

**BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO
TRƯỜNG ĐẠI HỌC DÂN LẬP HẢI PHÒNG**



ISO 9001 - 2015

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

NGÀNH: XÂY DỰNG DÂN DỤNG VÀ CÔNG NGHIỆP

Sinh viên : **NGUYỄN QUANG VINH**

Giáo viên hướng dẫn : **TH.S TRẦN DŨNG**

KS. TRẦN TRỌNG BÌNH

HẢI PHÒNG 2020

**BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO
TRƯỜNG ĐẠI HỌC DÂN LẬP HẢI PHÒNG**

NHÀ LÀM VIỆC CÔNG TY THÉP VIỆT ĐỨC

**ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP HỆ ĐẠI HỌC CHÍNH QUY
NGÀNH: XÂY DỰNG DÂN DỤNG VÀ CÔNG NGHIỆP**

Sinh viên : **NGUYỄN QUANG VINH**

Giáo viên hướng dẫn : **TH.S TRẦN DŨNG**

KS. TRẦN TRỌNG BÌNH

HẢI PHÒNG 2020

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO
TRƯỜNG ĐẠI HỌC DÂN LẬP HẢI PHÒNG

NHIỆM VỤ ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

Sinh viên: NGUYỄN QUANG VINH Mã số: 1412104035

Lớp: XD1801D Ngành: Xây dựng dân dụng và công nghiệp

Tên đề tài: Nhà làm việc công ty thép Việt Đức

LỜI CẢM ƠN!

Qua 5 năm học tập và rèn luyện trong trường, được sự dạy dỗ và chỉ bảo tận tình chu đáo của các thầy, các cô trong trường, đặc biệt các thầy cô trong khoa Xây dựng em đã tích lũy được các kiến thức cần thiết về ngành nghề mà bản thân đã lựa chọn.

Sau 15 tuần làm đồ án tốt nghiệp, được sự hướng dẫn của các thầy, cô em đã chọn và hoàn thành đồ án thiết kế với đề tài: ***“Nhà làm việc công ty thép Việt Đức”***. Đề tài trên là một công trình nhà cao tầng bằng bê tông cốt thép, một trong những lĩnh vực đang phổ biến trong xây dựng công trình dân dụng và công nghiệp hiện nay ở nước ta. Các công trình nhà cao tầng đã góp phần làm thay đổi đáng kể bộ mặt đô thị của các thành phố lớn, tạo cho các thành phố này có dáng vẻ hiện đại hơn, góp phần cải thiện môi trường làm việc và học tập của người dân vốn ngày càng một đông hơn ở các thành phố lớn như Hà Nội, T.P Hồ Chí Minh, Hải Phòng,... Tuy chỉ là một đề tài giả định và ở trong một lĩnh vực chuyên môn thiết kế nhưng trong quá trình làm đồ án đã giúp em hệ thống kiến thức đã học, tiếp thu thêm được một số kiến thức mới, và quan trọng hơn là tích lũy được chút ít kinh nghiệm giúp cho công việc sau này cho dù có hoạt động chủ yếu trong công tác thiết kế hay thi công.

Em xin bày tỏ lòng biết ơn chân thành tới các thầy cô giáo trong trường, trong khoa đặc biệt là thầy **Trần Dũng** và thầy **Trần Trọng Bính** đã trực tiếp hướng dẫn em tận tình trong quá trình làm đồ án.

Do còn nhiều hạn chế về kiến thức, thời gian và kinh nghiệm nên đồ án của em không tránh khỏi những khiếm khuyết và sai sót. Em rất mong nhận được các ý kiến đóng góp, chỉ bảo của các thầy cô để em có thể hoàn thiện hơn trong quá trình công tác sau này.

Em xin trân thành cảm ơn!

Hải Phòng, ngày 18 tháng 07 năm 2019.

Sinh viên

Nguyễn Quang Vinh



PHẦN I

KIẾN TRÚC (10%)

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN : TH.S. TRẦN DŨNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN : NGUYỄN QUANG VINH

MÃ SINH VIÊN : 1412104035

LỚP : XD1801D

NHIỆM VỤ:

1. THUYẾT MINH KIẾN TRÚC
2. THIẾT KẾ KIẾN TRÚC CÔNG TRÌNH

BẢN VẼ GỒM:

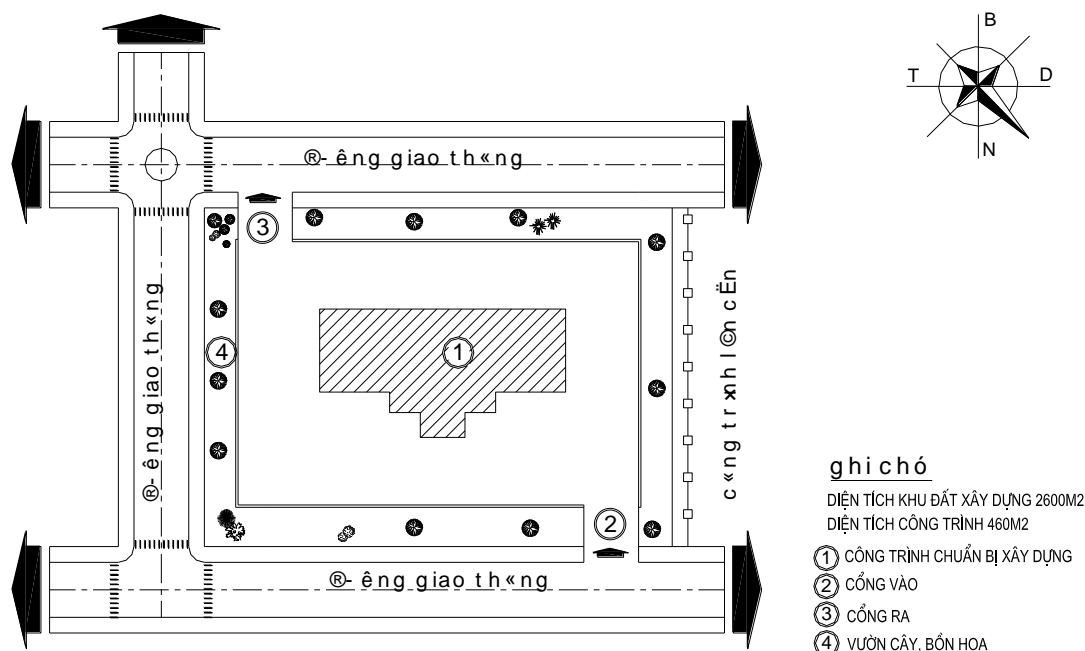
- KT – 01: MẶT BẰNG TRỆT VÀ TẦNG 1
- KT – 02: MẶT BẰNG TẦNG ĐIỀN HÌNH VÀ MÁI
- KT - 03: MẶT ĐÚNG CÔNG TRÌNH, CHI TIẾT
- KT – 04: MẶT ĐÚNG VÀ MẶT CẮT CÔNG TRÌNH

CHƯƠNG 1: **GIỚI THIỆU CHUNG**

1.1. Giới thiệu công trình:

Nhà làm việc công ty thép Việt Đức được xây dựng ở tỉnh Vĩnh Phúc.

