.65	76.43	20.77	-0.42	-66.31	66.33	10.12	154.82	154.82
D3	3.30	0.92	-0.23	-0.42	-66.31	66.33	-65.39	67.24	67.24
D3	4.95	-74.59	-21.23	-0.42	-66.31	66.33	-153.76	-8.27	153.76
D3	6.60	-106.53	-28.31	-0.42	-66.31	66.33	-192.06	-40.20	192.06
D4	0.00	97.25	0.71	28.85	-74.61	74.63	22.63	191.02	191.02

D4	1.65	67.83	0.71	21.77	-74.61	74.63	-6.78	155.23	155.23
D4	3.30	-0.22	0.71	0.77	-74.61	74.63	-74.83	74.41	74.83
D4	4.95	-68.27	0.71	-20.24	-74.61	74.63	-153.64	6.36	153.64
D4	6.60	-97.69	0.71	-27.31	-74.61	74.63	-189.43	-23.06	189.43
D5	0.00	15.62	8.10	0.00	-158.92	158.92	-143.30	174.54	174.54
D5	1.80	0.70	0.00	0.00	-158.92	158.92	-158.22	159.62	159.62
D5	3.60	-14.22	-8.10	0.00	-158.92	158.92	-173.14	144.69	173.14
D6	0.00	97.59	-0.71	27.31	-74.63	74.61	22.96	189.32	189.32
D6	1.65	68.17	-0.71	20.24	-74.63	74.61	-6.46	153.54	153.54
D6	3.30	0.12	-0.71	-0.77	-74.63	74.61	-74.51	74.73	74.73
D6	4.95	-67.93	-0.71	-21.77	-74.63	74.61	-155.33	6.68	155.33
D6	6.60	-97.35	-0.71	-28.85	-74.63	74.61	-191.12	-22.74	191.12
D7	0.00	96.25	28.81	1.26	-73.57	73.60	22.68	189.55	189.55
D7	1.65	66.83	21.73	1.26	-73.57	73.60	-6.74	153.76	153.76
D7	3.30	-1.22	0.73	1.26	-73.57	73.60	-74.79	72.38	74.79
D7	4.95	-69.27	-20.27	1.26	-73.57	73.60	-153.73	4.33	153.73
D7	6.60	-98.69	-27.35	1.26	-73.57	73.60	-189.52	-25.09	189.52
D8	0.00	15.05	0.00	8.10	-145.46	145.46	-130.41	160.51	160.51
D8	1.80	0.13	0.00	0.00	-145.46	145.46	-145.33	145.59	145.59
D8	3.60	-14.79	0.00	-8.10	-145.46	145.46	-160.26	130.67	160.26
D9	0.00	98.62	27.35	-1.26	-73.60	73.57	25.02	189.45	189.45
D9	1.65	69.20	20.27	-1.26	-73.60	73.57	-4.40	153.66	153.66
D9	3.30	1.15	-0.73	-1.26	-73.60	73.57	-72.45	74.72	74.72
D9	4.95	-66.90	-21.73	-1.26	-73.60	73.57	-153.84	6.67	153.84
D9	6.60	-96.32	-28.81	-1.26	-73.60	73.57	-189.63	-22.75	189.63
D10	0.00	96.08	0.96	29.17	-62.43	62.46	33.65	179.41	179.41
D10	1.65	66.66	0.96	22.09	-62.43	62.46	4.23	143.62	143.62
D10	3.30	-1.39	0.96	1.09	-62.43	62.46	-63.82	61.07	63.82
D10	4.95	-69.44	0.96	-19.91	-62.43	62.46	-143.54	-6.98	143.54
D10	6.60	-98.86	0.96	-26.99	-62.43	62.46	-179.33	-36.40	179.33
D11	0.00	15.05	8.10	0.00	-117.90	117.90	-102.84	132.95	132.95
D11	1.80	0.13	0.00	0.00	-117.90	117.90	-117.76	118.03	118.03
D11	3.60	-14.79	-8.10	0.00	-117.90	117.90	-132.69	103.11	132.69
D12	0.00	98.80	-0.96	26.99	-62.46	62.43	36.35	179.28	179.28
D12	1.65	69.38	-0.96	19.91	-62.46	62.43	6.93	143.49	143.49
D12	3.30	1.33	-0.96	-1.09	-62.46	62.43	-61.12	63.76	63.76

D12	4.95	-66.72	-0.96	-22.09	-62.46	62.43	-143.68	-4.29	143.68
D12	6.60	-96.14	-0.96	-29.17	-62.46	62.43	-179.47	-33.71	179.47
D13	0.00	96.56	29.01	1.58	-56.81	56.85	39.75	175.26	175.26
D13	1.65	67.14	21.93	1.58	-56.81	56.85	10.34	139.47	139.47
D13	3.30	-0.91	0.93	1.58	-56.81	56.85	-57.71	55.94	57.71
D13	4.95	-68.96	-20.07	1.58	-56.81	56.85	-138.15	-12.11	138.15
D13	6.60	-98.38	-27.15	1.58	-56.81	56.85	-173.94	-41.53	173.94
D14	0.00	15.03	0.00	8.10	-103.95	103.95	-88.92	118.98	118.98
D14	1.80	0.11	0.00	0.00	-103.95	103.95	-103.84	104.06	104.06
D14	3.60	-14.81	0.00	-8.10	-103.95	103.95	-118.77	89.14	118.77
D15	0.00	98.33	27.15	-1.58	-56.85	56.81	41.48	173.89	173.89
D15	1.65	68.91	20.07	-1.58	-56.85	56.81	12.06	138.10	138.10
D15	3.30	0.86	-0.93	-1.58	-56.85	56.81	-55.99	57.67	57.67
D15	4.95	-67.19	-21.93	-1.58	-56.85	56.81	-139.52	-10.38	139.52
D15	6.60	-96.61	-29.01	-1.58	-56.85	56.81	-175.31	-39.80	175.31
D16	0.00	92.35	1.25	29.47	-49.82	49.87	42.53	164.88	164.88
D16	1.65	64.43	1.25	22.39	-49.82	49.87	14.61	130.59	130.59
D16	3.30	-2.12	1.25	1.39	-49.82	49.87	-51.94	47.75	51.94
D16	4.95	-68.67	1.25	-19.61	-49.82	49.87	-131.16	-18.80	131.16
D16	6.60	-96.59	1.25	-26.69	-49.82	49.87	-165.45	-46.72	165.45
D17	0.00	13.65	8.10	0.00	-84.90	84.90	-71.25	98.56	98.56
D17	1.80	0.09	0.00	0.00	-84.90	84.90	-84.81	85.00	85.00
D17	3.60	-13.46	-8.10	0.00	-84.90	84.90	-98.37	71.44	98.37
D18	0.00	96.55	-1.25	26.69	-49.87	49.82	46.68	165.41	165.41
D18	1.65	68.63	-1.25	19.61	-49.87	49.82	18.76	131.12	131.12
D18	3.30	2.08	-1.25	-1.39	-49.87	49.82	-47.79	51.90	51.90
D18	4.95	-64.47	-1.25	-22.39	-49.87	49.82	-130.63	-14.66	130.63
D18	6.60	-92.39	-1.25	-29.47	-49.87	49.82	-164.92	-42.58	164.92
D19	0.00	91.50	28.77	1.81	-41.03	41.08	50.47	156.00	156.00
D19	1.65	63.58	21.70	1.81	-41.03	41.08	22.55	121.71	121.71
D19	3.30	-2.97	0.69	1.81	-41.03	41.08	-44.00	38.11	44.00
D19	4.95	-69.52	-20.31	1.81	-41.03	41.08	-124.73	-28.45	124.73
D19	6.60	-97.44	-27.39	1.81	-41.03	41.08	-159.02	-56.36	159.02
D20	0.00	13.64	0.00	8.10	-62.64	62.64	-49.00	77.31	77.31
D20	1.80	0.08	0.00	0.00	-62.64	62.64	-62.56	62.72	62.72
D20	3.60	-13.48	0.00	-8.10	-62.64	62.64	-77.15	49.16	77.15

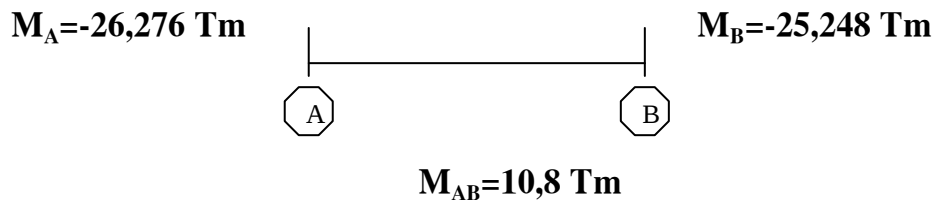
D21	0.00	97.41	27.39	-1.81	-41.08	41.03	56.33	158.98	158.98
D21	1.65	69.49	20.31	-1.81	-41.08	41.03	28.41	124.69	124.69
D21	3.30	2.93	-0.69	-1.81	-41.08	41.03	-38.14	43.96	43.96
D21	4.95	-63.62	-21.70	-1.81	-41.08	41.03	-121.74	-22.59	121.74
D21	6.60	-91.54	-28.77	-1.81	-41.08	41.03	-156.03	-50.51	156.03
D22	0.00	93.46	1.98	29.70	-31.01	31.18	62.45	150.02	150.02
D22	1.65	65.54	1.98	22.62	-31.01	31.18	34.53	115.73	115.73
D22	3.30	-1.02	1.98	1.62	-31.01	31.18	-32.03	30.28	32.03
D22	4.95	-67.57	1.98	-19.39	-31.01	31.18	-112.92	-36.39	112.92
D22	6.60	-95.49	1.98	-26.46	-31.01	31.18	-147.21	-64.31	147.21
D23	0.00	13.64	8.10	0.00	-47.43	47.43	-33.80	63.62	63.62
D23	1.80	0.08	0.00	0.00	-47.43	47.43	-47.36	47.51	47.51
D23	3.60	-13.48	-8.10	0.00	-47.43	47.43	-63.46	33.95	63.46
D24	0.00	95.45	-1.98	26.46	-31.18	31.01	64.27	147.18	147.18
D24	1.65	67.53	-1.98	19.39	-31.18	31.01	36.35	112.89	112.89
D24	3.30	0.98	-1.98	-1.62	-31.18	31.01	-30.31	31.99	31.99
D24	4.95	-65.57	-1.98	-22.62	-31.18	31.01	-115.77	-34.56	115.77
D24	6.60	-93.49	-1.98	-29.70	-31.18	31.01	-150.06	-62.48	150.06
D25	0.00	180.64	81.89	1.66	-13.19	14.04	167.44	268.46	268.46
D25	1.65	167.29	75.87	1.66	-13.19	14.04	154.10	249.70	249.70
D25	1.85	166.30	75.73	1.83	-42.53	40.42	123.77	272.47	272.47
D25	3.30	-49.32	-10.17	1.83	-42.53	40.42	-96.74	-8.90	96.74
D25	4.95	-90.03	-48.90	1.83	-42.53	40.42	-172.31	-49.61	172.31
D25	6.60	-111.21	-65.24	1.83	-42.53	40.42	-208.20	-70.79	208.20
D26	0.00	15.00	0.00	8.10	2.29	-2.29	12.70	24.35	24.35
D26	1.80	0.07	0.00	0.00	2.29	-2.29	-2.22	2.36	2.36
D26	3.60	-14.85	0.00	-8.10	2.29	-2.29	-24.20	-12.56	24.20
D27	0.00	111.17	65.24	-1.83	-40.42	42.53	70.76	208.16	208.16
D27	1.65	89.99	48.90	-1.83	-40.42	42.53	49.57	172.28	172.28
D27	3.30	49.28	10.17	-1.83	-40.42	42.53	8.87	96.71	96.71
D27	4.75	-166.33	-75.73	-1.83	-40.42	42.53	-272.51	-123.81	272.51
D27	4.95	-167.33	-75.87	-1.66	-14.04	13.19	-249.74	-154.14	249.74
D27	6.60	-180.67	-81.89	-1.66	-14.04	13.19	-268.49	-167.48	268.49
D28	0.00	6.17	1.09	0.17	-29.34	26.38	-23.16	32.55	32.55
D28	0.93	1.65	0.76	0.17	-29.34	26.38	-27.69	28.03	28.03
D28	1.85	-2.87	0.43	0.17	-29.34	26.38	-32.21	23.51	32.21

D29	0.00	2.87	-0.43	-0.17	-26.38	29.34	-23.51	32.20	32.20
D29	0.93	-1.65	-0.76	-0.17	-26.38	29.34	-28.03	27.68	28.03
D29	1.85	-6.17	-1.09	-0.17	-26.38	29.34	-32.55	23.16	32.55
CX	0.00	-18.47	0.00	0.00	0.00	0.00	-18.47	-18.47	18.47
CX	0.40	-19.40	0.00	0.00	0.00	0.00	-19.40	-19.40	19.40
CX	0.80	-20.33	0.00	0.00	0.00	0.00	-20.33	-20.33	20.33

4. TÍNH TOÁN CỐT THÉP :**a) Cốt thép dầm khung :**

a) Tính cốt thép cho nhịp 1 dầm tầng 1:

Từ bảng tổ hợp nội lực ta chọn ra nội lực nguy hiểm nhất cho dầm:

+ Gối A: $M_A = -26,267 \text{ Tm}$ + Gối B: $M_B = -25,428 \text{ Tm}$ + Nhịp AB: $M_{AB} = 10,8 \text{ Tm}$ *** Tính cốt thép cho gối A (mômen âm)**Tính theo tiết diện chữ nhật $b \times h = 35 \times 70$ Giả thiết $a = 4 \text{ cm}$

$$h_0 = 70 - 4 = 76 \text{ cm}$$

Tại gối A với $M = -26,276 \text{ Tm}$

$$a_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{26.276}{14.5 \cdot 10^{-4} \cdot 35 \cdot 66} = 0.12$$

$$\text{Có } a_m < a_R = 0.423$$

$$\gamma = 0.5(1 + \sqrt{1 - 2a_m}) = 0.5(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0.121}) = 0.887$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \gamma h_0} = \frac{26.276}{280 \cdot 10^{-5} \cdot 0.887 \cdot 660} = 15.48 \text{ cm}^2$$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép :

$$m = \frac{A_s}{b h_0} 100\% = \frac{18.03}{35 \cdot 66} 100\% = 0.78 > m_{\min}$$

Vậy ta chọn $5\phi 20$ với $F = 19,007 \text{ cm}^2$ *** Tính cốt thép cho nhịp AB (mômen dương):**

Tính theo tiết diện chữ T có cánh nằm trong vùng nén với $h'_f=h_s=15\text{cm}$

Giả thiết $a=4\text{cm}$; $h_o=70-4=66\text{ cm}$

Giá trị độ v- ơ n của cánh S_C lấy bé hơn trị số sau:

+ Một nửa khoảng cách thông thủy giữa các s- ờn dọc

$$0.5 \times (6 - 0.3 \times 2) = 2.7 \text{ m}$$

+ 1/ 6 nhịp cấu kiện:

$$6,6/6 = 1,1 \text{ (m)}$$

Đ $S_C=1,1 \text{ m}$

Tính $b'_f=b+2S_c=0.35+2 \times 1,1=2.55\text{m}=255 \text{ cm}$

Xác định $M_f=R_b b'_f h'_f (h_o - 0.5 h'_f)$

$$= 145 \times 10^{-3} \times 255 \times 15 (66 - 0.5 \times 15) = 32445 \text{ Tcm} = 324,45 \text{ Tm}$$

Có $M_{\max}=10,8 \text{ (Tm)} < M_f=324,45 \text{ (Tm)}$ nên trục trung hoà đi qua cánh.

$$\text{Giá trị } a_m = \frac{M}{R_b b'_f h_o^2} = \frac{4.78}{14.5' 10^2' 2.25' 0.56^2} = 0.05 < a_R = 0.423$$

$$\text{Đ } g = 0.5 \left(1 + \sqrt{1 - 2a_m} \right) = 0.5 \left(1 + \sqrt{1 - 2' 0.05} \right) = 0.97$$

$$A_s = \frac{M}{R_s g h_o} = \frac{10,08}{280' 10^{-5} 0.97' 660} = 9,22$$

Kiểm tra hàm l- ượng cốt thép :

$$m = \frac{A_s}{b h_o} 100\% = \frac{5,62}{35' 66} 100\% = 0.24 > m_{\min} = 0.05\%$$

Vậy ta chọn 3φ20

Các đầm còn lại tính cho trong bảng Excel

Tính toán cốt đai cho đầm khung:

- Từ bảng tổ hợp nội lực ta chọn ra lực cắt nguy hiểm nhất cho phân tử đầm

$$Q_{\max} = 182,69 \text{ KN}$$

- Bê tông B25 có $R_b = 145 \text{ KG/cm}^2$

$$; R_{bt} = 10,5 \text{ KG/cm}^2; E_b = 30 \times 10^3 \text{ MPA} = 30 \times 10^4 \text{ KG/cm}^2$$

- Cốt thép CI có $R_s = 2250 \text{ KG/cm}^2$; $R_{sc} = 2250 \text{ KG/cm}^2$; $E_s = 21 \times 10^5 \text{ KG/cm}^2$

- Cốt thép CII có $R_s = 2800 \text{ KG/cm}^2$; $R_{sc} = 2800 \text{ KG/cm}^2$; $R_{sw} = 2250 \text{ KG/cm}^2$; $E_s = 21 \times 10^5 \text{ KG/cm}^2$.