Nhà làm việc công ty thép Việt Đức gồm 10 tầng (1 tầng trệt, 8 tầng làm việc giao dịch và 1 tầng mái). Tòa nhà 10 tầng với diện tích 826,56 m². Công trình được bố trí 1 cổng chính hướng nam tạo điều kiện cho giao thông đi lại và hoạt động thường xuyên của cơ quan. Hệ thống cây xanh bồn hoa được bố trí ở sân trước và xung quanh nhà tạo môi trường cảnh quan sinh động, hài hòa gắn bó với thiên nhiên.



MẶT BẰNG TỔNG THỂ

1.2. Giải pháp thiết kế kiến trúc:

1.2.1. Giải pháp tổ chức không gian thông qua mặt bằng và mặt cắt công trình:

Công trình gồm 1 tầng trệt, 8 tầng làm việc và 1 tầng mái:

- Tầng trệt gồm sảnh dẫn lối vào, nơi để xe.
- Từ tầng 1 đến tầng 8 là các phòng làm việc và giao dịch của công ty.
- Tầng mái có lớp chống nóng, chống thấm, chứa két nước và một số phương tiện kỹ thuật khác.

Công trình bố trí 1 thang máy ở trục 4-5 và 2 thang bộ ở trục 1-2 và 7-8.

1.2.2. Giải pháp mặt đứng và hình khối kiến trúc công trình:

Mặt đứng thể hiện phần kiến trúc bên ngoài của công trình, góp phần để tạo thành quần thể kiến trúc, quyết định đến nhịp điệu kiến trúc của toàn bộ khu vực kiến trúc. Mặt đứng công trình được trang trí trang nhã, hiện đại với hệ thống của kính khung nhôm tại cầu thang bộ. Với các phòng làm việc có cửa sổ mở ra không gian rộng tạo cảm giác thoải mái, làm tăng cảm giác thoải mái cho người sử dụng, giữa các

phòng làm việc được ngăn chia bằng tường xây, trát vữa xi măng hai mặt và lăn sơn ba nước theo chỉ dẫn kỹ thuật.

Hình thức kiến trúc công trình mạch lạc, rõ ràng. Công trình bố cục chặt chẽ và quy mô phù hợp chức năng sử dụng góp phần tham gia vào kiến trúc chung của toàn khu. Chiều cao tầng trệt cao 3.2m, tầng 1 cao 4.3m, tầng điển hình cao 3.9m.

1.2.3. Giải pháp giao thông và thoát hiểm của công trình:

Giải quyết giao thông nội bộ giữa các tầng bằng hệ thống cầu thang máy và cầu thang bộ, trong đó thang máy làm chủ đạo. Cầu thang máy bố trí ở trục 4-5 đảm bảo đi lại thuận tiện, hai cầu thang bộ nằm ở trục 1-2 và 7-8. Giao thông trong tầng được thực hiện qua một hành lang giữa rộng rãi thoáng mát được chiếu sáng 24/24 giờ.

1.2.4. Giải pháp thông gió và chiếu sáng tự nhiên cho công trình:

1.2.4.1. Hệ thống thông gió:

Đây là công trình nhà làm việc, cho nên yêu cầu thông thoáng rất được coi trọng trong thiết kế kiến trúc. Nằm ở địa thế đẹp lại có hướng gió đông nam thổi vào mặt chính, do vậy người thiết kế có thể dễ dàng khai thác hướng gió thiên nhiên để làm thoáng cho ngôi nhà.

Bằng việc bố trí phòng ở hai bên hành lang đã tạo ra một không gian hành lang kết hợp với lòng cầu thang thông gió rất tốt cho công trình. Đối với các phòng còn bố trí ô thoáng, cửa sổ chớp kính đón gió biển thổi vào theo hướng đông nam.

Bên cạnh thông gió tự nhiên ta còn bố trí hệ thống điều hoà nhiệt độ cho mỗi phòng cũng như hệ thống điều hoà trung tâm với các thiết bị nhiệt được đặt tại phòng kỹ thuật để làm mát nhân tạo.

Kết hợp thông gió tự nhiên với nhân tạo có thể giải quyết thông gió ngôi nhà tạo không gian thoáng mát rất tốt.

1.2.4.2. Hệ thống chiếu sáng:

Tận dụng ánh sáng tự nhiên ta sử dụng hệ thống cửa lấy ánh sáng qua khung kính cũng như bố trí các cửa sổ. Việc chiếu sáng tự nhiên đảm bảo sao cho có thể phủ hết diện tích cần chiếu sáng của toàn bộ công trình.

Giải pháp chiếu sáng nhân tạo thực hiện bởi hệ thống đèn huỳnh quang, các đèn hành lang, đèn ốp cột và ốp tường. Các đèn chiếu sáng còn mang cả chức năng trang trí cho ngôi nhà. Tiêu chuẩn về độ sáng theo tiêu chuẩn kiến trúc cho khách sạn cao cấp.

Hệ thống chiếu sáng bằng đèn chiếu được thiết kế vừa đảm bảo độ sáng cho ngôi nhà, vừa đảm bảo thuận tiện cho người sử dụng.

1.2.5. Giải pháp sơ bộ về kết cấu và vật liệu xây dựng công trình:

Giải pháp kết cấu khung bê tông cốt thép với: Các cấu kiện dạng thanh là cột, dầm... Các cấu kiện dạng phẳng gồm tấm sàn có sườn, còn tường là các tấm tường đặc có lỗ cửa và đều là tường tự mang.

1.2.6. Giải pháp kỹ thuật khác:

1.2.6.1. Hệ thống cấp nước:

Hệ thống cấp nước sinh hoạt lấy từ mạng lưới nước thành phố qua máy bơm tự động đưa nước lên một két inox chứa trên mái. Từ két chứa, nước được cấp tới các vị trí tiêu thụ qua hệ thống đường ống tráng kẽm. Nước thải sinh hoạt qua hệ thống thải sinh hoạt qua đường dẫn nước thải bằng ống nhựa PVC tới bể lọc và đưa ra hệ thống thoát nước của thành phố.

1.2.6.2. Hệ thống cấp điện:

Điện phục vụ cho công trình lấy từ nguồn điện thành phố qua trạm biến áp nội bộ. Mạng lưới điện được bố trí đi ngầm trong tường cột, các dây dẫn đến phụ tải được đặt sẵn khi thi công xây dựng trong một ống nhựa cứng. Để cấp điện được liên tục ta bố trí thêm máy phát điện đặt sẵn trong phòng kỹ thuật. Toàn bộ hệ thống ống cấp và thoát nước đặt trong hộp kỹ thuật của mỗi tầng.