- Đầm chịu tải trọng phân bố đều với

$$g = g_1 + g_{01} = 1842,35 + 612,5 = 2454,85 \text{ kg/m}$$

g_{01} : trọng lượng bản thân dầm

- Giá trị $q_1 \cdot g + 0.5p = 2454,85 + 0,5 \cdot 889 \cdot 1 = 4138,2 \text{ KG/m} = 4,1 \text{ T/m}$

- Chọn $a = 4 \text{ cm} = 0,04 \text{ m}$ $h_0 = 70 - 4 = 66 \text{ cm} = 0,66 \text{ m}$

- Kiểm tra điều kiện cường độ trên tiết diện nghiêng theo ứng suất nén chính:

$$Q \leq 0,3j_{w1} j_{b1} R_b b h_0$$

- Do ch- a bố trí cốt đai nên ta giả thiết $j_{w1} j_{b1} = 1$

- Ta có: $0,3 R_b b h_0 = 0,3 \times 14,5 \times 10^2 \times 0,35 \times 0,66 = 85,26 \text{ T} > Q_{\max}$

Đảm đủ khả năng chịu ứng suất nén chính

- Kiểm tra sự cần thiết phải đặt cốt đai:

+ Bỏ qua sự ảnh hưởng của lực dọc trục nên $j_n = 0$

$$Q_{b\min} = j_{b3} (1 + j_n) R_{bt} b h_0$$

$$= 0,6' (1 + 0) 1,05' 10^2' 0,35' 0,56 = 12,348 \text{ T}$$

Đặt cốt đai chịu cắt theo điều kiện cấu tạo

+ Sử dụng cốt đai f_6 số nhánh $n = 2$

+ Dầm có $h = 35 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ $s_{ct} = \min(h/2; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

+ Giá

trị

$$s_{\max} = \frac{j_{b4} (1 + j_n) R_{bt} b h_0^2}{Q} = \frac{1,5' (1 + 0) 1,05' 10^2' 0,35' 0,56^2}{16,81} = 1,03 \text{ m}$$

+ Khoảng cách thiết kế của cốt đai:

$S = \min(s_{ct}; s_{\max}) = 15 \text{ cm}$. Chọn $s = 15 \text{ cm} = 150 \text{ mm}$

Ta bố trí f_8 150 cho dầm

+ Kiểm tra lại điều kiện cường độ trên tiết diện nghiêng theo ứng suất nén chính khi đã bố trí cốt đai

$$Q \leq 0,3j_{w1} j_{b1} R_b b h_0$$

$$m_w = \frac{n a_{sw}}{b s} = \frac{2' 0,283}{35' 15} = 0,0011 \quad a = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21' 10^5}{30' 10^4} = 7$$

$$j_{w1} = 1 + 5 a m_w = 1 + 5' 7' 0,0011 = 1,0385 < 1,3$$

$$\text{Với } j_{b1} = 1 - b R_b = 1 - 0,01 \times 14,5 = 0,855$$

$$0,3j_{w1} j_{b1} R_b b h_0 = 0,3 \times 1,0385 \times 0,855 \times 145 \times 35 \times 66 = 75703,8 \text{ KG} = 75,7 \text{ T} > 16,81 \text{ T}$$

Đảm đủ khả năng chịu ứng suất nén chính

b) Cốt thép cột :

+b1. Tính toán cốt thép cho phần tử cột 1:40x60cm

Vật liệu sử dụng:

Bê tông cấp độ bền B25 có: $R_b=14,5\text{Mpa}$, $R_{bt}=1,05\text{Mpa}$

Cốt thép nhóm AII có: $R_s=R_{sc}=280\text{Mpa}$

Tra bảng phụ lục 9 và 10 (trong SGK khung BTCT- Lê Bá Huê) ta có:

$$\alpha_R = 0,595 \quad \xi_R = 0,418$$

+ Số liệu tính toán:

Chiều dài tính toán: $l_0=0,7H=0,7.3,6=2,52\text{m}= 252\text{cm}$

Giả thiết $a=a'=4\text{cm} \Rightarrow h_0=h-a=60-4=56\text{cm}$

$Z_a=h_0-a=56-4=52\text{cm}$

Độ mảnh $\lambda_h = l_0 / h = 252 / 60 = 4,2 < 8$

→ bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc

Lấy hệ số ảnh hưởng của uốn dọc $\eta = 1$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên:

$$e_a = \max\left(\frac{1}{600}H, \frac{1}{30}h_c\right) = \max\left(\frac{1}{600}360, \frac{1}{30}60\right) = 2\text{cm}$$

Nội lực được chọn từ bảng tổ hợp nội lực:

Bảng6 :Nội lực và độ lệch tâm của cột 1

Kí hiệu cặp nội lực	Đặc điểm của cặp nội lực	M (kN.m)	N (kN)	$e_1=M/N$ (cm)	e_a (cm)	$e_0=\max(e_1, e_a)$ (cm)
1	$e_{\max}$	256,25	2214,03	11,57	2	11,57
2	$ M _{\max}$	330,92	2962,82	11,17	2	11,17
3	$ N _{\max}$	307,33	3410,88	9,01	2	9,01

+ Tính cốt thép đối xứng cho cặp 1

$$M=256,25(\text{KNm}) = 2562500(\text{daN})$$

$$N=2214,03(\text{KNm})= 221403(\text{daN})$$

$$e = \eta e_0 + h/2 - a = 1.11,57 + 60/2 - 4 = 37,57(\text{cm})$$

Sử dụng bê tông cấp độ bền B15, thép AII-> $\xi_R=0,595$

$$x = \frac{N}{R_b b} = \frac{221403}{145.40} = 38,17 \text{ cm}$$

$$\xi_R h_0 = 0,595.56 = 33,32$$

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

Ta xác định lại x theo công thức đúng dần ta có:

Đặt $x = x_1 = 38,17 \text{ cm}$

$$A_s^* = \frac{N(e + \frac{x_1}{2} - h_0)}{R_{sc} \cdot Z_a} = \frac{221403(37,57 + 38,17.0,5 - 56)}{2800.52} = 30,01 \text{ cm}^2$$

$$x = \frac{[N + 2R_s \cdot A_s^* \cdot (\frac{1}{1 - \xi_R} - 1)]h_0}{R_b \cdot b \cdot h_0 + \frac{2 \cdot R_s \cdot A_s^*}{1 - \xi_R}} = \frac{\left[221403 + 2.2800.30,01 \cdot (\frac{1}{1 - 0,595} - 1) \right] \cdot 51}{145.35.51 + \frac{2.2800.30,01}{1 - 0,595}} = 48,16 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$ Tính $A_s' = A_s$ theo công thức.

$$A_s' = A_s = \frac{N \cdot e - R_b \cdot b \cdot x(h_0 - \frac{x}{2})}{R_{sc} \cdot Z_a} = \frac{221403.37,57 - 145.35.48,16 \cdot (51 - \frac{48,16}{2})}{2800.52} = 28,94 \text{ cm}^2$$

+ Tính cốt thép đối xứng cho cặp 2

$$M = 330,92 \text{ (KNm)} = 3309200 \text{ (daN)}$$

$$N = 2962,82 \text{ (KNm)} = 296282 \text{ (daN)}$$

$$e = \eta e_0 + h/2 - a = 1.11.17 + 60/2 - 4 = 37,17 \text{ (cm)}$$

Sử dụng bê tông cấp độ bền B15, thép AII-> $\xi_R=0,595$

$$x = \frac{N}{R_b b} = \frac{296282}{145.40} = 51,08 \text{ cm}$$

$$\xi_R h_0 = 0,595.56 = 33,32$$

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

Ta xác định lại x theo công thức đúng dần ta có:

Đặt $x = x_1 = 51,08 \text{ cm}$

$$A_s^* = \frac{N(e + \frac{x_1}{2} - h_0)}{R_{sc} \cdot Z_a} = \frac{296282 \cdot (37,17 + 51,08.0,5 - 56)}{2800.52} = 13,65 \text{ cm}^2$$

$$x = \frac{[N + 2R_s \cdot A_s^* \cdot (\frac{1}{1-\xi_R} - 1)]h_o}{R_b \cdot b \cdot h_o + \frac{2 \cdot R_s \cdot A_s^*}{1-\xi_R}} = \frac{\left[296282 + 2.2800.13,65 \cdot (\frac{1}{1-0,595} - 1) \right] \cdot 51}{145.35.51 + \frac{2.2800.13,65}{1-0,595}} = 46,55 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$ Tính $A_s' = A_s$ theo công thức.

$$A_s' = A_s = \frac{N \cdot e - R_b \cdot b \cdot x (h_o - \frac{x}{2})}{R_{sc} \cdot Z_a} = \frac{296282.37,17 - 145.35.46,55 \cdot (51 - \frac{46,55}{2})}{2800.52} = 20,67 \text{ cm}^2$$

+ Tính cốt thép đối xứng cho cặp 3

$$M=307,33 \text{ (KNm)} = 3073300 \text{ (daN)}$$

$$N=3410,88 \text{ (KNm)} = 341088 \text{ (daN)}$$

$$e = \eta e_0 + h/2 - a = 1.9,01 + 60/2 - 4 = 35,01 \text{ (cm)}$$

Sử dụng bê tông cấp độ bền B15, thép AII- $\xi_R=0,595$

$$x = \frac{N}{R_b b} = \frac{341088}{145.40} = 58,8 \text{ cm}$$

$$\xi_R h_0 = 0,595.56 = 33,32$$

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

Ta xác định lại x theo công thức đúng dần ta có:

$$\text{Đặt } x = x_1 = 58,8 \text{ cm}$$

$$A_s^* = \frac{N(e + \frac{x_1}{2} - h_o)}{R_{sc} \cdot Z_a} = \frac{341088(35,01 + 38,8.0,5 - 56)}{2800.52} = 26,54 \text{ cm}^2$$

$$x = \frac{[N + 2R_s \cdot A_s^* \cdot (\frac{1}{1-\xi_R} - 1)]h_o}{R_b \cdot b \cdot h_o + \frac{2 \cdot R_s \cdot A_s^*}{1-\xi_R}} = \frac{\left[341088 + 2.2800.26,54 \cdot (\frac{1}{1-0,595} - 1) \right] \cdot 51}{145.35.51 + \frac{2.2800.26,51}{1-0,595}} = 52,34 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$ Tính $A_s' = A_s$ theo công thức.

$$A_s' = A_s = \frac{N \cdot e - R_b \cdot b \cdot x (h_o - \frac{x}{2})}{R_{sc} \cdot Z_a} = \frac{341088. - 145.35.52,34 \cdot (51 - \frac{52,34}{2})}{2800.52} = 24,54 \text{ cm}^2$$

Nhận xét:

-Cặp nội lực 3 đòi hỏi lượng thép bố trí là rất lớn. Vậy ta bố trí cốt thép cột 2 theo

$$A_s' = A_s = 28,94 \text{ cm}^2$$

- Chọn 6 Φ 25 có $A_s = 29.453 \text{ cm}^2$

Các phần tử cột còn lại được tính toán tương tự

Tính cốt đai cột:

- Đường kính cốt đai: $f_{sw} \geq \frac{\sigma_{s\max}}{4} \cdot \frac{d}{\sigma_s} \leq \frac{25}{4} \cdot \frac{1}{1.1} = 5.68 \text{ mm}$. ta chọn cốt

đai f_7 nhóm AI :

- Khoảng cách cốt đai: "s":

+ trong đoạn nối chồng thép dọc:

$s \leq (10f_{\min}; 500 \text{ mm}) = (10 \times 18; 500 \text{ mm}) = 180 \text{ mm}$. Chọn $s = 100 \text{ mm}$

+ Các đoạn còn lại: $s \leq (15f_{\min}; 500 \text{ mm}) = (15 \times 18; 500 \text{ mm}) = 270 \text{ mm}$. Chọn

$s = 200 \text{ mm}$

Tính toán cấu tạo nút góc trên cùng:

- Nút góc là nút giao giữa :

+ Phần tử dầm D35 và phần tử cột C7

+ Phần tử dầm D49 và phần tử cột C28

- Chiều dài neo cốt thép ở nút góc phụ thuộc vào tỉ số $\frac{e_o}{h_{cot}}$

+ Dựa vào bảng tổ hợp nội lực ta chọn ra cặp nội lực M, N của phần tử cột C28 có độ lệch tâm e_o lớn nhất. Đó là cặp $M = 14.97 \text{ Tm}$; $N = 153.29 \text{ T}$ có $e_o = 98 \text{ mm} = 9.8$

cm $\frac{e_o}{h_{cot}} = \frac{44.2}{50} = 0.884 > 0.5$. Vậy ta sẽ cấu tạo cốt thép nút góc trên cùng theo

trường hợp có $\frac{e_o}{h_{cot}} > 0.5$

+ Dựa vào bảng tổ hợp nội lực ta chọn ra cặp nội lực M, N của phần tử cột C7 có độ lệch tâm e_o lớn nhất. Đó là cặp $M = 9.37 \text{ Tm}$; $N = 21.22 \text{ T}$ có $e_o = 442 \text{ mm} = 44.2$

cm $\frac{e_o}{h_{cot}} = \frac{9.8}{50} = 0.196 < 0.25$. Vậy ta sẽ cấu tạo cốt thép nút góc trên cùng theo

trường hợp có $\frac{e_o}{h_{cot}} < 0.25$

BẢNG TÍNH THÉP DỌC DÀM KHUNG

Cấp bền 4 R_b 14. C.thép: 2 $R_s=R_{sc}=$ 280 ξ 0 α 0 μ_{mi} 0.1
BT: = 5 μ_n 0%
 $\frac{R}{5} = \frac{9}{5}$ $\frac{R}{4} = \frac{1}{8}$

Tiế t diệ n	Cốt thé p	$M_{t\text{toán}}$ (kN.m)	b (cm)	h (cm)	a (cm)	h_o (cm)	α m	ζ	A_s^T (cm ²)	μ^{TT} (%)	Chọn thép	A_s^c h (cm ²)	μ^{BT} (%)
GT 1	Trên	-345.67	35	70	5	65	0.16	0.91	20.84	0.92%	5Ø25	24.54	1.08%
N1	Trên	-96.10	35	70	4	66	0.04	0.98	5.32	0.23%	2Ø20	6.28	0.27%
GP 1	Trên	-331.61	35	70	5	65	0.15	0.92	19.90	0.87%	2Ø22 + 3Ø25	22.33	0.98%
GT 2	Trên	-235.72	35	70	5	65	0.11	0.94	13.75	0.60%	2Ø22 + 3Ø25	22.33	0.98%
	Dưới	200.92	215		5	65	0.02	0.99	11.13	0.49%	2Ø22 + 2Ø25	17.42	0.77%
N2	Trên	-10.94	35	70	4	66	0.00	1.00	2.31	0.10%	2Ø14	3.08	0.13%
	Dưới	0.00	215		4	66	0.00	c.t ào	2.31	0.10%	2Ø14	3.08	0.13%
GP 2	Trên	-240.59	35	70	5	65	0.11	0.94	14.06	0.62%	5Ø25	24.54	1.08%
	Dưới	196.06	215		5	65	0.01	0.99	10.85	0.48%	2Ø22 + 2Ø25	17.42	0.77%
GT 3	Trên	-355.61	35	70	5	65	0.17	0.91	21.50	0.95%	5Ø25	24.54	1.08%
	Dưới	75.52	215		4	66	0.01	1.00	4.10	0.18%	2Ø18	5.09	0.22%
N3	Trên	-90.35	35	70	4	66	0.04	0.98	4.99	0.22%	3Ø18	7.63	0.33%
	Dưới	144.77	215		4	66	0.01	0.99	7.88	0.34%	3Ø20	9.42	0.41%
GP 3	Trên	-367.63	35	70	5	65	0.17	0.91	22.31	0.98%	2Ø20 + 4Ø25	25.92	1.14%

	Dướ i	97.92	21 5		4	66	0. 01	1. 00	5.3 2	0.2 3%	2Ø20	6.2 8	0.2 7%
GT 4	Trê n	-387.11	35	70	5	65	0. 18	0. 90	23. 64	1.0 4%	2Ø22 + 4Ø25	27. 24	1.2 0%
	Dướ i	131.50	21 5		4	66	0. 01	1. 00	7.1 5	0.3 1%	3Ø20	9.4 2	0.4 1%
N4	Trê n	-109.65	35	70	4	66	0. 05	0. 97	6.0 9	0.2 6%	3Ø18	7.6 3	0.3 3%
	Dướ i	150.75	21 5		4	66	0. 01	0. 99	8.2 0	0.3 6%	3Ø20	9.4 2	0.4 1%
GP 4	Trê n	-367.47	35	70	4	66	0. 17	0. 91	21. 89	0.9 5%	2Ø20 + 4Ø25	25. 92	1.1 2%
	Dướ i	115.95	21 5		4	66	0. 01	1. 00	6.3 0	0.2 7%	2Ø22	7.6 0	0.3 3%
GT 5	Trê n	-256.31	35	70	5	65	0. 12	0. 94	15. 04	0.6 6%	2Ø20 + 4Ø25	25. 92	1.1 4%
	Dướ i	220.44	21 5		5	65	0. 02	0. 99	12. 22	0.5 4%	2Ø22 + 2Ø25	17. 42	0.7 7%
N5	Trê n	-8.15	35	70	4	66	0. 00	1. 00	2.3 1	0.1 0%	2Ø14	3.0 8	0.1 3%
	Dướ i	2.16	21 5		4	66	0. 00	1. 00	2.3 1	0.1 0%	2Ø14	3.0 8	0.1 3%
GP 5	Trê n	-254.22	35	70	5	65	0. 12	0. 94	14. 91	0.6 6%	2Ø20 + 4Ø25	25. 92	1.1 4%
	Dướ i	222.54	21 5		5	65	0. 02	0. 99	12. 33	0.5 4%	2Ø22 + 2Ø25	17. 42	0.7 7%
GT 6	Trê n	-367.52	30	70	5	65	0. 20	0. 89	22. 76	1.1 7%	2Ø20 + 4Ø25	25. 92	1.3 3%
	Dướ i	115.91	21 5		4	66	0. 01	1. 00	6.3 0	0.3 2%	3Ø18	7.6 3	0.3 9%
N6	Trê n	-110.20	35	70	4	66	0. 05	0. 97	6.1 2	0.2 6%	3Ø18	7.6 3	0.3 3%
	Dướ i	150.21	21 5		4	66	0. 01	0. 99	8.1 7	0.3 5%	3Ø20	9.4 2	0.4 1%
GP 6	Trê n	-387.82	35	70	5	65	0. 18	0. 90	23. 69	1.0 4%	6Ø25	29. 45	1.2 9%
	Dướ i	130.79	21 5		4	66	0. 01	1. 00	7.1 1	0.3 1%	3Ø20	9.4 2	0.4 1%
GT 7	Trê n	-380.16	35	70	5	65	0. 18	0. 90	23. 17	1.0 2%	2Ø22 + 4Ø25	27. 24	1.2 0%
	Dướ i	135.13	21 5		4	66	0. 01	0. 99	7.3 5	0.3 2%	1Ø18 + 2Ø20	8.8 3	0.3 8%
N7	Trê n	-104.81	35	70	4	66	0. 05	0. 98	5.8 1	0.2 5%	2Ø20	6.2 8	0.2 7%
	Dướ i	154.45	21 5		4	66	0. 01	0. 99	8.4 1	0.3 6%	3Ø20	9.4 2	0.4 1%
GP 7	Trê n	-363.44	35	65	5	60	0. 20	0. 89	24. 36	1.1 6%	2Ø20 + 4Ø25	25. 92	1.2 3%
	Dướ i	110.74	21 5		4	61	0. 01	1. 00	6.5 1	0.3 1%	3Ø18	7.6 3	0.3 6%
GT 8	Trê n	-237.93	35	70	5	65	0. 11	0. 94	13. 89	0.6 1%	2Ø20 + 4Ø25	25. 92	1.1 4%
	Dướ i	198.46	21 5		5	65	0. 02	0. 99	10. 99	0.4 8%	2Ø22 + 2Ø25	17. 42	0.7 7%
N8	Trê n	-11.67	5	70	4	66	0. 04	0. 98	0.6 4	0.2 0%	2Ø14	3.0 8	0.9 3%

	Dướ i	0.01	21 5		4	66	0. 00	1. 00	0.3 3	0.1 0%	2Ø14	3.0 8	0.9 3%
GP 8	Trê n	-237.54	35	70	5	65	0. 11	0. 94	13. 87	0.6 1%	2Ø20 + 4Ø25	25. 92	1.1 4%
	Dướ i	198.84	21 5		5	65	0. 02	0. 99	11. 01	0.4 8%	2Ø22 + 2Ø25	17. 42	0.7 7%
GT 9	Trê n	-363.12	35	70	5	65	0. 17	0. 91	22. 01	0.9 7%	2Ø20 + 4Ø25	25. 92	1.1 4%
	Dướ i	111.06	21 5		4	66	0. 01	1. 00	6.0 3	0.2 6%	3Ø20	9.4 2	0.4 1%
N9	Trê n	-104.84	35	70	4	66	0. 05	0. 98	5.8 1	0.2 5%	2Ø20	6.2 8	0.2 7%
	Dướ i	154.42	21 0		4	66	0. 01	0. 99	8.4 1	0.3 6%	3Ø20	9.4 2	0.4 1%
GP 9	Trê n	-380.31	30	70	5	65	0. 21	0. 88	23. 67	1.2 1%	2Ø22 + 4Ø25	27. 24	1.4 0%
	Dướ i	134.98	21 0		4	66	0. 01	0. 99	7.3 4	0.3 7%	3Ø20	9.4 2	0.4 8%
GT 10	Trê n	-344.70	30	70	5	65	0. 19	0. 90	21. 16	1.0 8%	2Ø22 + 4Ø25	27. 24	1.4 0%
	Dướ i	97.91	21 0		4	66	0. 01	1. 00	5.3 2	0.2 7%	3Ø20	9.4 2	0.4 8%
N1 0	Trê n	-84.12	30	60	4	56	0. 06	0. 97	5.5 4	0.3 3%	2Ø20	6.2 8	0.3 7%
	Dướ i	135.34	21 0		4	56	0. 01	0. 99	8.6 9	0.5 2%	3Ø20	9.4 2	0.5 6%
GP 10	Trê n	-330.69	30	60	5	55	0. 25	0. 85	25. 18	1.5 3%	2Ø20 + 4Ø25	25. 92	1.5 7%
	Dướ i	75.42	21 0		4	56	0. 01	1. 00	4.8 3	0.2 9%	2Ø18	5.0 9	0.3 0%
GT 11	Trê n	-196.73	35	70	5	65	0. 09	0. 95	11. 36	0.5 0%	4Ø25	19. 63	0.8 6%
	Dướ i	156.97	21 0		5	65	0. 01	0. 99	8.6 8	0.3 8%	2Ø20 + 2Ø22	13. 89	0.6 1%
N1 1	Trê n	-11.46	35	70	4	66	0. 01	1. 00	2.3 1	0.1 0%	2Ø14	3.0 8	0.1 3%
	Dướ i	0.00	21 0		4	66	0. 00	c.t ạo	2.3 1	0.1 0%	2Ø14	3.0 8	0.1 3%
GP 11	Trê n	-196.33	35	70	5	65	0. 09	0. 95	11. 33	0.5 0%	4Ø25	19. 63	0.8 6%
	Dướ i	157.37	21 0		5	65	0. 01	0. 99	8.7 0	0.3 8%	2Ø20 + 2Ø22	13. 89	0.6 1%
GT 12	Trê n	-330.50	35	70	5	65	0. 15	0. 92	19. 83	0.8 7%	2Ø20 + 4Ø25	25. 92	1.1 4%
	Dướ i	75.62	21 0		4	66	0. 01	1. 00	4.1 0	0.1 8%	2Ø18	5.0 9	0.2 2%
N1 2	Trê n	-84.21	35	70	4	66	0. 04	0. 98	4.6 5	0.2 0%	2Ø20	6.2 8	0.2 7%
	Dướ i	135.26	21 0		4	66	0. 01	0. 99	7.3 6	0.3 2%	3Ø20	9.4 2	0.4 1%
GP 12	Trê n	-344.88	35	65	5	60	0. 19	0. 89	22. 95	1.0 9%	2Ø22 + 4Ø25	27. 24	1.3 0%
	Dướ i	97.73	21 0		4	61	0. 01	1. 00	5.7 5	0.2 7%	3Ø20	9.4 2	0.4 4%
GT 13	Trê n	-332.07	35	65	5	60	0. 18	0. 90	21. 99	1.0 5%	2Ø20 + 4Ø25	25. 92	1.2 3%

	Dướ i	74.74	21 0		4	61	0. 01	1. 00	4.3 9	0.2 1%	2Ø20	6.2 8	0.2 9%
N1 3	Trê n	-76.39	5	65	4	61	0. 28	0. 83	5.3 9	1.7 7%	2Ø20	6.2 8	2.0 6%
	Dướ i	122.24	21 0		4	61	0. 01	0. 99	7.2 0	2.3 6%	3Ø20	9.4 2	>μ ma x
GP 13	Trê n	-315.71	35 3	65	5	60	0. 02	0. 99	18. 96	0.1 5%	2Ø20 + 4Ø25	25. 92	0.2 1%
	Dướ i	57.80	21 0		4	61	0. 01	1. 00	12. 81	0.1 0%	2Ø18	5.0 9	Fa< TT
GT 14	Trê n	-174.69	35	65	5	60	0. 10	0. 95	10. 95	0.5 2%	4Ø25	19. 63	0.9 3%
	Dướ i	137.17	21 0		4	61	0. 01	0. 99	8.0 8	0.3 8%	3Ø22	11. 40	0.5 3%
N1 4	Trê n	-10.55	35	65	4	61	0. 01	1. 00	2.1 4	0.1 0%	2Ø14	3.0 8	0.1 4%
	Dướ i	1.10	21 0		4	61	0. 00	1. 00	2.1 4	0.1 0%	2Ø14	3.0 8	0.1 4%
GP 14	Trê n	-174.37	35	65	4	61	0. 09	0. 95	10. 73	0.5 0%	4Ø25	19. 63	0.9 2%
	Dướ i	137.49	21 0		4	61	0. 01	0. 99	8.1 0	0.3 8%	3Ø22	11. 40	0.5 3%
GT 15	Trê n	-315.54	35 3	65	5	60	0. 02	0. 99	18. 95	0.1 5%	2Ø20 + 4Ø25	25. 92	0.2 1%
	Dướ i	57.97	21 0		4	61	0. 01	1. 00	12. 81	0.1 0%	2Ø18	5.0 9	Fa< TT
N1 5	Trê n	-76.46	35	65	4	61	0. 04	0. 98	4.5 7	0.2 1%	2Ø20	6.2 8	0.2 9%
	Dướ i	122.17	21 0		4	61	0. 01	0. 99	7.1 9	0.3 4%	3Ø20	9.4 2	0.4 4%
GP 15	Trê n	-332.22	30	65	5	60	0. 21	0. 88	22. 49	1.2 5%	2Ø20 + 4Ø25	25. 92	1.4 4%
	Dướ i	74.59	21 0		4	61	0. 01	1. 00	4.3 8	0.2 4%	2Ø20	6.2 8	0.3 4%
GT 16	Trê n	-300.98	35	65	5	60	0. 16	0. 91	19. 70	0.9 4%	2Ø22 + 3Ø25	22. 33	1.0 6%
	Dướ i	62.30	21 0		4	61	0. 01	1. 00	3.6 6	0.1 7%	2Ø18	5.0 9	0.2 4%
N1 6	Trê n	-60.50	35	65	4	61	0. 03	0. 98	3.6 0	0.1 7%	2Ø18	5.0 9	0.2 4%
	Dướ i	115.62	21 0		4	61	0. 01	0. 99	6.8 0	0.3 2%	2Ø18 + 1Ø20	8.2 3	0.3 9%
GP 16	Trê n	-290.21	35	65	5	60	0. 16	0. 91	18. 92	0.9 0%	2Ø22 + 3Ø25	22. 33	1.0 6%
	Dướ i	36.83	21 0		4	61	0. 00	1. 00	2.1 6	0.1 0%	2Ø14	3.0 8	0.1 4%
GT 17	Trê n	-148.10	35	65	5	60	0. 08	0. 96	9.2 1	0.4 4%	3Ø25	14. 73	0.7 0%
	Dướ i	106.61	21 0		4	61	0. 01	1. 00	6.2 7	0.2 9%	1Ø18 + 2Ø20	8.8 3	0.4 1%
N1 7	Trê n	-14.24	30	65	4	61	0. 01	1. 00	1.8 3	0.1 0%	2Ø14	3.0 8	0.1 7%
	Dướ i	0.00	21 0		4	61	0. 00	c.t ao	1.8 3	0.1 0%	2Ø14	3.0 8	0.1 7%
GP	Trê	-147.82	30	65	5	60	0.	0.	9.2	0.5	3Ø25	14.	0.8