1.3. Kết luận:

Nhà làm việc nhà máy thép Việt Đức sẽ là nơi giao dịch với quy mô lớn, có thể đáp ứng được mọi nhu cầu của toàn thể khách hàng trong và ngoài nước. Với không gian kiến trúc hiện đại nhưng gắn bó với thiên nhiên sẽ tăng cảm hứng làm việc cho toàn nhân viên trong công ty, góp phần thúc đẩy sự phát triển của công ty.



PHẦN II: GIẢI PHÁP KẾT CẤU (45%)

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN : TH.S. TRẦN DŨNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN : NGUYỄN QUANG VINH

MÃ SINH VIÊN : 1412104035

LỚP : XD1801D

NHIỆM VỤ:

1. THIẾT KẾ SÀN TẦNG 3
2. THIẾT KẾ KHUNG TRỤC 3
3. THIẾT KẾ MÓNG KHUNG TRỤC 3

BẢN VẼ GỒM:

KC – 01: KẾT CẤU SÀN TẦNG 3

KC – 02 : KẾT CẤU KHUNG TRỤC 3

KC – 03: KẾT CẤU MÓNG KHUNG TRỤC 3

CHƯƠNG 1:

LỰA CHỌN GIẢI PHÁP KẾT CẤU

1.1. Các cơ sở tính toán:

1.1.1. Các tài liệu sử dụng trong tính toán:

- TCXDVN 356-2005 Kết cấu bê tông cốt thép. Tiêu chuẩn thiết kế.
- TCVN 2737-1995 Tải trọng và tác động. Tiêu chuẩn thiết kế.

1.1.2. Vật liệu dùng trong tính toán:

Để việc tính toán được dễ dàng, tạo sự thống nhất trong tính toán kết cấu công trình, toàn bộ các loại kết cấu xây dựng:

a) *Bê tông*: Theo tiêu chuẩn TCXDVN 356-2005

- Bê tông với chất kết dính là xi măng cùng với các cốt liệu đá, cát vàng và được tạo nên một cấu trúc đặc trác.

- Cấp độ bền chịu nén của bê tông dùng trong tính toán cho công trình là B20.

Cường độ tính toán về nén: $R_b = 11,5 \text{ MPa}$

Cường độ tính toán về kéo : $R_{bt} = 0,9 \text{ MPa}$

Môđun đàn hồi của bê tông: xác định theo điều kiện bê tông nặng, khô cứng trong điều kiện tự nhiên. Với cấp độ bền B20 thì $E_b = 2,7 \times 10^4 \text{ (MPa)}$

b) *Thép*:

CI: $R_s = 225 \text{ (MPa)}$; $R_{sw} = 175 \text{ (MPa)}$; $R_{sc} = 225 \text{ (MPa)}$; $E_s = 21 \times 10^4 \text{ (MPa)}$

CII : $R_s = 280 \text{ (MPa)}$; $R_{sw} = 225 \text{ (MPa)}$; $R_{sc} = 280 \text{ (MPa)}$; $E_s = 21 \times 10^4 \text{ (MPa)}$

$$\gamma_b = 1 ; \xi_R = 0,623 ; \alpha_R = 0,429$$

1.2. LỰA CHỌN CÁC PHƯƠNG ÁN KẾT CẤU:

1.2.1. Các lựa chọn cho giải pháp kết cấu chính:

Căn cứ theo thiết kế ta chia ra các giải pháp kết cấu chính ra như sau:

a) *Hệ tường chịu lực*:

Trong hệ kết cấu này thì các cấu kiện thẳng đứng chịu lực của nhà là các tường phẳng. Tải trọng ngang truyền đến các tấm tường thông qua các bản sàn được xem là cứng tuyệt đối. Trong mặt phẳng của chúng các vách cứng (chính là tấm tường) làm việc như thanh công xôn có chiều cao tiết diện lớn. Với hệ kết cấu này thì khoảng không bên trong công trình còn phải phân chia thích hợp đảm bảo yêu cầu về kết cấu.

Hệ kết cấu này có thể cấu tạo cho nhà khá cao tầng, tuy nhiên theo điều kiện kinh tế và yêu cầu kiến trúc của công trình ta thấy phương án này không thoả mãn.

b) *Hệ khung chịu lực*:

Hệ được tạo bởi các cột và các dầm liên kết cứng tại các nút tạo thành hệ khung không gian của nhà. Hệ kết cấu này tạo ra được không gian kiến trúc khá linh hoạt. Tuy nhiên nó tỏ ra kém hiệu quả khi tải trọng ngang công trình lớn vì kết cấu khung có độ cứng chống cắt và chống xoắn không cao. Nên muốn sử dụng hệ kết cấu này cho công trình thì tiết diện cấu kiện sẽ khá lớn .

c) *Hệ lõi chịu lực:*

Lõi chịu lực có dạng vỏ hộp rỗng, tiết diện kín hoặc hở có tác dụng nhận toàn bộ tải trọng tác động lên công trình và truyền xuống đất. Hệ lõi chịu lực có hiệu quả với công trình có độ cao tương đối lớn, do có độ cứng chống xoắn và chống cắt lớn, tuy nhiên nó phải kết hợp được với giải pháp kiến trúc.

d) *Hệ kết cấu hỗn hợp:*

- Sơ đồ giằng:

Sơ đồ này tính toán khi khung chỉ chịu phần tải trọng thẳng đứng tương ứng với diện tích truyền tải đến nó còn tải trọng ngang và một phần tải trọng đứng do các kết cấu chịu tải cơ bản khác như lõi, tường chịu lực. Trong sơ đồ này thì tất cả các nút khung đều có cấu tạo khớp hoặc các cột chỉ chịu nén.

- Sơ đồ khung - giằng:

Hệ kết cấu khung - giằng (khung và vách cứng) được tạo ra bằng sự kết hợp giữa khung và vách cứng. Hai hệ thống khung và vách được liên kết qua hệ kết cấu sàn. Hệ thống vách cứng đóng vai trò chủ yếu chịu tải trọng ngang, hệ khung chủ yếu 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 và dầm, đáp ứng được yêu cầu kiến trúc. Sơ đồ này khung có liên kết cứng tại các nút (khung cứng). Công trình dưới 40m không bị tác dụng bởi thành phần gió động nên tải trọng ngang hạn chế hơn vì vậy sự kết hợp của sơ đồ này là chưa cần thiết .