17	n						09	95	6	1%		73	2%
	Dướ i	106.90	21 0		4	61	0. 01	1. 00	6.2 9	0.3 4%	1Ø18 + 2Ø20	8.8 3	0.4 8%
GT 18	Trê n	-290.06	35	65	5	60	0. 16	0. 91	18. 91	0.9 0%	2Ø20 + 3Ø25	21. 01	1.0 0%
	Dướ i	36.99	21 0		4	61	0. 00	1. 00	2.1 7	0.1 0%	2Ø14	3.0 8	0.1 4%
N1 8	Trê n	-60.56	35	65	4	61	0. 03	0. 98	3.6 0	0.1 7%	2Ø18	5.0 9	0.2 4%
	Dướ i	115.56	21 0		4	61	0. 01	0. 99	6.8 0	0.3 2%	2Ø18 + 1Ø20	8.2 3	0.3 9%
GP 18	Trê n	-301.11	30	65	5	60	0. 19	0. 89	20. 09	1.1 2%	2Ø22 + 3Ø25	22. 33	1.2 4%
	Dướ i	62.17	21 0		4	61	0. 01	1. 00	3.6 5	0.2 0%	2Ø18	5.0 9	0.2 8%
GT 19	Trê n	-266.01	30	65	5	60	0. 17	0. 91	17. 47	0.9 7%	3Ø22 + 2Ø25	21. 22	1.1 8%
	Dướ i	40.82	21 0		4	61	0. 00	1. 00	2.3 9	0.1 3%	2Ø14	3.0 8	0.1 7%
N1 9	Trê n	-40.44	35	65	4	61	0. 02	0. 99	2.3 9	0.1 1%	2Ø14	3.0 8	0.1 4%
	Dướ i	119.95	21 0		4	61	0. 01	0. 99	7.0 6	0.3 3%	2Ø18 + 1Ø20	8.2 3	0.3 9%
GP 19	Trê n	-262.70	35	65	5	60	0. 14	0. 92	16. 96	0.8 1%	3Ø22 + 2Ø25	21. 22	1.0 1%
	Dướ i	9.17	21 0		4	61	0. 00	1. 00	2.1 4	0.1 0%	2Ø14	3.0 8	0.1 4%
GT 20	Trê n	-119.92	30	65	4	61	0. 07	0. 96	7.3 0	0.4 0%	3Ø22	11. 40	0.6 2%
	Dướ i	68.00	21 0		4	61	0. 01	1. 00	3.9 9	0.2 2%	2Ø20	6.2 8	0.3 4%
N2 0	Trê n	-21.43	30	65	4	61	0. 01	0. 99	1.8 3	0.1 0%	2Ø14	3.0 8	0.1 7%
	Dướ i	0.00	21 0		4	61	0. 00	c.t ao	1.8 3	0.1 0%	2Ø14	3.0 8	0.1 7%
GP 20	Trê n	-119.68	30	65	4	61	0. 07	0. 96	7.2 9	0.4 0%	3Ø22	11. 40	0.6 2%
	Dướ i	68.24	21 0		4	61	0. 01	1. 00	4.0 1	0.2 2%	2Ø20	6.2 8	0.3 4%
GT 21	Trê n	-262.56	35	65	5	60	0. 14	0. 92	16. 95	0.8 1%	3Ø22 + 2Ø25	21. 22	1.0 1%
	Dướ i	9.31	21 0		4	61	0. 00	1. 00	2.1 4	0.1 0%	2Ø14	3.0 8	0.1 4%
N2 1	Trê n	-40.48	35	65	4	61	0. 02	0. 99	2.4 0	0.1 1%	2Ø14	3.0 8	0.1 4%
	Dướ i	119.96	21 0		4	61	0. 01	0. 99	7.0 6	0.3 3%	2Ø18 + 1Ø20	8.2 3	0.3 9%
GP 21	Trê n	-266.12	30	65	5	60	0. 17	0. 91	17. 48	0.9 7%	3Ø22 + 2Ø25	21. 22	1.1 8%
	Dướ i	40.71	21 0		4	61	0. 00	1. 00	2.3 9	0.1 3%	2Ø14	3.0 8	0.1 7%
GT 22	Trê n	-254.37	30	65	5	60	0. 16	0. 91	16. 62	0.9 2%	5Ø22	19. 01	1.0 6%
	Dướ i	0.00	21 0		4	61	0. 00	c.t ao	1.8 3	0.1 0%	2Ø14	3.0 8	0.1 7%

N2 2	Trên	-34.35	35	65	4	61	0.02	0.99	2.14	0.10%	2014	3.08	0.14%
	Dưới	109.14	210		4	61	0.01	1.00	6.42	0.30%	3018	7.63	0.36%
GP 22	Trên	-235.48	35	65	5	60	0.13	0.93	15.06	0.72%	2020 + 3022	17.69	0.84%
	Dưới	0.00	210		4	61	0.00	c.t ao	2.14	0.10%	2014	3.08	0.14%
GT 23	Trên	-90.94	35	65	4	61	0.05	0.98	5.46	0.26%	2022	7.60	0.36%
	Dưới	51.37	210		4	61	0.00	1.00	3.01	0.14%	2018	5.09	0.24%
N2 3	Trên	-14.57	30	65	4	61	0.01	1.00	1.83	0.10%	2014	3.08	0.17%
	Dưới	2.71	210		4	61	0.00	1.00	1.83	0.10%	2014	3.08	0.17%
GP 23	Trên	-90.70	30	65	4	61	0.06	0.97	5.47	0.30%	2022	7.60	0.42%
	Dưới	51.60	210		4	61	0.00	1.00	3.03	0.17%	2018	5.09	0.28%
GT 24	Trên	-235.35	30	65	5	60	0.15	0.92	15.26	0.85%	2020 + 3022	17.69	0.98%
	Dưới	0.00	210		4	61	0.00	c.t ao	1.83	0.10%	2014	3.08	0.17%
N2 4	Trên	-34.40	30	65	4	61	0.02	0.99	2.04	0.11%	2014	3.08	0.17%
	Dưới	109.15	210		4	61	0.01	1.00	6.42	0.35%	3018	7.63	0.42%
GP 24	Trên	-254.47	30	65	5	60	0.16	0.91	16.63	0.92%	5022	19.01	1.06%
	Dưới	0.00	210		4	61	0.00	c.t ao	1.83	0.10%	2014	3.08	0.17%
GT 25	Trên	-263.09	30	70	5	65	0.14	0.92	15.67	0.80%	5020	15.71	0.81%
	Dưới	0.00	210		4	66	0.00	c.t ao	1.98	0.10%	2014	3.08	0.16%
N2 5	Trên	-0.64	30	70	4	66	0.00	1.00	1.98	0.10%	2014	3.08	0.16%
	Dưới	370.05	210		5	65	0.03	0.99	20.63	1.06%	5025	24.54	1.26%
GP 25	Trên	-286.61	30	70	5	65	0.16	0.91	17.22	0.88%	2020 + 3022	17.69	0.91%
	Dưới	0.00	210		4	66	0.00	c.t ao	1.98	0.10%	2014	3.08	0.16%
GT 26	Trên	-72.45	30	70	4	66	0.04	0.98	4.00	0.20%	2020	6.28	0.32%
	Dưới	0.00	210		4	66	0.00	c.t ao	1.98	0.10%	2014	3.08	0.16%
N2 6	Trên	-57.69	30	70	4	66	0.03	0.98	3.17	0.16%	2018	5.09	0.26%
	Dưới	0.00	210		4	66	0.00	c.t ao	1.98	0.10%	2014	3.08	0.16%
GP 26	Trên	-72.23	30	70	4	66	0.04	0.98	3.99	0.20%	2020	6.28	0.32%
	Dưới	0.00	210		4	66	0.00	c.t ao	1.98	0.10%	2014	3.08	0.16%

GT 27	Trên	-286.46	30	70	5	65	0.16	0.91	17.21	0.88%	2020 + 3022	17.69	0.91%
	Dưới	0.00	210		4	66	0.00	c.t ao	1.98	0.10%	2014	3.08	0.16%
N2 7	Trên	-0.55	30	70	4	66	0.00	1.00	1.98	0.10%	2014	3.08	0.16%
	Dưới	370.03	210		5	65	0.03	0.99	20.63	1.06%	5025	24.54	1.26%
GP 27	Trên	-263.17	30	70	5	65	0.14	0.92	15.68	0.80%	5020	15.71	0.81%
	Dưới	0.00	210		4	66	0.00	c.t ao	1.98	0.10%	2014	3.08	0.16%
GT 28	Trên	-30.24	20	30	4	26	0.15	0.92	4.54	0.87%	2018	5.09	0.98%
	Dưới	25.92	210		4	26	0.01	0.99	3.58	0.69%	2016	4.02	0.77%
N2 8	Trên	-1.71	20	30	4	26	0.01	1.00	0.52	0.10%	2014	3.08	0.59%
	Dưới	2.91	210		4	26	0.00	1.00	0.52	0.10%	2014	3.08	0.59%
GP 28	Trên	-25.30	20	30	4	26	0.13	0.93	3.73	0.72%	2018	5.09	0.98%
	Dưới	21.62	210		4	26	0.01	0.99	2.99	0.57%	2014	3.08	0.59%
GT 29	Trên	-25.30	20	30	4	26	0.13	0.93	3.73	0.72%	2016	4.02	0.77%
	Dưới	21.62	210		4	26	0.01	0.99	2.99	0.57%	2016	4.02	0.77%
N2 9	Trên	-30.24	20	30	4	26	0.15	0.92	4.54	0.87%	2018	5.09	0.98%
	Dưới	25.92	210		4	26	0.01	0.99	3.58	0.69%	2016	4.02	0.77%
GP 29	Trên	-30.24	20	30	4	26	0.15	0.92	4.54	0.87%	2018	5.09	0.98%
	Dưới	25.92	210		4	26	0.01	0.99	3.58	0.69%	2016	4.02	0.77%
GT 30	Trên	0.00	15	40	4	36	0.00	c.t ao	0.54	0.10%	2014	3.08	0.57%
	Dưới	0.00	210		4	36	0.00	c.t ao	0.54	0.10%	2014	3.08	0.57%
N3 0	Trên	-7.55	15	40	4	36	0.03	0.99	0.76	0.14%		3.08	0.57%
	Dưới	0.00	210		4	36	0.00	c.t ao	0.54	0.10%		3.08	0.57%
GP 30	Trên	-15.52	15	40	4	36	0.06	0.97	1.58	0.29%		3.08	0.57%
	Dưới	0.00	210		4	36	0.00	c.t ao	0.54	0.10%		3.08	0.57%

CHƯƠNG 6: THIẾT KẾ MÓNG KHUNG TRỤC 5

I. Điều kiện địa chất thủy văn công trình

Số liệu địa chất công trình được xây dựng dựa vào kết quả khảo sát hồ khoan với độ sâu khảo sát từ 30 ÷ 50 m

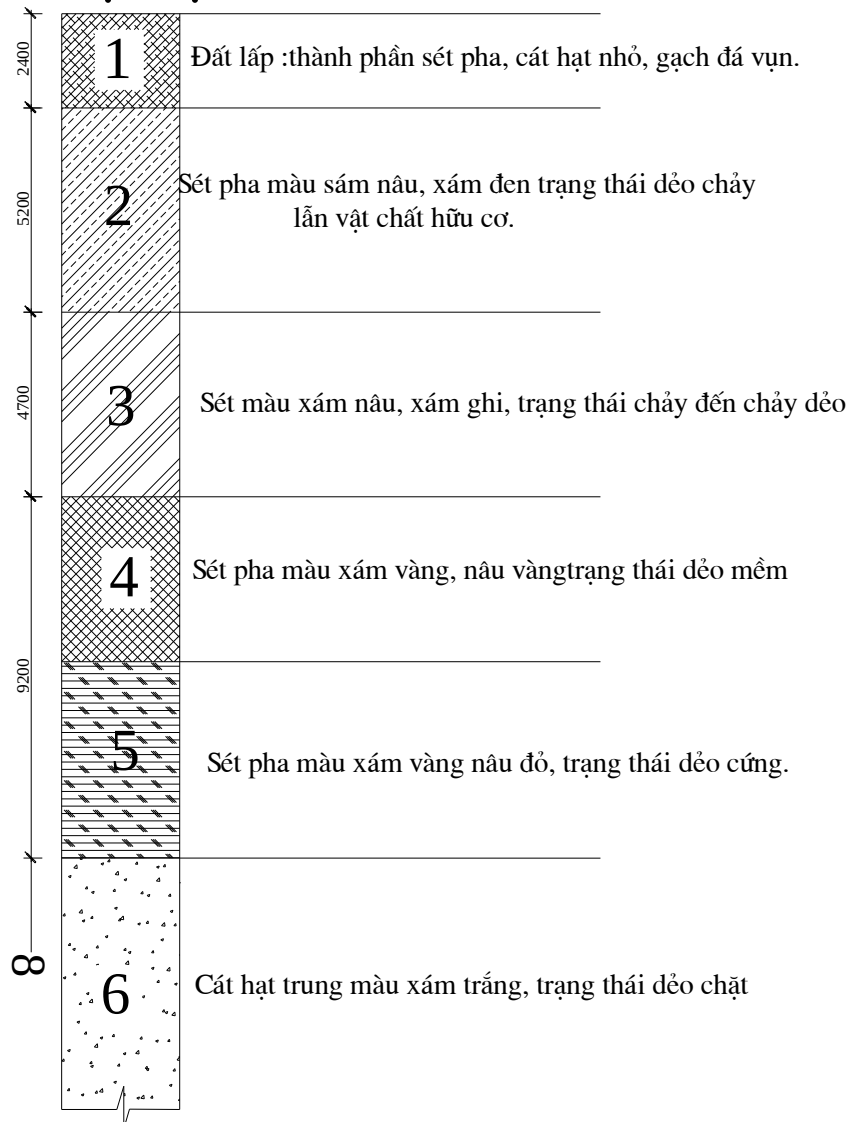
Theo kết quả khảo sát thì đất nền gồm các lớp đất khác nhau. Do độ dốc các lớp nhỏ, chiều dày khá đồng đều nên một cách gần đúng có thể xem nền đất tại mọi điểm của công trình có chiều dày và cấu tạo như mặt cắt địa chất điển hình. Địa tầng được phân chia theo thứ tự từ trên xuống dưới như sau:

Cấu tạo địa tầng và các chỉ tiêu cơ lý:

Bảng các chỉ tiêu cơ lý có được từ thí nghiệm

Tên gọi lớp đất	Z(m)	γ (KN/m ³)	γ_h (KN/m ³)	W%	WL %	WP %	ϕ_{II} (độ)	a (m ² /K N)	C_{II} (KPa)	E(KPa)
Đất đắp	2,4	15.9	-	-	-	-	-		-	-
Sét pha	7.6	17.9	26.8	40.2	40.3	26.0	24	4e-5	12	22000
Sét	12.3	18.5	26.8	30.2	42	22	16	12e-5	10	10000
Sét pha	16.5	20.5	26.6	20	23	15	22	6e-5	20	18000
Sét pha	21.5	19.2	26.5	18	24.8	15.3	35	11e-5	15	31000
Cát h trung	∞	20.1	26.4	16	-	-	38	11e-5	-	40000

TRỤ ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH



1. Đánh giá điều kiện địa chất: Trình tự đánh giá mỗi lớp địa chất như sau:

Để tiến hành lựa chọn giải pháp nền móng và độ sâu chôn móng cần phải đánh giá tính chất xây dựng của các lớp đất.

* **Lớp đất 1:** Lớp đất lấp có chiều dày 2,4 m là lớp đất m- ợn lấp xung quanh tầng hầm của công trình.

*Lớp đất 2: sét pha, có chiều dày 5,2m.

- Độ sệt:
$$B = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{40,2 - 26}{40,3 - 26} = 0,99$$

$$0,75 < I_L = 0,99 < 1 \rightarrow \text{đất ở trạng thái dẻo sệt}$$

- Hệ số rỗng:
$$e = \frac{\gamma_h(1+W)}{\gamma_{tn}} - 1 = \frac{26,8.(1+0,01.40,2)}{17,9} - 1 = 0,98 < 1$$

- Tỷ trọng: $\Delta = \frac{\gamma_h}{\gamma_n} = \frac{26,8}{10} = 2,68.$

- Trọng lượng riêng đẩy nổi: $\gamma_{dn} = \frac{(\Delta - 1) \cdot \gamma_n}{1 + e} = \frac{(2,68 - 1) \cdot 10}{1 + 0,98} = 8,4 \text{ KN/m}^3$

- Hệ số nén lún: $a = 0,076 \text{ MPa}^{-1} > 0,05 \text{ MPa}^{-1} \rightarrow$ Sét pha có khả năng chịu nén kém

- Môđun biến dạng: $E = 22 \text{ Mpa} > 5 \text{ MPa}$

KL: Lớp 2 là sét pha dẻo sét ta đặt móng trên lớp đất này thì công trình sẽ ổn định .

*Lớp đất 3: sét , có chiều dày 4,7m.

- Độ sệt: $B = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{30,2 - 22}{42 - 22} = 0,42$

$$0,25 < I_L = 0,99 < 0,5 \rightarrow \text{đất ở trạng thái dẻo chảy}$$

- Hệ số rỗng: $e = \frac{\gamma_h(1+W)}{\gamma_{tn}} - 1 = \frac{26,8 \cdot (1 + 0,01 \cdot 30,2)}{18,5} - 1 = 0,88 < 1$

- Tỷ trọng: $\Delta = \frac{\gamma_h}{\gamma_n} = \frac{26,8}{10} = 2,68.$

- Trọng lượng riêng đẩy nổi: $\gamma_{dn} = \frac{(\Delta - 1) \cdot \gamma_n}{1 + e} = \frac{(2,68 - 1) \cdot 10}{1 + 0,88} = 8,91 \text{ KN/m}^3$

- Hệ số nén lún: $a = 0,082 \text{ MPa}^{-1} > 0,05 \text{ MPa}^{-1} \rightarrow$ Sét pha có khả năng chịu nén yếu

- Môđun biến dạng: $E = 10 \text{ Mpa} > 5 \text{ MPa}$

*Lớp đất 4: sét pha, có chiều dày 4,2m.

- Độ sệt: $B = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{20 - 15}{23 - 15} = 0,625$

$$0,5 < I_L = 0,625 < 0,75 \rightarrow \text{đất ở trạng thái dẻo mềm}$$

- Hệ số rỗng: $e = \frac{\gamma_h(1+W)}{\gamma_{tn}} - 1 = \frac{26,6 \cdot (1 + 0,01 \cdot 20)}{20,5} - 1 = 0,25 < 1$

- Tỷ trọng: $\Delta = \frac{\gamma_h}{\gamma_n} = \frac{26,6}{10} = 2,66.$

- Trọng lượng riêng đẩy nổi: $\gamma_{dn} = \frac{(\Delta - 1) \cdot \gamma_n}{1 + e} = \frac{(2,66 - 1) \cdot 10}{1 + 0,25} = 13,28 \text{ KN/m}^3$

- Hệ số nén lún: $a = 0,08 \text{ MPa}^{-1} > 0,05 \text{ MPa}^{-1} \rightarrow$ Sét pha có khả năng chịu nén yếu

- Môđun biến dạng: $E = 31 \text{ Mpa} > 5 \text{ MPa}$

*Lớp đất 5: sét pha, có chiều dày 5m.

- Độ sệt: $B = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{18 - 15,3}{24,8 - 15,3} = 0,28$

$$0,25 < I_L = 0,28 < 0,5 \rightarrow \text{đất ở trạng thái dẻo cứng}$$

- Hệ số rỗng: $e = \frac{\gamma_h(1+W)}{\gamma_{tn}} - 1 = \frac{26,5 \cdot (1+0,01 \cdot 18)}{19,2} - 1 = 0,98 < 1$

- Tỷ trọng: $\Delta = \frac{\gamma_h}{\gamma_n} = \frac{26,8}{10} = 2,68.$

- Trọng lượng riêng đẩy nổi: $\gamma_{dn} = \frac{(\Delta - 1) \cdot \gamma_n}{1 + e} = \frac{(2,68 - 1) \cdot 10}{1 + 0,98} = 0,48 \text{ KN/m}^3$

- Hệ số nén lún: $a = 0,034 \text{ MPa}^{-1} > 0,05 \text{ MPa}^{-1} \rightarrow$ Sét pha có khả năng chịu nén tốt

- Môđun biến dạng: $E = 22 \text{ Mpa} > 5 \text{ MPa}$

*Lớp đất 6: cát hạt trung, rất dày.

- Độ sệt: $B = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{30,2 - 22}{42 - 22} = 0,42$

$$0,25 < I_L = 0,99 < 0,5 \rightarrow \text{đất ở trạng thái dẻo chảy}$$

- Hệ số rỗng: $e = \frac{\gamma_h(1+W)}{\gamma_{tn}} - 1 = \frac{26,8 \cdot (1+0,01 \cdot 40,2)}{17,9} - 1 = 0,98 < 1$

- Tỷ trọng: $\Delta = \frac{\gamma_h}{\gamma_n} = \frac{26,8}{10} = 2,68.$

- Trọng lượng riêng đẩy nổi: $\gamma_{dn} = \frac{(\Delta - 1) \cdot \gamma_n}{1 + e} = \frac{(2,68 - 1) \cdot 10}{1 + 0,98} = 0,48 \text{ KN/m}^3$

- Môđun biến dạng: $E = 40 \text{ Mpa} > 5 \text{ MPa}$

Đây là lớp đất rất tốt cho móng của công trình.

Kết quả ta có số liệu cho các lớp như sau:

Bảng các chỉ tiêu cơ lí tính toán

Tên gọi lớp đất	B	Trạng thái đất sét	e	Trạng thái đất cát	γ_{dn} (KN/m ³)
Đất đắp	-	-	-	-	-
Sét pha	0.28	Dẻo sệt	0.39	-	11.505

Sét	0.8	Đẻo chảy	0.93	-	8.70647
Sét pha	0	Đẻo	0.49	-	11.1246
Sét pha	-	Đẻo cứng	0.63	Đẻo cứng	10.1311
Cát htrung	-	-	0.52	Rất chặt	10.7641

Nước ngầm ở khu vực qua khảo sát nhận dao động tùy theo mùa. Mức nước tĩnh mà ta quan sát thấy nằm khá sâu, cách mặt đất (cốt thiên nhiên) -3 m. Nên không ảnh hưởng đến việc thi công. Nếu thi công móng sâu, nước ngầm ảnh hưởng đến công trình. Thì cần có biện pháp tháo khô hồ móng khi thi công móng công trình.

II. Lựa chọn giải pháp nền móng

Việc lựa chọn phương án móng xuất phát từ điều kiện địa chất thủy văn và tải trọng cụ thể tại chân cột của công trình, yêu cầu về độ lún của công trình. Ngoài ra, còn phụ thuộc vào địa điểm xây dựng. Với đặc điểm là công trình xây chen do đó yêu cầu về không gian gây chấn động trong quá trình thi công là yêu cầu bắt buộc.

Tải trọng lớn nhất tại chân cột là: $N = 3504,3 \text{ KN}$.

Từ những phân tích trên ta không thể sử dụng móng nông hay móng cọc đóng.

Do vậy các giải pháp móng có thể sử dụng được là:

Phương án móng cọc ép.

Phương án cọc khoan nhồi.

Phương án móng cọc ép:

Ưu điểm:

Không gây chấn động mạnh do đó thích hợp với công trình xây chen.

Dễ thi công, nhất là với đất sét và á sét mềm.

Giá thành rẻ.

Nhược điểm:

Tiết diện cọc nhỏ do đó sức chịu tải của cọc không lớn.

Khó thi công khi phải xuyên qua lớp sét cứng hoặc cát chặt.

Phương án móng cọc khoan nhồi:

Ưu điểm:

Có thể khoan đến độ sâu lớn, cắm sâu vào lớp cuội sỏi.

Kích thước cọc lớn, sức chịu tải của cọc rất lớn, chịu tải trọng động tốt.

Không gây chấn động trong quá trình thi công.

Nhược điểm:

Thi công phức tạp, cần phải có thiết bị chuyên dùng.

Khó quản lý chất lượng cọc.

Giá thành tương đối cao.

Nhận xét : Từ những phân tích trên ta thấy rằng sử dụng giải pháp móng cọc ép là phù hợp hơn cả về mặt yêu cầu sức chịu tải cũng như khả năng thi công thực tế cho công trình.

III. Thiết kế móng

Tải trọng tính toán:

Tải trọng tác dụng lên móng công trình gồm có:

- Tĩnh tải
- Hoạt tải
- Tải trọng gió

Móng công trình được tính dựa theo giá trị nội lực nguy hiểm nhất truyền xuống móng của phương án kết cấu đã chọn.

Để có đủ số liệu tính móng cần xác định thêm nội lực do giằng móng truyền vào

Kích thước giằng móng chọn sơ bộ $b \times h = 30 \times 50 \text{ cm}$ cho toàn bộ các giằng trong công trình :

Trọng lượng bản thân giằng móng:

$$g_{\text{td}} = 1,1 \cdot 2500 \cdot 0,3 \cdot 0,5 = 412,5 \text{ Kg/m}$$

Tải trọng giằng truyền lên móng:

$$\text{Móng M1: } N_g = 412,5 \cdot 0,5 \cdot (2,6 + 6,6) = 3836 \text{ Kg} = 3,836 \text{ T.}$$

$$\text{Móng M2: } N_g = 412,5 \cdot 0,5 \cdot (2,6 + 6,6 + 3,6) = 4578 \text{ Kg} = 4,578 \text{ T.}$$

Tải trọng tính toán được sử dụng để tính toán nền móng theo trạng thái giới hạn thứ nhất.

Tải trọng truyền xuống móng (kể cả giằng) :

Móng M1:

$$M^{\text{tt}} = 307,33 \text{ KN.m} ; N^{\text{tt}} = 3410,88 + 38,36 = 3449,24 \text{ KN}; Q^{\text{tt}} = 114,47 \text{ KN}$$

Móng M2:

$$M_1^{\text{tt}} = 281,13 \text{ KN.m}; N_1^{\text{tt}} = 3504,3 + 45,78 = 3550,08 \text{ KN}; Q_1^{\text{tt}} = 149,42 \text{ KN.}$$

$$M_2^{\text{tt}} = 93,15 \text{ KN.m}; N_2^{\text{tt}} = 3493,57 + 45,78 = 3539,35 \text{ KN}; Q_2^{\text{tt}} = 107,11 \text{ KN}$$

Tải trọng tiêu chuẩn: Tải trọng tiêu chuẩn được sử dụng để tính toán nền móng theo trạng thái giới hạn thứ hai.

$$A^{\text{tc}} = \frac{A^{\text{tt}}}{1,15}$$

Móng M1:

$$M^{tc} = 267,24 \text{ KN.m} ; N^{tc} = 2974,88 \text{ KN}; Q^{tc} = 99,54 \text{ KN}$$

Móng M2:

$$M_1^{tc} = 244,46 \text{ KN.m} ; N_1^{tc} = 3057,55 \text{ KN}; Q_1^{tc} = 129,93 \text{ KN.}$$

$$M_2^{tc} = 81 \text{ KN.m} ; N_2^{tc} = 3048,22 \text{ KN}; Q_2^{tc} = 93,14 \text{ KN.}$$

1. Tính móng M1

Chọn vật liệu làm cọc, vật liệu làm đài.

-Vật liệu làm cọc: Bê tông với cấp độ bền 25 có :

$$R_b = 145 \text{ KG/cm}^2; R_{bt} = 10,5 \text{ KG/cm}^2.$$

Cốt thép AI có $R_s = 2250 \text{ KG/cm}^2$, AII có $R_s = 2800 \text{ KG/cm}^2$.

- Vật liệu làm đài: Bê tông với cấp độ bền 25 có:

$$R_b = 145 \text{ KG/cm}^2; R_{bt} = 10,5 \text{ KG/cm}^2$$

Cốt thép AI có $R_s = 2250 \text{ KG/cm}^2$, AII có $R_s = 2800 \text{ KG/cm}^2$.

1.2 Chọn độ sâu đặt đế đài

Để thỏa mãn điều kiện là móng cọc đài thấp thì chiều sâu chôn đài phải thỏa mãn điều kiện: $h > 0,7.h_{\min}$.

Trong đó: h : chiều cao từ mặt dưới đài đến mặt đất tự nhiên

$$h_{\min} = \text{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \cdot \sqrt{\frac{\sum H}{\gamma \cdot b}}$$

φ : Góc nội ma sát.

γ : Trọng lượng đất từ đáy đài trở lên.

$\sum H$: Tổng tải trọng ngang.

b : Cạnh đáy đài theo phương thẳng góc với $\sum H$.

chọn $b = 2 \text{ m}$.

Từ bảng tổ hợp nội lực ta có lực cắt lớn nhất tại chân cột : $Q = \sum H = 114,47 \text{ KN}$

$$\Rightarrow h_{\min} = \text{tg}\left(45^\circ - \frac{24^\circ}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{11447}{1760 \cdot 2}} = 1,17 \text{ (m)}.$$

Vậy lấy chiều sâu chôn đài tính từ đáy đài đến mặt đất tự nhiên là:

$$h = 1,5 \text{ m} > 0,7h_{\min} = 0,7 \cdot 1,17 = 0,82 \text{ m}.$$

Chiều cao đài lấy 1m.

1.3 Chọn cọc

Chọn cọc bê tông cốt thép tiết diện 30x30cm, dài 22,5m, đầu cọc cắm vào lớp cát hạt trung 1m. Cọc gồm 3 đoạn (mỗi đoạn 7,5m); lớp bê tông bảo vệ 3cm. Cọc có thép dọc chịu lực 4 ø18, cốt đai ø 8.

1.4 Tính toán sức chịu tải của cọc:

a). Sức chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc

$$P_{vl} = k.m(m_b.R_b.F_b + m_a.R_s.F_{ct}) \quad (\text{Theo Sách Nền \& Móng của Lê Anh Hoàng})$$

Trong đó:

$k.m$: hệ số điều kiện làm việc $k.m = 0,7$.

m_b : Hệ số điều kiện làm việc của bê tông, lấy $m_b = 1$.

m_a : Hệ số điều kiện làm việc của cốt thép, lấy $m_a = 1$.

R_b : cường độ chịu nén tính toán của bê tông, $R_b = 145 \text{ KG/cm}^2$

F_b : tiết diện ngang của phần bê tông - diện tích tiết diện ngang cốt thép.

$$F_b = 30.30 - 4.2.545 = 889,82 \text{ cm}^2$$

R_s : cường độ chịu kéo tính toán của thép dọc, $R_s = 2800 \text{ KG/cm}^2$

F_{ct} : diện tích tiết diện ngang của thép dọc, $F_{ct} = 4.2.545 = 10,18 \text{ cm}^2$

$$P_{vl} = 0,7.(145 \times 889,82 + 2800 \times 10,18) = 110269,5 \text{ KG} = 110,269 \text{ T}$$

b). Sức chịu tải của cọc theo đất nền.

$$P_{đn} = k.m(m_R.R.F + u. \sum_{i=1}^n m_{fi}.f_i.l_i)$$

Trong đó:

k : hệ số đồng nhất của vật liệu

m : hệ số điều kiện làm việc tổng quát của đất, lấy $k.m = 0.7$

m_R : hệ số xét đến ảnh hưởng phản lực của nền đất tại mặt phẳng mũi cọc.

Tra bảng sức chống của đất tại mũi cọc đặt vào lớp cát hạt trung ở độ sâu 22,5m có $R = 500 \text{ T/m}^2$. (Bảng 4.4 trang 141 Sách Nền Móng- Lê Anh Hoàng)

F : diện tích tiết diện ngang của cọc, $F = 0,3 \times 0,3 = 0,09 \text{ m}^2$.

u : chu vi tiết diện ngang của cọc, $u = 4 \times 0,3 = 1.2 \text{ m}$

m_{fi} : hệ số xét đến ảnh hưởng của lực ma sát xung quanh cọc, $m_{fi} = 1$

f_i : lực ma sát xung quanh cọc của lớp đất thứ i

l_i : chiều dày của lớp đất thứ i

Tra bảng xác định f_i : (Trang 142 Sách Nền Móng – Lê Anh Hoàng).