1.2.2. Các lựa chọn cho giải pháp kết cấu sàn:

Để chọn giải pháp kết cấu sàn ta so sánh 2 trường hợp sau:

a) *Kết cấu sàn không dầm (sàn nấm):*

Hệ sàn nấm có chiều dày toàn bộ sàn nhỏ, làm tăng chiều cao sử dụng do đó dễ tạo không gian để bố trí các thiết bị dưới sàn (thông gió, điện, nước, phòng cháy và có trần che phủ), đồng thời dễ làm ván khuôn, đặt cốt thép và đổ bê tông khi thi công. Tuy nhiên giải pháp kết cấu sàn nấm là không phù hợp với công trình vì không đảm bảo tính kinh tế.

b) *Kết cấu sàn dầm:*

Khi dùng kết cấu sàn dầm độ cứng ngang của công trình sẽ tăng do đó chuyển vị ngang sẽ giảm. Khối lượng bê tông ít hơn dẫn đến khối lượng tham gia lao động giảm. Chiều cao dầm sẽ chiếm nhiều không gian phòng ảnh hưởng nhiều đến thiết kế kiến

trúc, làm tăng chiều cao tầng. Tuy nhiên phương án này phù hợp với công trình vì chiều cao thiết kế kiến trúc là tới 3,9m.

Kết luận: Căn cứ vào:

- Đặc điểm kiến trúc và đặc điểm kết cấu của công trình
- Cơ sở phân tích sơ bộ ở trên
- Được sự đồng ý của thầy giáo hướng dẫn

Em đi đến kết luận lựa chọn phương án sàn sườn toàn khối để thiết kế cho công trình.

1.3. Lựa chọn sơ bộ kích thước cấu kiện:

1.3.1. Chọn chiều dày bản sàn:

Công thức xác định chiều dày của sàn : $h_b = \frac{D}{m} \cdot l$

Công trình có 4 loại ô sàn: 3,4m x 6,3m và 1,8m x 6,3 m và 3,6m x 6,3m và 3,4 x 3,15m

1.3.1.1. Ô bản loại S1: ($L_1 \times L_2 = 3,4 \times 6,3 \text{ m}$)

Xét tỉ số : $\frac{l_2}{l_1} = \frac{6,3}{3,4} = 1,853 < 2$

Vậy ô bản làm việc theo 2 phương \Rightarrow tính bản theo sơ đồ bản kê 4 cạnh.

Chiều dày bản sàn được xác định theo công thức:

$$h_b = \frac{D}{m} \cdot l \quad (l: \text{cạnh ngắn theo phương chịu lực})$$

Với bản kê 2 cạnh có $m = 30 \div 35$ chọn $m = 35$

$D = 0.8 \div 1.4$ chọn $D = 0,9$

Vậy ta có $h_b = (0,9 \cdot 3400) / 35 = 87,42 \text{ mm}$, chọn chiều dày sàn $h_b = 10 \text{ (cm)}$

1.3.1.2. Ô bản loại S2 : ($L_1 \times L_2 = 1,8 \times 6,3 \text{ m}$)

Xét tỉ số : $\frac{l_2}{l_1} = \frac{6,3}{1,8} = 3,5 > 2$

Vậy ô bản làm việc theo 1 phương \Rightarrow tính bản theo sơ đồ bản kê 2 cạnh.

Chiều dày bản sàn được xác định theo công thức:

$$h_b = \frac{D}{m} \cdot l \quad (l: \text{cạnh ngắn theo phương chịu lực})$$

Với bản kê 2 cạnh có $m = 30 \div 35$ chọn $m = 35$

$D = 0.8 \div 1.4$ chọn $D = 1,4$

Vậy ta có $h_b = \frac{1,4}{35} \cdot 1800 = 72 \text{ mm}$, chọn chiều dày sàn $h_b = 10 \text{ (cm)}$.

1.3.1.3. Ô bản loại S3 : ($L_1 \times L_2 = 3,6 \times 6,3 \text{ m}$)

$$\text{Xét tỉ số : } \frac{l_2}{l_1} = \frac{6,3}{3,6} = 1,75 < 2$$

Vậy ô bản làm việc theo 2 phương \Rightarrow tính bản theo sơ đồ bản kê 4 cạnh.

Chiều dày bản sàn được xác định theo công thức:

$$h_b = \frac{D}{m} \cdot l \quad (l: \text{cạnh ngắn theo phương chịu lực})$$

Với bản kê 2 cạnh có $m = 40 \div 50$ chọn $m = 45$

$D = 0,8 \div 1,4$ chọn $D = 1,0$

$$\text{Vậy ta có } h_b = \frac{1,0}{45} \cdot 3600 = 80 \text{ mm, chọn chiều dày sàn } h_b = 10 \text{ (cm)}$$

1.3.1.4. Ô bản loại S4: ($L_1 \times L_2 = 3,4 \times 3,15 \text{ m}$)

$$\text{Xét tỉ số : } \frac{l_2}{l_1} = \frac{3,15}{3,4} = 0,92 < 2$$

Vậy ô bản làm việc theo 2 phương \Rightarrow tính bản theo sơ đồ bản kê 4 cạnh.

Chiều dày bản sàn được xác định theo công thức:

$$h_b = \frac{D}{m} \cdot l \quad (l: \text{cạnh ngắn theo phương chịu lực})$$

Với bản kê 2 cạnh có $m = 40 \div 50$ chọn $m = 45$

$D = 0,8 \div 1,4$ chọn $D = 1,0$

$$\text{Vậy ta có } h_b = \frac{1,0}{45} \cdot 3400 = 75,5 \text{ mm, chọn chiều dày sàn } h_b = 10 \text{ (cm)}$$

Kết luận: Vậy ta chọn chiều dày chung cho các ô sàn là 10 (cm)

1.3.2. Chọn kích thước tiết diện dầm:

1.3.2. 1. Dầm chính:

Dầm chính có tác dụng chịu lực chính trong kết cấu, tiết diện được chọn như sau :

$$\text{Chiều cao tiết diện dầm chọn theo công thức: } h = \frac{L_d}{m_d}$$

$$m_d = \begin{cases} 8-12 \text{ với dầm chính} \\ 12-20 \text{ với dầm phụ} \end{cases}$$

Chiều rộng tiết diện dầm chọn theo công thức: $b = (0,3 \rightarrow 0,5)h$

L_d - là nhịp của dầm.

Ta lấy nhịp lớn nhất của công trình là 6,8 (m)

$$+ \text{ Dầm chính có nhịp } = 6,8 \text{ m} \rightarrow h_d = \frac{6800}{8 \div 12} = 566,7 \div 850 \text{ (mm)} \rightarrow h_d = 65 \text{ (cm)}$$

$\rightarrow b_d = 30 \text{ (cm)}$

1.3.2.1 Dầm phụ:

Dầm phụ gác lên dầm chính, do đó tiết diện của dầm phụ là :

$$\text{Chiều cao : } h_p = \frac{1}{m_{nhịp}} \cdot l_{nhịp} \quad (m_d = 12 \div 20)$$

$$\text{Vậy } h_p = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{20}\right) \cdot 6,3 = (0,315 \div 0,525) \quad (\text{m})$$

Chọn chiều cao tiết diện dầm phụ là : $h_p = 45$ (cm), khi đó :

$$b_p = (0,3 \div 0,5) \cdot 50 = (15 \div 25) \quad (\text{cm}).$$

Chọn bề rộng dầm phụ $b_p = 22$ (cm).