- sét dẻo cứng $B = 0,28$:

$$l_1 = 2 \text{ m có } Z_1 = 1,5 + \frac{2}{2} = 2,5 \text{ m} \quad f_1 = 3,5 \text{ T/m}^2$$

$$l_2 = 2 \text{ m có } Z_2 = 3,5 + \frac{2}{2} = 4,5 \text{ m} \quad f_2 = 4,21 \text{ T/m}^2$$

$$l_3 = 1,3 \text{ m có } Z_3 = 5,5 + \frac{1,3}{2} = 6,15 \text{ m.} \quad f_3 = 4,538 \text{ T/m}^2$$

- sét dẻo chảy B = 0,80:

$$l_4 = 1,4 \text{ m có } Z_4 = 6,8 + \frac{1,4}{2} = 7,5 \text{ m} \quad f_4 = 0,8 \text{ T/m}^2$$

$$l_5 = 2,0 \text{ m có } Z_5 = 8,2 + \frac{2,0}{2} = 9,20 \text{ m} \quad f_5 = 0,8 \text{ T/m}^2$$

$$l_6 = 2,0 \text{ m có } Z_6 = 10,2 + \frac{2,0}{2} = 11,2 \text{ m} \quad f_6 = 0,8 \text{ T/m}^2$$

$$l_7 = 2,0 \text{ m có } Z_7 = 12,2 + \frac{2,0}{2} = 13,2 \text{ m} \quad f_7 = 0,8 \text{ T/m}^2$$

- cát pha:

$$l_8 = 1,3 \text{ m có } Z_8 = 14,2 + \frac{1,3}{2} = 14,85 \text{ m} \quad f_6 = 5,1 \text{ T/m}^2$$

$$l_9 = 2,0 \text{ m có } Z_9 = 15,5 + \frac{2,0}{2} = 16,5 \text{ m} \quad f_7 = 5,25 \text{ T/m}^2$$

$$l_{10} = 2,0 \text{ m có } Z_{10} = 17,5 + \frac{2,0}{2} = 18,5 \text{ m} \quad f_8 = 5,45 \text{ T/m}^2$$

$$l_{11} = 2,0 \text{ m có } Z_{11} = 19,5 + \frac{2,0}{2} = 20,5 \text{ m} \quad f_9 = 5,65 \text{ T/m}^2$$

- Cát hạt trung:

$$l_{12} = 1 \text{ m có } Z_{12} = 21,5 + \frac{1}{2} = 22 \text{ m} \quad f_{10} = 8,18 \text{ T/m}^2$$

$$\Rightarrow \sum_{i=1}^n m_{\bar{f}_i} \cdot f_i \cdot l_i = 2,3,5 + 2,4,21 + 1,3,4,538 + 1,4,0,8 + 0,8,2 + 0,8,2 + 0,8,2 + 1,3,5,1$$

$$+ 2,5,25 + 2,5,45 + 2,5,65 + 1,8,18 = 74,75 \text{ T/m.}$$

$$\Rightarrow P_{\text{đn}} = 0,7 \cdot (1.500 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 74,75) = 94,29 \text{ T}$$

$$P_{\text{gh}} = \min(P_{\text{vl}}, P_{\text{đn}}) = 94,29 \text{ T}$$

1.5 Xác định diện tích đài cọc và số lượng cọc

Áp lực tính toán tác dụng lên đế đài do phản lực đầu cọc gây ra:

$$\sigma_{tt}^{tb} = \frac{P_{\text{gh}}}{(3 \cdot d)^2} = \frac{94,29}{(3 \times 0,3)^2} = 116,35 \text{ T/m}^2$$

$$R_{tc} = \sigma_{tc}^{tb} = \sigma_{tt}^{tb} / 1,15 = \frac{116,35}{1,15} = 101,17 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Diện tích đài cọc: } F_d \geq \frac{N_0^{tc}}{R_{tc} - \gamma_{tb} h_M} = \frac{297,488}{101,17 - 2 \times 1,5} = 3,03 \text{ m}^2$$

Trọng lượng của đài và đất đắp trên đài:

$$N_d^{tt} = n \cdot F_d \cdot h \cdot \gamma_{tb} = 1,1 \cdot 3,03 \cdot 1,5 \cdot 2 = 10 \text{ T}$$

Tổng lực dọc tính toán đến mặt phẳng đáy đài:

$$N^{tt} = N_0^{tt} + N_d^{tt} = 342,11 + 10 = 352,11 \text{ T}$$

Số lượng cọc sơ bộ :

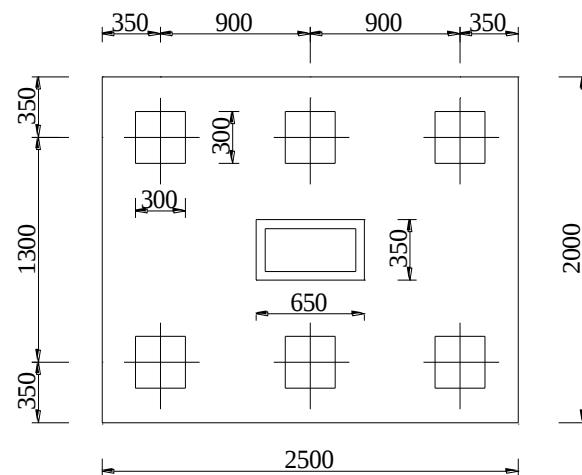
$$n = \beta \cdot \frac{N^{tt}}{P_{gh}}$$

$$\beta = 1 \div 1,5. \text{ Chọn } \beta = 1,4.$$

$$N = 1,4 \cdot \frac{352,11}{94,29} = 5,23$$

Chọn $n = 6$ cọc và bố trí như hình vẽ và chọn diện tích đài cọc

$$F_d = 2,2 \cdot 5 = 5 \text{ m}^2$$



1.6 Kiểm tra điều kiện chịu tải của móng cọc

$$F_d = 2,2 \cdot 5 = 5 \text{ m}^2$$

Trọng lượng thực tế của đài và đất trên đài:

$$N_d^{tt} = n \cdot F_d \cdot h \cdot \gamma_{tb} = 1,1 \cdot 5 \cdot 1,5 \cdot 2 = 16,5 \text{ T}$$

Lực dọc tính toán thực tế xác định đến mặt phẳng đáy đài:

$$N^{tt} = 342,11 + 16,5 = 358,61 \text{ T}$$

Mômen tính toán xác định tương ứng với trọng tâm diện tích tiết diện các cọc tại đế đài:

$$M^{tt} = M_o^{tt} + Q^{tt} \cdot h_d = 30,733 + 11,447 \cdot 1 = 42,18 \text{ Tm}$$

$$P_{\max}^{tt} = \frac{N^{tt}}{n} + \frac{M \cdot x_{\max}}{\sum_{i=1}^n x_i^2} = \frac{358,61}{6} + \frac{42,18,0,9}{4,0,9^2} = 71,485 \text{ T}$$

$$P_{\min}^{tt} = \frac{N^{tt}}{n} - \frac{M \cdot x_{\max}}{\sum_{i=1}^n x_i^2} = \frac{358,61}{6} - \frac{42,18,0,9}{4,0,9^2} = 48,05 \text{ T}$$

Với x_i : Toạ độ phương x của cọc thứ i so với vị trí tải trọng

Trọng lượng tính toán của cọc:

$$P_c = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 22 \cdot 2,5 \cdot 1,1 = 5,445 \text{ T}$$

$$P_{\max}^{tt} + P_c = 71,485 + 5,445 = 76,96 \text{ T} < P_{gh} = 94,29 \text{ T}$$

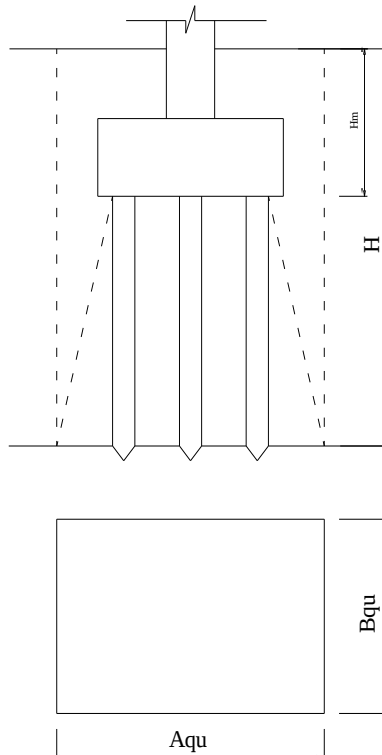
Do đó đã thoả mãn điều kiện lực lớn nhất truyền xuống đầu cọc biên và

$P_{\min}^{tt} = 48,05 \text{ T} > 0$ nên không phải kiểm tra điều kiện chống nhổ.

Vậy điều kiện chịu tải của móng cọc đã được kiểm tra thoả mãn và móng làm việc trong điều kiện an toàn.

1.7 Kiểm tra độ lún của móng cọc

Móng khối quy ước ABCD với độ sâu chôn móng là H như hình vẽ:



$$H = h_M + \sum l_i$$

$\sum l_i$: tổng chiều dày lớp đất mà cọc xuyên qua tính từ mặt phẳng đáy đài.

Xác định φ^{tb} :

$$\varphi^{tb} = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i}$$

trong đó: φ_i là góc ma sát trong của lớp đất có chiều dày h_i ;

$$\varphi^{tb} = \frac{24 \times 5,3 + 16 \times 7,4 + 22 \times 7,3 + 35 \times 1}{5,3 + 7,4 + 7,3 + 3,5} = 18^\circ 46'$$

Xác định góc φ :

$$\alpha = \frac{1}{4} \varphi^{tb} = \frac{1}{4} \times 18^\circ 46' = 4^\circ 42'$$

Kích thước đáy khối móng qui ước:

$$B_{qu} = L_1 + 2L_c \tan \alpha = 1,6 + 2 \times 21 \times \tan 4^\circ 42' = 5,05 \text{ m};$$

L_1 : Khoảng cách 2 hàng cọc biên phương cạnh ngắn tính từ mép ngoài cọc.

L_c : chiều dài đoạn cọc tính từ đáy đài đến mũi cọc.

$$A_{qu} = L_2 + 2L_c \tan \alpha = 2,1 + 2 \times 21 \times \tan 4^\circ 42' = 5,55 \text{ m};$$

L_2 : Khoảng cách 2 hàng cọc biên phương cạnh dài tính từ mép ngoài cọc.

Diện tích đáy khối móng qui ước:

$$F_{qu} = A_{qu} \times B_{qu} = 5,05 \times 5,55 = 28,03 \text{ m}^2.$$

❖ Xác định khối lượng khối móng qui ước

Trọng lượng đất trong phạm vi từ đáy đài đến đáy khối móng qui ước (có trừ đi phần thể tích đất bị cọc chiếm chỗ và có kể cả trọng lượng cọc):

$$P = \sum P_i^{dat} + \sum P_i^{coc}$$

Trọng lượng lớp đất thứ i (có trừ đi phần thể tích đất bị cọc chiếm chỗ):

$$P_i^{dat} = \gamma_i h_i (F_{qu} - \sum F_{coc})$$

Trọng lượng cọc bê tông trong lớp đất thứ i :

$$P_i^{coc} = \gamma_b h_i \sum F_{coc}$$

với: $F_{coc} = 0,54 \text{ m}^2$.

Lớp đất	γ_i (T/m ³)	h_i (m)	$P_i^{đất}$ (T)	$P_i^{cọc}$ (T)	P_i (T)
2	1,15	5,3	167,55	7,16	174,71

3	0,87	7,4	176,98	9,99	186,97
4	1,11	7,3	222,75	9,86	232,61
5	1,01	1	27,76	1,35	29,11
$\Sigma(T)$					623,4

Trọng lượng đài cọc và lớp đất trên đài:

$$P_{dai} = \gamma_{tb} h_m F_{qu} = 2,0 \times 1,5 \times 28,03 = 84,1 \text{ T}$$

Trọng lượng khối móng qui ước:

$$P = 623,4 + 84,1 = 707,5 \text{ T}$$

Mômen tiêu chuẩn tại tâm đáy khối móng qui ước:

$$M_{qu} = M^{tc} + Q^{tc} \left(e_{coc} + h_d \right)$$

Tại đỉnh đài		Tại đáy khối móng qui ước
M^{tc} (T.m)	Q^{tc} (T)	M^{qu} (T.m)
26,724	9,954	245,71

❖ Xác định áp lực tiêu chuẩn tại đáy khối móng qui ước

$$\sigma_{\max}^{tc} = \frac{N^{tc}}{F_{qu}} \pm \frac{M^{tc}}{W}$$

Mômen chống uốn của mặt phẳng đáy móng khối quy ước:

$$W = \frac{B_d \times A_d^2}{6} = \frac{5,05 \times 5,55^2}{6} = 25,93 \text{ m}^3$$

Áp lực tiêu chuẩn:

$$\sigma_{\max}^{tc} = \frac{297,488 + 707,5}{28,03} \pm \frac{245,71}{25,93} \text{ T/m}^2;$$

$$\sigma_{\max}^{tc} = 45,33 \text{ T/m}^2;$$

$$\sigma_{\min}^{tc} = 26,38 \text{ T/m}^2;$$

$$\sigma_{tb}^{tc} = 35,86 \text{ T/m}^2.$$

❖ Xác định áp lực tiêu chuẩn của đất nền tại đáy khối móng qui ước

$$R_{qu} = \frac{m_1 m_2}{K_{tc}} \left(1AB_{qu} \gamma_{II} + 1.1BH_{qu} \gamma'_{II} + DC_{II} \right)$$

trong đó:

m_1 ; m_2 : các hệ số phụ thuộc tính chất đất nền và tính chất kết cấu công trình tra bảng 3-1 (sách “Hướng dẫn đồ án nền và móng”) có $m_1 = 1,4$; $m_2 = 1,2$

K_{tc} : hệ số độ tin cậy $K_{tc} = 1$ vì các chỉ tiêu cơ lý của đất lấy theo số liệu thí nghiệm trực tiếp đối với đất.

A = 1,67
B = 7,69
D = 9,59

Bảng 3-2 (sách “Hướng dẫn đồ án nền và móng”) với $\varphi = 35^\circ$.

A, B và D là các hệ số không thứ nguyên phụ thuộc vào góc ma sát trong Của lớp đất đáy khối móng qui ước:

$$B_{qu} = 5,05 \text{ m}; H_{qu} = 22,5 \text{ m};$$

$$C_{II} = 0 \text{ T/m}^2;$$

$$\gamma_{II}: \text{dung trọng của đất dưới móng khối quy ước}; \gamma_{II} = 1,92 \text{ T/m}^3$$

γ'_{II} : dung trọng trung bình của các lớp đất từ đáy móng khối quy ước trở lên

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i} = \frac{2,15 \times 5,3 + 1,85 \times 7,4 + 2,05 \times 7,3 + 1,92 \times 1}{5,3 + 7,4 + 7,3 + 1} = 2 \text{ T/m}^3;$$

$$R_{qu} = \frac{1,4 \times 1,2}{1} \left(1 \times 1,67 \times 5,05 \times 1,92 + 1,1 \times 7,69 \times 22,5 \times 2 + 9,59 \times 0 \right)$$

$$R_{qu} = 669,4 \text{ T/m}^2.$$

$$\text{Kiểm tra: } \sigma_{tb}^{tc} = 35,86 < R_{qu} = 669,4 \text{ (T/m}^2\text{)};$$

$$\sigma_{\max}^{tc} = 45,33 < 1,2 R_{qu} = 803,3 \text{ (T/m}^2\text{)};$$

❖ Xác định độ lún của móng

Chia đất nền dưới đáy khối móng qui ước thành các lớp có chiều dày bằng nhau và bằng 1,01 m ($< 0,4B_{qu} = 2,02 \text{ m}$).

Áp lực do trọng lượng bản thân đất tại đáy khối móng qui ước:

Lớp đất	γ_i (T/m ³)	h_i (m)	$\gamma_i h_i$ (T/m ²)
2	1,15	5,3	6,095

3	0,87	7,4	6,438
4	1,11	7,3	8,103
5	1,01	1	1,01
$\sigma_{bt} \text{ (T/m}^2\text{)}$			21,646

Áp lực gây lún tại đáy khối móng qui ước:

$$\sigma_{gl} = \sigma_{tb}^{tc} - \sigma_{bt} = 35,86 - 21,646 = 14,214 \text{ T/m}^2$$

Công thức tính lún:

$$S = \sum_i^n S_i = \sum_i^n \frac{\beta_i}{E_i} \sigma_{zi}^{gl} h_i$$

trong đó:

. $\beta_i = 0,8$ theo qui phạm;

. h_i : chiều dày phân tổ thứ i;

. $\sigma_{zi}^{gl} = \sigma_{gl} K_0$ - ứng suất gây lún ở giữa lớp phân tổ thứ i

. Hệ số K_0 tra theo 1.21 Trang 30 Sách Nền Móng- Lê Anh Hoàng phụ thuộc vào tỷ số $n = L_{qu}/B_{qu} = 5,55/5,05 = 1,1$ và $m = z/B_{qu}$.

. E – môđun biến dạng trung bình của lớp đất chịu nén dưới mũi cọc với chiều dày được lấy bằng chiều rộng B của móng. $E = 31 \text{ MPa} = 31.9,81 = 304,11 \text{ KG/cm}^2$

Giới hạn nền lấy đến độ sâu mà ứng suất gây lún bằng 20% ứng suất bản thân:

$$\sigma_{gl} \leq 0.2\sigma_{bt}$$

Điểm	Độ sâu z (m)	z/B _{qu}	K ₀	σ_{zi}^{gl} (T/m ²)	σ_{bt} (T/m ²)	$\sigma_{zi}^{gl} h_i$	S _i (cm)
1	0	0	1	14,214	21,646	14,356	0,378
2	1,01	0,2	0,965	13,717	22,666	13,854	0,364
3	2,02	0,4	0,815	11,584	23,686	11,7	0,308
4	3,03	0,6	0,63	8,95	24,706	9,04	0,238
5	4,04	0,8	0,515	7,32	25,726	7,393	0,194
6	5,05	1	0,36	5,12	26,746	5,171	0,136
7	6,06	1,2	0,275	3,91	27,766	3,949	0,104
8	7,07	1,4	0,215	3,06	28,786	3,091	0,081
9	8,08	1,6	0,175	2,487	29,806	2,512	0,066

$$\sigma_6^{gt} < 0,2 \cdot \sigma_6^{bt}$$

Độ lún cuối cùng:

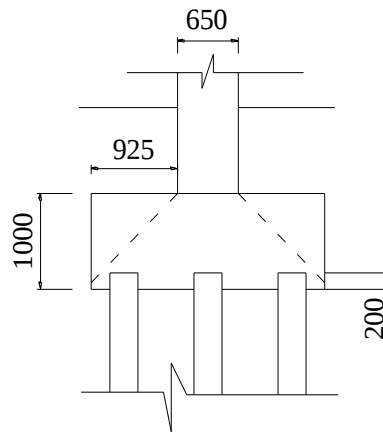
$$S = 1,869 \text{ cm} < S_{gh} = 8 \text{ cm}$$

Như vậy, móng thiết kế thỏa mãn yêu cầu về độ lún.

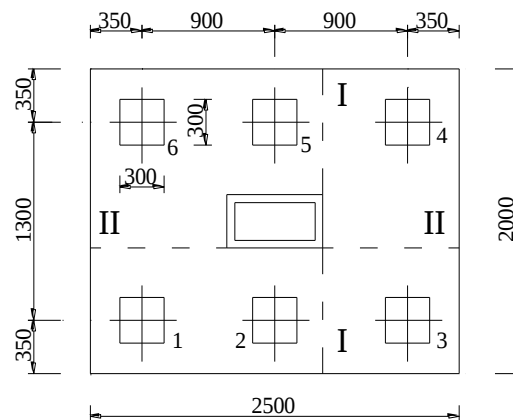
1.8 Tính toán đài cọc

a) Kiểm tra xuyên thủng

Chiều cao đài là 1m, chọn $h_0 = 0,8\text{m}$. các trục cọc đều nằm trong tháp xuyên thủng, do đó không cần kiểm tra xuyên thủng đối với đài cọc.



b) Tính toán cốt thép đài cọc



Mômen tại tiết diện I-I:

$$M_{I-I} = (P_3 + P_4) \cdot x$$

M_{I-I} : mômen do phản lực truyền lên các cọc lấy đối với trục đi qua mép cột.

$$P_3 + P_4 = 2 \cdot N_{\max} = 2 \cdot 71,485 = 142,97 \text{ T}$$

$x = x_3 = x_4$: khoảng cách từ trục cọc 3; 4 đến trục đi qua mép cột

$$x_3 = 0,9 - 0,65/2 = 0,575 \text{ m}$$

$$M_{I-I} = 142,97 \cdot 0,575 = 82,21 \text{ Tm}$$

Chiều cao làm việc h_0 của đài cọc: đài cọc cao 1m, cọc chôn trong đài 0,2m nên $h_0 = 1 - 0,2 = 0,8\text{m}$

$$\text{Cốt thép: } F_a = \frac{M}{0,9R_a h_0} = \frac{82,21 \times 10^5}{0,9 \times 2800 \times 80} = 40,78 \text{ cm}^2$$

Bố trí 14 $\varnothing 20$ a = 150 cm có $F_a = 43,988 \text{ cm}^2$.

Mômen tại tiết diện II-II:

$$M_{II-II} = (P_1 + P_2 + P_3) \cdot x$$

M_{II-II} : Mômen do phản lực truyền lên các cọc lấy đối với trục đi qua mép cọc.

$$P_1 + P_2 + P_3 = 3 \cdot N_{\max} = 3 \cdot 71,485 = 214,455 \text{ T}$$

$x = x_1 = x_2 = x_3$: khoảng cách từ trục cọc 1;2;3 đến trục đi qua mép cọc

$$x = 1 - 0,35/2 - 0,35 = 0,475 \text{ m}$$

$$M_{II-II} = 214,455 \cdot 0,475 = 101,87 \text{ Tm}$$

Chiều cao làm việc h_0 của đài cọc: đài cọc cao 1m, cọc chôn trong đài 0,2m nên $h_0 = 1 - 0,2 = 0,8\text{m}$

$$\text{Cốt thép: } F_a = \frac{M}{0,9R_a h_0} = \frac{101,87 \times 10^5}{0,9 \times 2800 \times 80} = 50,53 \text{ cm}^2$$

Bố trí 17 $\varnothing 20$ a = 150 cm có $F_a = 53,414 \text{ cm}^2$.

2. Tính móng M2

2.1 Xác định tâm móng

Phương trình cân bằng để tìm trọng tâm móng:

$$N_1^{tc} \cdot x = N_2^{tc} (3 - x)$$

$$x = \frac{3 \cdot N_2^{tc}}{N_1^{tc} + N_2^{tc}} = \frac{3 \cdot 305,755}{305,755 + 304,822} = 1,503(\text{m})$$

2.2 Xác định diện tích đài cọc và số lượng cọc

Áp lực tính toán tác dụng lên đế đài do phản lực đầu cọc gây ra:

$$\sigma_{tt}^{tb} = \frac{P_{gh}}{(3 \cdot d)^2} = \frac{94,29}{(3 \times 0,3)^2} = 116,35 \text{ T/m}^2$$

$$R_{tc} = \sigma_{tc}^{tb} = \sigma_{tt}^{tb} / 1,15 = \frac{116,35}{1,15} = 101,17 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Diện tích đài cọc: } F_d \geq \frac{N_0^{tc}}{R_{tc} - \gamma_{tb} h_M} = \frac{305,755 + 304,822}{101,17 - 2 \times 1,5} = 6,23 \text{ m}^2$$

Trọng lượng của đài và đất đắp trên đài:

$$N_d^{tt} = n \cdot F_d \cdot h \cdot \gamma_{tb} = 1,1 \cdot 6,23 \cdot 1,5 \cdot 2 = 20,56 \text{ T}$$

Tổng lực dọc tính toán đến mặt phẳng đáy đài:

$$N^{tt} = N_0^{tt} + N_d^{tt} = 351,618 + 350,545 + 20,56 = 722,7 \text{ T}$$

Số lượng cọc sơ bộ :

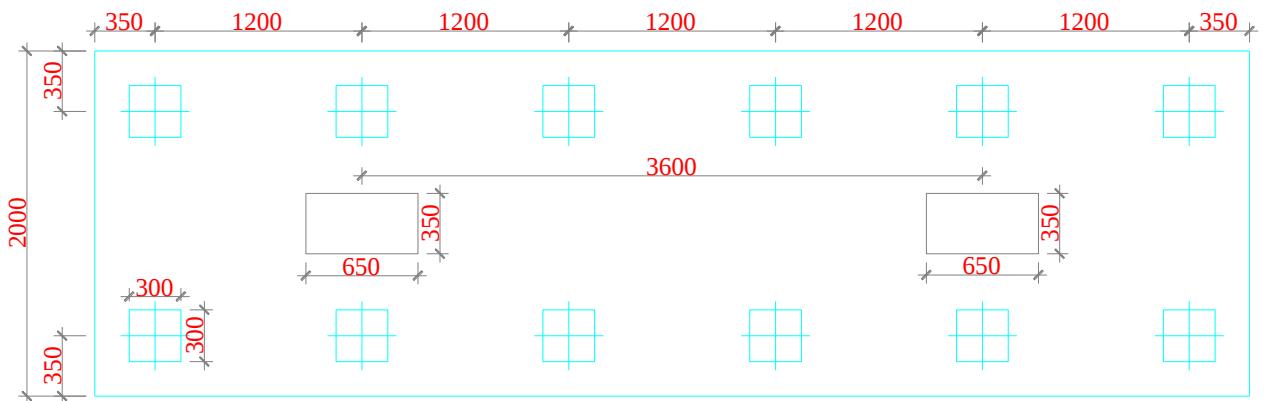
$$n = \beta \cdot \frac{N^{tt}}{P_{gh}}$$

$$\beta = 1 \div 1,5. \text{ Chọn } \beta = 1,4.$$

$$N = 1,4 \cdot \frac{722,7}{94,29} = 10,73$$

Chọn $n = 12$ cọc và bố trí như hình vẽ và chọn diện tích đài cọc

$$F_d = 2,5,7 = 11,4 \text{ m}^2$$



2.3 Kiểm tra điều kiện chịu tải của móng cọc

$$F_d = 2,5,7 = 11,4 \text{ m}^2$$

Trọng lượng thực tế của đài và đất trên đài:

$$N_d^{tt} = n \cdot F_d \cdot h \cdot \gamma_{tb} = 1,1 \cdot 11,4 \cdot 1,5 \cdot 2 = 37,62 \text{ T}$$

Lực dọc tính toán thực tế xác định đến mặt phẳng đáy đài:

$$N^{tt} = 351,618 + 350,545 + 37,62 = 739,783 \text{ T}$$

Tải trọng thẳng đứng:

- Cọc chịu nén: $P_{\max} < P_n$ (Với P_n sức chịu tải tính toán chịu nén của cọc)

- Cọc chịu kéo: $P_{\min} < P_k$ (Với P_k sức chịu tải tính toán chịu kéo của cọc)

Tải trọng tác dụng lên một cọc xác định theo công thức:

$$P_j = \frac{\sum N^{tt}}{n} \pm \frac{\sum M_y}{\sum x_i^2} x_j \pm \frac{\sum M_x}{\sum y_i^2} y_j$$

M_x, M_y : mômen lấy đối với trục quán tính trung tâm Oxy đáy đài.

Với O là trọng tâm của móng đôi

x_i, y_i khoảng cách từ trọng tâm cọc chịu nén đến trục x, y

$$\sum N^{tt} = 739,783(T)$$

$$\sum M^{tt} = \sum M^{tt} + \sum Q^{tt} \cdot h_0 = (24,446 + 8,1) + (12,993 + 9,314) \cdot 1 = 54,85(T)$$

Với h_0 : chiều cao của mặt ngàm móng đến đế móng

$$P_{\max}^{tt} = \frac{739,783}{12} + \frac{54,85 \cdot 2,503}{2 \cdot (0,503)^2 + 2 \cdot 1,503^2 + 2 \cdot 2,503^2 + 2 \cdot 0,497^2 + 2 \cdot 1,497^2 + 2 \cdot 2,497^2}$$

$$P_{\max}^{tt} = 65,57(T)$$

$$P_{\min}^{tt} = \frac{739,783}{12} - \frac{54,85 \cdot 2,503}{2 \cdot (0,503)^2 + 2 \cdot 1,503^2 + 2 \cdot 2,503^2 + 2 \cdot 0,497^2 + 2 \cdot 1,497^2 + 2 \cdot 2,497^2}$$

$$P_{\min}^{tt} = 57,73(T)$$

$$\text{So sánh: } P_{\max}^{tt} = 65,57(T) < P_{gh} = 94,29(T)$$

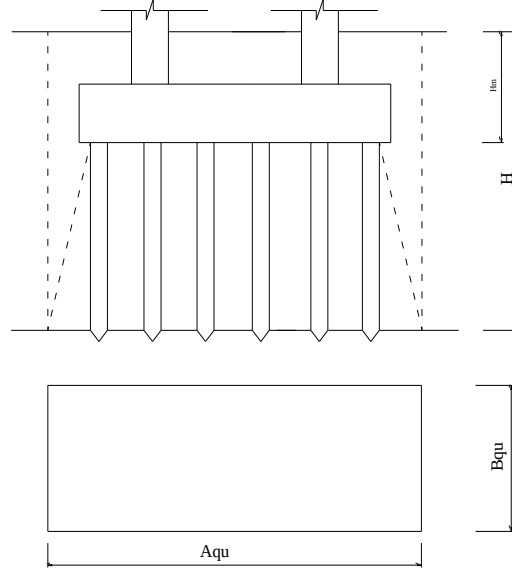
$$P_{\min}^{tt} = 57,73(T) < P_{gh} = 94,29(T)$$

$P_{\min} > 0$ cọc không chịu kéo nên không cần kiểm tra theo điều kiện chống nhổ.

Vậy điều kiện chịu tải của móng cọc đã được kiểm tra thỏa mãn và móng làm việc trong điều kiện an toàn.

2.4 Kiểm tra độ lún của móng cọc

Móng khối quy ước ABCD với độ sâu chôn móng là H như hình vẽ:



$$H = h_M + \sum l_i$$

$\sum l_i$: tổng chiều dày lớp đất mà cọc xuyên qua tính từ mặt phẳng đáy đài.

Xác định φ^{tb} :

$$\varphi^{tb} = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i}$$

trong đó: φ_i là góc ma sát trong của lớp đất có chiều dày h_i ;

$$\varphi^{tb} = \frac{24 \times 5,3 + 16 \times 7,4 + 22 \times 7,3 + 35 \times 1}{5,3 + 7,4 + 7,3 + 3,5} = 18^\circ 46'$$

Xác định góc φ :

$$\alpha = \frac{1}{4} \varphi^{tb} = \frac{1}{4} \times 18^\circ 46' = 4^\circ 42'$$

Kích thước đáy khối móng qui ước:

$$B_{qu} = L_1 + 2L_c \tan \alpha = 1,6 + 2 \times 21 \times \tan 4^\circ 42' = 5,05 \text{ m};$$

L_1 : Khoảng cách 2 hàng cọc biên phương cạnh ngắn tính từ mép ngoài cọc.

L_c : chiều dài đoạn cọc tính từ đáy đài đến mũi cọc.

$$A_{qu} = L_2 + 2L_c \tan \alpha = 5,3 + 2 \times 21 \times \tan 4^\circ 42' = 8,75 \text{ m};$$

L_2 : Khoảng cách 2 hàng cọc biên phương cạnh dài tính từ mép ngoài cọc.

Diện tích đáy khối móng qui ước:

$$F_{qu} = A_{qu} \times B_{qu} = 5,05 \times 8,75 = 44,19 \text{ m}^2.$$

❖ Xác định khối lượng khối móng qui ước

Trọng lượng đất trong phạm vi từ đáy đài đến đáy khối móng qui ước (có trừ đi phần thể tích đất bị cọc chiếm chỗ và có kể cả trọng lượng cọc):

$$P = \sum P_i^{dat} + \sum P_i^{coc}$$

Trọng lượng lớp đất thứ i (có trừ đi phần thể tích đất bị cọc chiếm chỗ):

$$P_i^{dat} = \gamma_i h_i \left(F_{qu} - \sum F_{coc} \right)$$

Trọng lượng cọc bê tông trong lớp đất thứ i:

$$P_i^{coc} = \gamma_b h_i \sum F_{coc}$$

với: $F_{coc} = 1,08 \text{ m}^2$.