Vậy tiết diện Dầm phụ : $b \times h = 22 \times 45$ (cm).

1.3.3. Chọn kích thước tiết diện cột khung trục 3:

Tiết diện của cột được chọn theo nguyên lý cấu tạo kết cấu bê tông cốt thép, cấu kiện chịu nén.

$$\text{Diện tích tiết diện cột sơ bộ xác định theo công thức: } F_c = \frac{n \cdot q \cdot s \cdot k}{R_b}$$

n: Số sà trên mặt cắt

q: Tổng tải trọng $800 \div 1200$ (kG/m²)

k: hệ số kể đến ảnh hưởng của mômen tác dụng lên cột. Lấy $k=1.2$

R_b : Cường độ chịu nén của bê tông với bê tông B20, $R_b = 11,5$ MPa = 115 (kG/cm²)

$$S = \frac{a_1 + a_2}{2} \times \frac{l_1}{2} \quad (\text{đối với cột biên}).$$

$$S = \frac{a_1 + a_2}{2} \times \frac{l_1 + l_2}{2} \quad (\text{đối với cột giữa}).$$

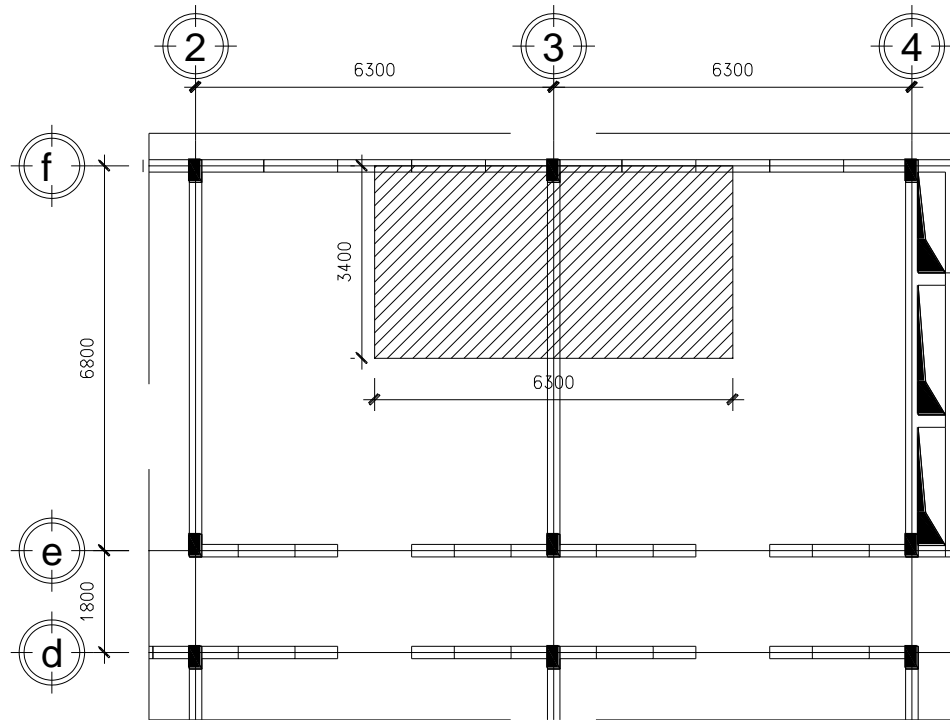
Trong đó: a_1, a_2 là bước chuyển tải

l_1, l_2 là nhịp chuyển tải

+ **Với cột biên:**

$$S = 6,3 \times 3,4 = 21,42 \text{ (m}^2\text{)} = 214200 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$F_c = \frac{9 \times 0,1 \times 214200 \times 1,2}{115} = 2011,617 \text{ (cm}^2\text{)}$$



DIỆN CHỊU TẢI CỦA CỘT BIÊN

Kết hợp yêu cầu kiến trúc chọn sơ bộ tiết diện các cột như sau:

Với chiều cao 10 tầng, ta chọn thay đổi tiết diện cột 2 lần: tầng trệt, 1, 2 cùng một tiết diện; tầng 3, 4, 5 cùng một tiết diện; tầng 6, 7, 8 cùng một tiết diện.

Chọn tầng trệt, 1, 2 tiết diện cột: $b \times h = 40 \times 55 \text{ cm} = 2200 \text{ (cm}^2\text{)}$

Chọn tầng 3, 4, 5 tiết diện cột: $b \times h = 40 \times 35 \text{ cm} = 1400 \text{ (cm}^2\text{)}$

Chọn tầng 6, 7, 8 tiết diện cột: $b \times h = 40 \times 22 \text{ cm} = 880 \text{ (cm}^2\text{)}$

* Kiểm tra ổn định của cột: $\lambda = \frac{l_0}{b} \leq \lambda_0 = 31$

- Cột coi như ngàm vào sàn, chiều dài làm việc của cột $l_0 = 0,7 H$
 $H = 330 \text{ cm} \rightarrow l_0 = 0,7 \times 330 = 231 \text{ cm} \rightarrow \lambda = 231/40 = 5,775 < \lambda_0$

+ Với cột giữa:

$$S = 6,3 \times (3,4 + 0,9) = 27,09 \text{ (m}^2\text{)} = 270900 \text{ (cm}^2\text{)}$$

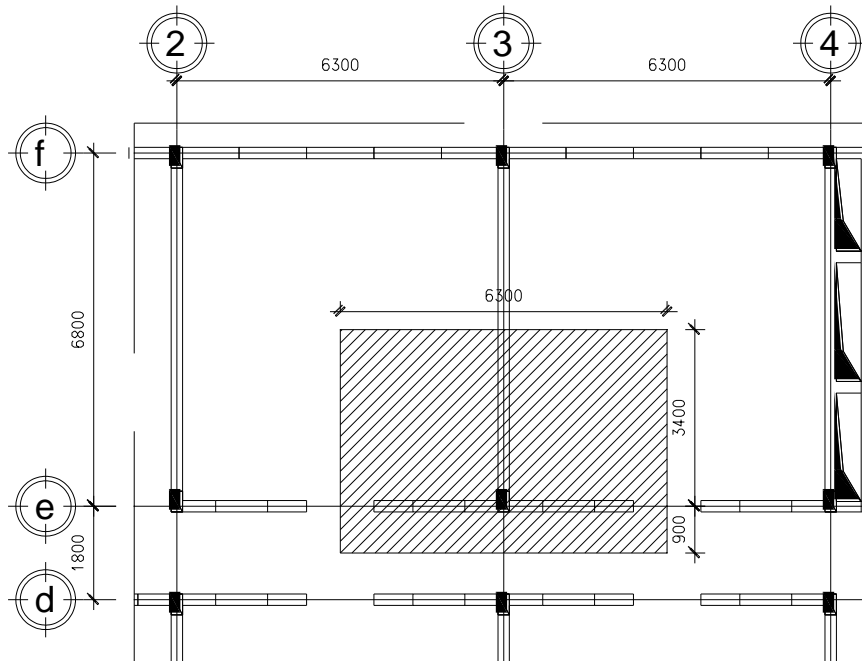
$$F_c = \frac{9 \times 0,1 \times 270900 \times 1,2}{115} = 2544,104 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Kết hợp yêu cầu kiến trúc chọn sơ bộ tiết diện các cột như sau:

Chọn tầng trệt, 1, 2 tiết diện cột: $b \times h = 40 \times 65 \text{ cm} = 2600 \text{ (cm}^2\text{)}$

Chọn tầng 3, 4, 5 tiết diện cột: $b \times h = 40 \times 45 \text{ cm} = 1800 \text{ (cm}^2\text{)}$

Chọn tầng 6, 7, 8 tiết diện cột: $b \times h = 40 \times 25 \text{ cm} = 1000 \text{ (cm}^2\text{)}$



DIỆN CHỊU TẢI CỦA CỘT GIỮA

Điều kiện để kiểm tra ổn định của cột: $\lambda = \frac{l_0}{b} \leq \lambda_0 = 31$

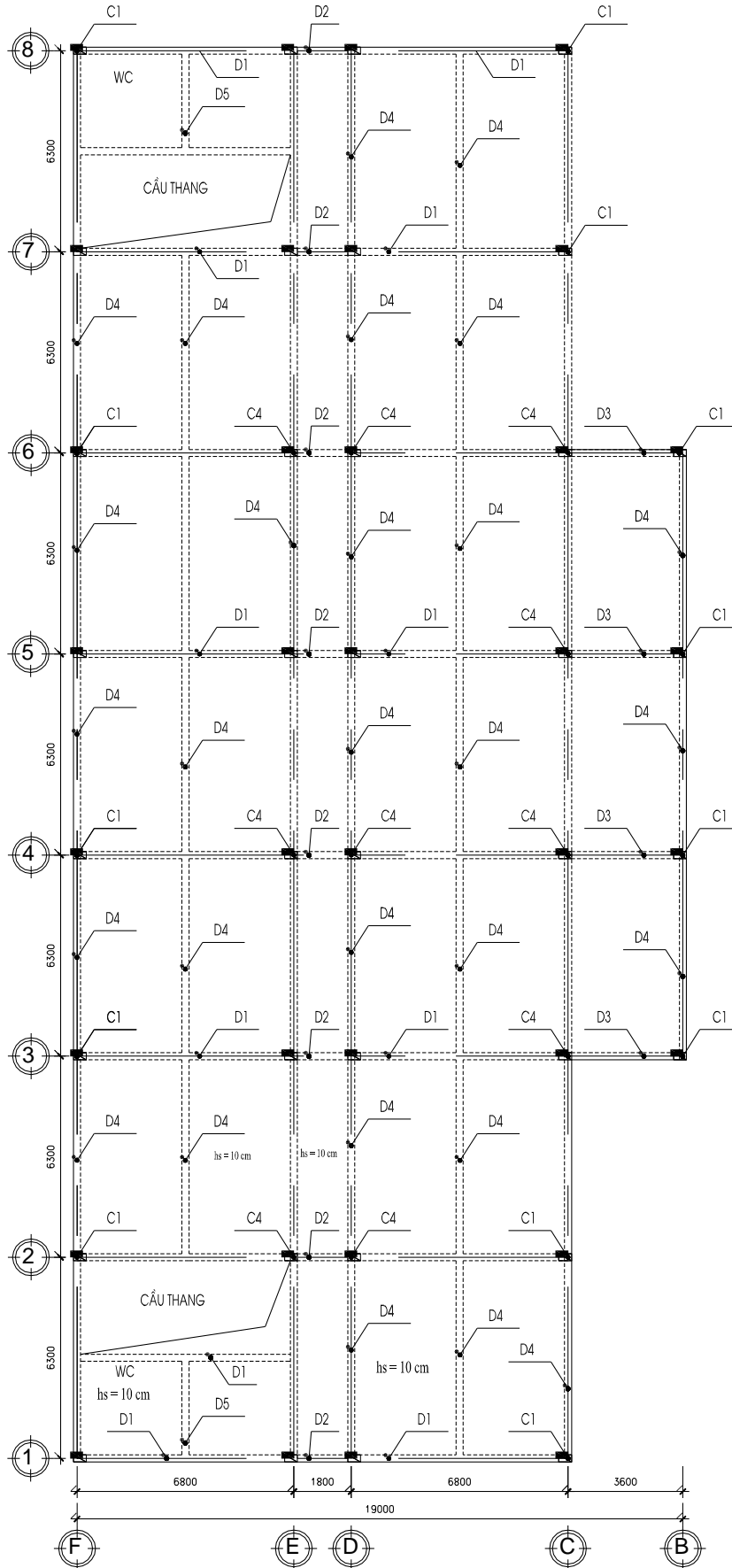
Cột coi như ngàm vào sàn, chiều dài làm việc của cột $l_0 = 0,7 H$

$H = 330\text{cm} \rightarrow l_0 = 0,7 \times 330 = 231\text{cm} \rightarrow \lambda = 231/40 = 5,775 < \lambda_0$

Vậy ta có các cấu kiện với tiết diện như sau:

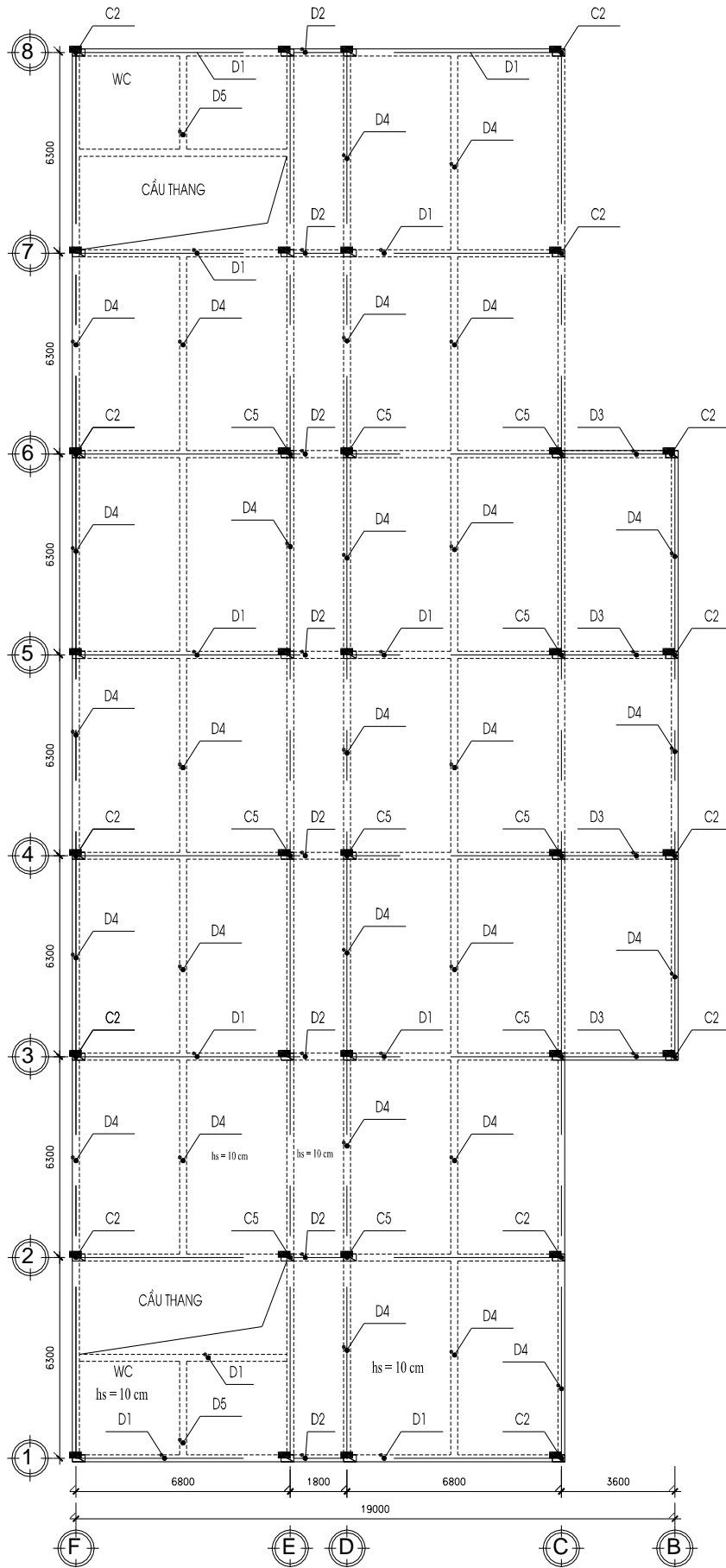
- Cột biên tầng trệt, 1, 2 kí hiệu C1: $b \times h = 40 \times 55$ (cm)
- Cột biên tầng 3, 4, 5 kí hiệu C2: $b \times h = 40 \times 35$ (cm)
- Cột biên tầng 6, 7, 8 kí hiệu C3: $b \times h = 40 \times 22$ (cm)
- Cột giữa tầng trệt, 1, 2 kí hiệu C4: $b \times h = 40 \times 65$ (cm)
- Cột giữa tầng 3, 4, 5 kí hiệu C5: $b \times h = 40 \times 45$ (cm)
- Cột giữa tầng 6, 7, 8 kí hiệu C6: $b \times h = 40 \times 25$ (cm)
- Dầm chính nhịp 6,8 (m) kí hiệu D1: $b \times h = 30 \times 65$ (cm)
- Dầm chính nhịp 1,8 (m) kí hiệu D2: $b \times h = 30 \times 65$ (cm)
- Dầm chính nhịp 3,6 (m) kí hiệu D3: $b \times h = 30 \times 65$ (cm)
- Dầm phụ nhịp 6,3 (m) kí hiệu D4: $b \times h = 22 \times 45$ (cm)
- Dầm phụ nhịp 3,15 (m) kí hiệu D5: $b \times h = 22 \times 45$ (cm)