Lớp đất	γ_i (T/m ³)	h_i (m)	$P_i^{đất}$ (T)	$P_i^{cọc}$ (T)	P_i (T)
2	1,15	5,3	262,76	14,31	277,07
3	0,87	7,4	277,54	19,98	297,52
4	1,11	7,3	349,32	19,71	369,03
5	1,01	1	43,54	2,7	46,24
$\Sigma(T)$					989,86

Trọng lượng đài cọc và lớp đất trên đài:

$$P_{dai} = \gamma_{tb} h_m F_{qu} = 2,0 \times 1,5 \times 44,19 = 132,57 \text{ T}$$

Trọng lượng khối móng qui ước:

$$P = 989,86 + 132,57 = 1122,43 \text{ T}$$

Mômen tiêu chuẩn tại tâm đáy khối móng qui ước:

$$M_{qu} = M^{tc} + Q^{tc} \left(\sum_{coc} + h_d \right)$$

$$M^{tc} = 24,446 + 8,1 = 32,546 \text{ T.m}$$

$$Q^{tc} = 12,993 + 9,314 = 22,31 \text{ T}$$

Tại đỉnh đài		Tại đáy khối móng qui ước
M^{tc} (T.m)	Q^{tc} (T)	M^{qu} (T.m)
32,546	22,31	534,52

❖ Xác định áp lực tiêu chuẩn tại đáy khối móng qui ước

$$\sigma_{\max}^{tc} = \frac{N^{tc}}{F_{qu}} \pm \frac{M^{tc}}{W}$$

Mômen chống uốn của mặt phẳng đáy móng khối quy ước:

$$W = \frac{B_d \times A_d^2}{6} = \frac{5,05 \times 8,75^2}{6} = 64,44 \text{ m}^3$$

Áp lực tiêu chuẩn:

$$\sigma_{\max}^{tc} = \frac{305,755 + 304,822 + 1122,43}{44,19} \pm \frac{534,52}{64,44} \text{ T/m}^2;$$

$$\sigma_{\max}^{tc} = 47,51 \text{ T/m}^2;$$

$$\sigma_{\min}^{tc} = 30,92 \text{ T/m}^2;$$

$$\sigma_{tb}^{tc} = 39,22 \text{ T/m}^2.$$

❖ Xác định áp lực tiêu chuẩn của đất nền tại đáy khối móng qui ước

$$R_{tc} = \frac{m_1 m_2}{K_{tc}} \left(1AB_{qu} \gamma_{II} + 1.1BH_{qu} \gamma'_{II} + DC_{II} \right)$$

trong đó:

$m_1; m_2$: các hệ số phụ thuộc tính chất đất nền và tính chất kết cấu công trình tra bảng 3-1 (sách “Hướng dẫn đồ án nền và móng”) có $m_1 = 1,4$; $m_2 = 1,2$

K_{tc} : hệ số độ tin cậy $K_{tc} = 1$ vì các chỉ tiêu cơ lý của đất lấy theo số liệu thí nghiệm trực tiếp đối với đất.

$$\begin{aligned} A &= 1,67 \\ B &= 7,69 \\ D &= 9,59 \end{aligned}$$

Sách “Hướng dẫn đồ án nền và móng”) với $\varphi = 35^\circ$.

A, B và D là các hệ số không thứ nguyên phụ thuộc vào góc ma sát trong của lớp đất đáy khối móng qui ước:

$$B_{qu} = 5,05 \text{ m}; H_{qu} = 22,5 \text{ m};$$

$$C_{II} = 0 \text{ T/m}^2;$$

$$\gamma_{II}: \text{dung trọng của đất dưới móng khối quy ước}; \gamma_{II} = 1,92 \text{ T/m}^3$$

γ'_{II} : dung trọng trung bình của các lớp đất từ đáy móng khối quy ước trở lên

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i} = \frac{2,15 \times 5,3 + 1,85 \times 7,4 + 2,05 \times 7,3 + 1,92 \times 1}{5,3 + 7,4 + 7,3 + 1} = 2 \text{ T/m}^3;$$

$$R_{qu} = \frac{1,4 \times 1,2}{1} (1 \times 1,67 \times 5,05 \times 1,92 + 1,1 \times 7,69 \times 22,5 \times 2 + 9,59 \times 0)$$

$$R_{qu} = 669,4 \text{ T/m}^2.$$

Kiểm tra:

$$\sigma_{tb}^{tc} = 39,22 < R_{qu} = 669,4 \text{ (T/m}^2\text{)};$$

$$\sigma_{\max}^{tc} = 47,01 < 1,2 R_{qu} = 803,3 \text{ (T/m}^2\text{)};$$

❖ Xác định độ lún của móng

Chia đất nền dưới đáy khối móng qui ước thành các lớp có chiều dày bằng nhau và bằng 1,01 m ($< 0,4 B_{qu} = 2,02$ m).

Áp lực do trọng lượng bản thân đất tại đáy khối móng qui ước:

Lớp đất	γ_i (T/m ³)	h_i (m)	$\gamma_i h_i$ (T/m ²)
2	1,15	5,3	6,095
3	0,87	7,4	6,438
4	1,11	7,3	8,103
5	1,01	1	1,01
$\sigma_{bt} \text{ (T/m}^2\text{)}$			21,646

Áp lực gây lún tại đáy khối móng qui ước:

$$\sigma_{gl} = \sigma_{tb}^{tc} - \sigma_{bt} = 39,22 - 21,646 = 17,574 \text{ T/m}^2$$

Công thức tính lún:

$$S = \sum_i^n S_i = \sum_i^n \frac{\beta_i}{E_i} \sigma_{zi}^{gl} h_i$$

trong đó:

. $\beta_i = 0,8$ theo qui phạm;

. h_i : chiều dày phân tổ thứ i;

. $\sigma_{zi}^{gl} = \sigma_{gl} K_0$ - ứng suất gây lún ở giữa lớp phân tổ thứ i

. Hệ số K_0 tra theo 1.21 Trang 30 Sách Nền Móng- Lê Anh Hoàng phụ thuộc vào tỷ số $n = L_{qu}/B_{qu} = 8,75/5,05 = 1,73$ và $m = z/B_{qu}$.

. E – môđun biến dạng trung bình của lớp đất chịu nén dưới mũi cọc với chiều dày được lấy bằng chiều rộng B của móng. $E = 31 \text{ MPa} = 31.9,81 = 304,11 \text{ KG/cm}^2$

Giới hạn nền lấy đến độ sâu mà ứng suất gây lún bằng 20% ứng suất bản thân:

$$\sigma_{gl} \leq 0,2\sigma_{bt}$$

Điểm	Độ sâu z (m)	z/B _{qu}	K ₀	σ_{zi}^{gl} (T/m ²)	σ_{bt} (T/m ²)	$\sigma_{zi}^{gl}h_i$	S _i (cm)
1	0	0	1	17,574	21,646	17,75	0,467
2	1,01	0,2	0,975	17,135	22,666	17,31	0,455
3	2,02	0,4	0,865	15,2	23,686	15,352	0,404
4	3,03	0,6	0,71	12,478	24,706	12,603	0,332
5	4,04	0,8	0,57	10,018	25,726	10,118	0,266
6	5,05	1	0,45	7,91	26,746	7,989	0,21
7	6,06	1,2	0,36	6,327	27,766	6,39	0,168
8	7,07	1,4	0,29	5,096	28,786	5,147	0,135
9	8,08	1,6	0,24	4,218	29,806	4,26	0,112

$$\sigma_8^{gl} < 0,2.\sigma_8^{bt}$$

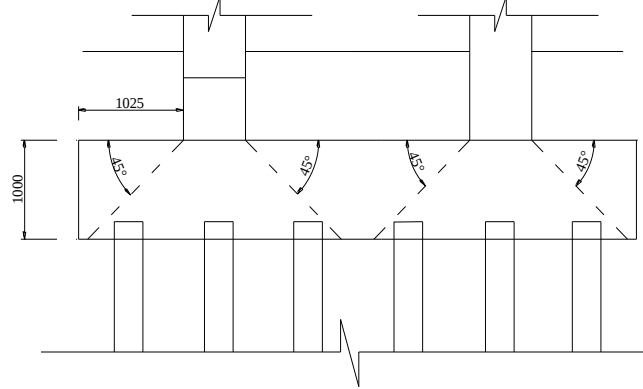
Độ lún cuối cùng:

$$S = 2,437 \text{ cm} < S_{gh} = 8 \text{ cm}$$

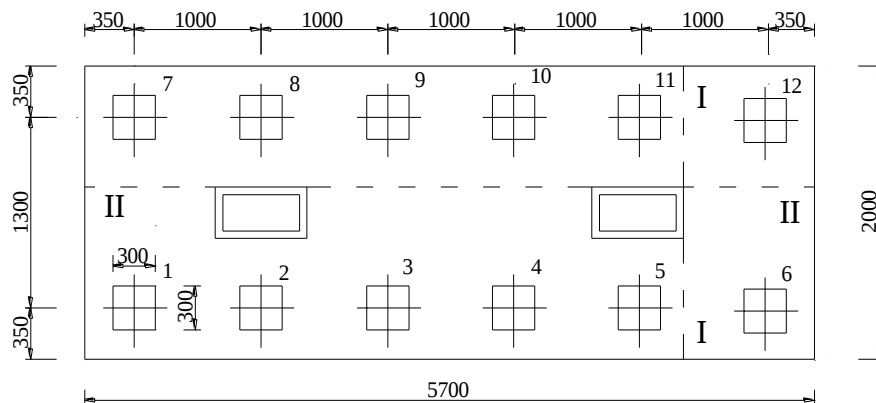
Như vậy, móng thiết kế thoả mãn yêu cầu về độ lún.

c) Kiểm tra xuyên thủng

Chiều cao đài là 1m, chọn $h_0 = 0,8\text{m}$. các trục cọc đều nằm trong tháp xuyên thủng, do đó không cần kiểm tra xuyên thủng đối với đài cọc.



d) Tính toán cốt thép đài cọc



Mômen tại tiết diện I-I:

$$M_{I-I} = (P_6 + P_{12}) \cdot x$$

M_{I-I} : mômen do phản lực truyền lên các cọc lấy đối với trục đi qua mép cột.

$$P_6 + P_{12} = 2 \cdot P_{\max} = 2 \cdot 65,57 = 131,14 \text{ T}$$

x : khoảng cách từ trục cọc 6; 12 đến trục đi qua mép cột

$$x = 1 - 0,65/2 = 0,675 \text{ m}$$

$$M_{I-I} = 131,14 \cdot 0,675 = 88,52 \text{ Tm}$$

Chiều cao làm việc h_0 của đài cọc: đài cọc cao 1m, cọc chôn trong đài 0,2m nên $h_0 = 1 - 0,2 = 0,8\text{m}$

$$\text{Cốt thép: } F_a = \frac{M}{0,9 R_a h_0} = \frac{88,52 \times 10^5}{0,9 \times 2800 \times 80} = 43,91 \text{ cm}^2$$

Bố trí 14 $\varnothing 20$ $a = 150 \text{ cm}$ có $F_a = 43,988 \text{ cm}^2$.

Mômen tại tiết diện II-II:

$$M_{II-II} = (P_7 + P_8 + P_9 + P_{10} + P_{11} + P_{12}) \cdot x$$

M_{II-II} : Mômen do phản lực truyền lên các cọc lấy đối với trục đi qua mép cột.

x : khoảng cách từ trục cọc 7;8;9;10;11;12 đến trục đi qua mép cột

$$x = 1 - 0,35/2 = 0,475 \text{ m}$$

$$M_{II-II} = 6.65,57 \cdot 0,475 = 186,87 \text{ Tm}$$

Chiều cao làm việc h_0 của đài cọc: đài cọc cao 1m, cọc chôn trong đài 0,2m nên $h_0 = 1 - 0,2 = 0,8\text{m}$

$$\text{Cốt thép: } F_a = \frac{M}{0,9R_a h_0} = \frac{186,87 \times 10^5}{0,9 \times 2800 \times 80} = 92,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bố trí } 39 \text{ } \varnothing 18 \text{ } a = 150 \text{ cm có } F_a = 99,255 \text{ cm}^2.$$

3. Kiểm tra cọc khi vận chuyển và cầu lắp

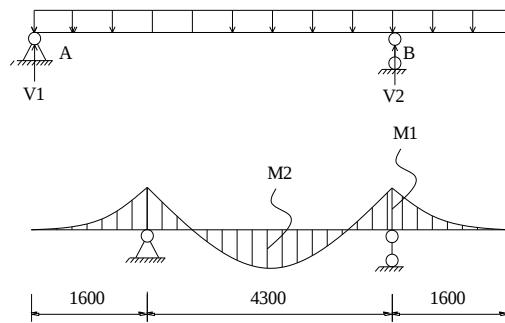
Cọc 22,5m được chia làm 3 đoạn, mỗi đoạn dài 7,5m. Khi vận chuyển và cầu lắp ta tính và kiểm tra cho phần cọc 7,5m. Chọn lớp bảo vệ cốt thép là: $a = 3\text{cm}$.

$$\text{Tải trọng: } q = k \cdot F_b \cdot \gamma$$

k là hệ số tải trọng động $k = 1,5$

$$q = 1,5 \cdot 0,3^2 \cdot 2,5 = 0,3375 \text{ (T/m)}$$

a. Khi vận chuyển:



Khoảng cách gối tựa tới mút: $a = 0,207 \cdot l = 0,207 \cdot 7,5 = 1,553 \text{ (m)}$.

Lấy $a = 1,6\text{m}$.

Ta có công thức tính mômen $M1$:

$$M_1 = qa^2/2 = 0,3375 \cdot 1,6^2/2 = 0,432 \text{ (T.m)}$$

$$M_2 = V_1 \cdot 4,3/2 - 0,3375 \cdot 7,5^2/8 = 0,347 \text{ (T.m)} \quad \text{Với } V_1 = 0,3375 \cdot 7,5/2 = 1,265 \text{ T.}$$

Ở đây cốt thép đặt đối xứng: $A_s = 5,09(\text{cm}^2)$ ($2\varnothing 18$)

Ta tính được khả năng chịu lực của cọc như sau:

$$M_{gh} = R_s \cdot A_s \cdot (h_0 - a') = 2800 \cdot 5,09 \cdot (27 - 3) = 342048 \text{ kg.cm} = 3,42(\text{Tm})$$

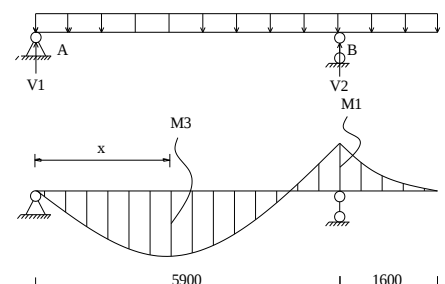
So sánh: $M_{\max} < M_{gh}$

$\Rightarrow$ Vậy cọc đủ khả năng chịu lực khi vận chuyển.

b. Khi treo cọc trên giá búa:

Dùng móc vận chuyển để treo cọc lên giá búa.

Tính giá trị $M_3 = M_{\max}$:



Gọi x là khoảng cách từ A đến vị trí có $M_{\max}$:

$$M_{\max} = V_1 \cdot x - q \cdot x^2 / 2.$$

$$M'_{\max} = 0 \Rightarrow x = \frac{V_1}{q}.$$

Với $V_1 = 0,921 \text{ T}$, $V_2 = 1,609 \text{ T}$.

$$x = 2,729 \text{ m}.$$

$$M_3 = 0,921 \cdot 2,729 - 0,3375 \cdot 2,729^2 / 2 = 1,257 \text{ T.m}$$

So sánh ta thấy: $M_{\max} < M_{\text{gh}}$. Thỏa mãn điều kiện cầu lắp.

c. Tính thép làm móng:

$$Q_c^{\text{tt}} = 0,3375 \cdot 7,5 = 2,53 \text{ T}.$$

$$\text{Điều kiện: } \gamma = \frac{Q_c^{\text{tt}}}{A_s} \leq R_s \Rightarrow A_s = \frac{Q_c^{\text{tt}}}{R_s}$$

Thép A-II có $R_s = 280 \text{ MPa} = 2800 (\text{kG/cm}^2)$ ta có: $A_s = 2530 / 2800 = 0,904 (\text{cm}^2)$

Chọn cốt thép Ø12 làm móng có: $A_s = 1,131 (\text{cm}^2)$.