1.4. Mặt bằng bố trí kết cấu tầng điển hình:



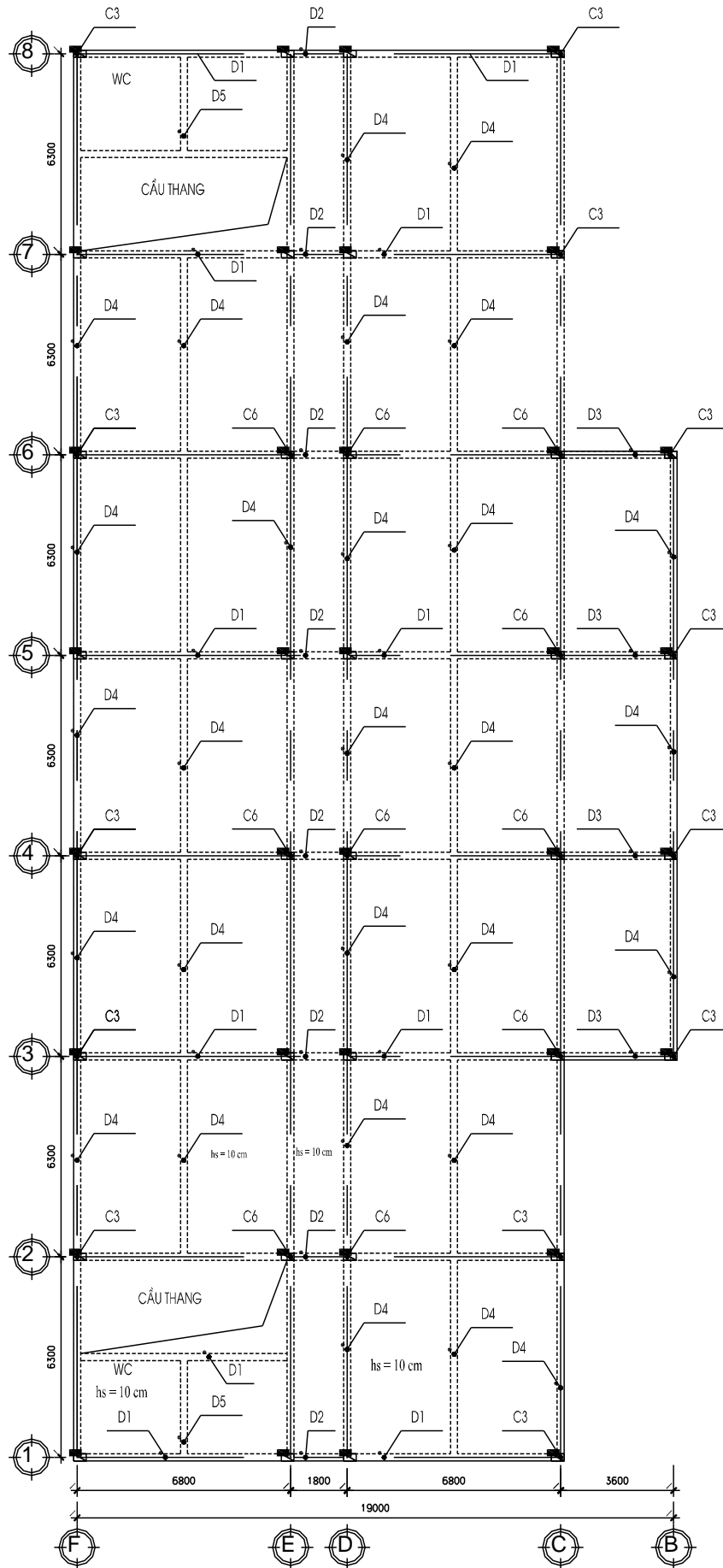
MẶT BẰNG KẾT CẤU SÀN TẦNG TRỆT, 1, 2

Nhà làm việc công ty thép Việt Đức



MẶT BẰNG KẾT CẤU SÀN TẦNG 3, 4, 5

Nhà làm việc công ty thép Việt Đức



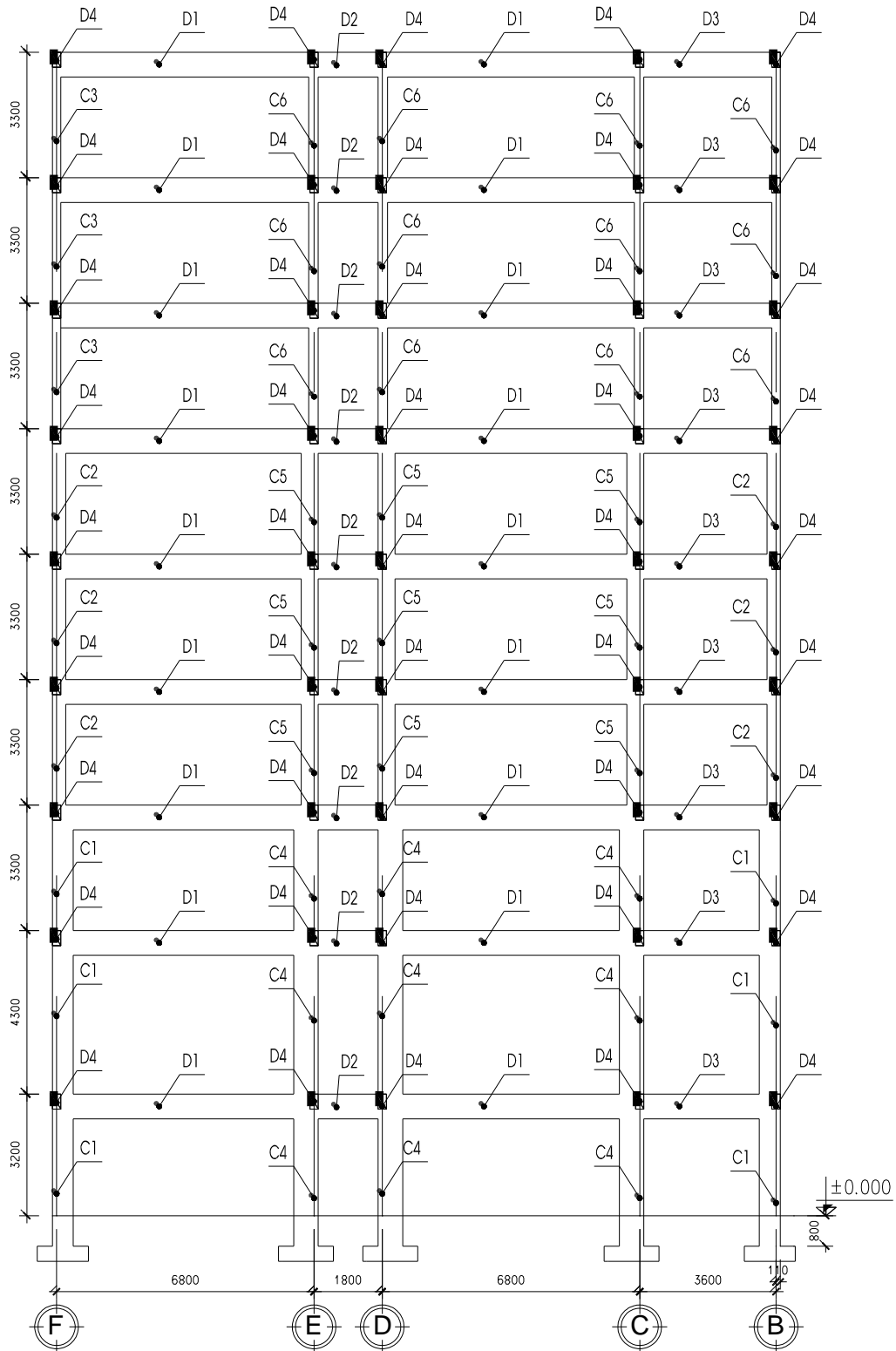
MẶT BẰNG KẾT CẤU SÀN TẦNG 6, 7, 8

CHƯƠNG 2:

TÍNH TOÁN VÀ TỔ HỢP NỘI LỰC KHUNG TRỤC 3

2.1. Sơ đồ tính toán khung phẳng

2.1.1. Sơ đồ hình học



SƠ ĐỒ HÌNH HỌC KHUNG NGANG KHUNG TRỤC 3

2.1.2. Sơ đồ kết cấu

Mô hình hóa kết cấu khung thành các thanh đứng (cột) và các thanh ngang (dầm) với trục của hệ kết cấu được tính đến trọng tâm tiết diện của các thanh.

- Nhịp tính toán của dầm: lấy bằng khoảng cách giữa các trục cột: (ở đây đã lấy trục cột là trục của cột tầng 6).

+ Xác định nhịp tính toán của dầm CD, EF

$$\begin{aligned}L_{EF} &= L_{EF} + t/2 + t/2 - h_c/2 - h_c/2 \\ &= 6,8 + 0,11 + 0,11 - 0,25/2 - 0,22/2 \\ &= 6,785 \text{ (m)}\end{aligned}$$

+ Xác định nhịp tính toán của dầm DE

$$\begin{aligned}l_{DE} &= L_{DE} - t/2 - t/2 + h_c/2 + h_c/2 \\ &= 1,8 - 0,11 - 0,11 + 0,25/2 + 0,25/2 \\ &= 1,83 \text{ (m)}\end{aligned}$$

+ Xác định nhịp tính toán của dầm BC

$$\begin{aligned}L_{BC} &= L_{BC} - t/2 - t/2 + h_c/2 + h_c/2 \\ &= 3,6 - 0,11 - 0,11 + 0,25/2 + 0,22/2 \\ &= 3,615 \text{ (m)}\end{aligned}$$

- Chiều cao của cột: lấy bằng khoảng cách giữa các trục dầm.

+ Xác định chiều cao cột tầng trệt:

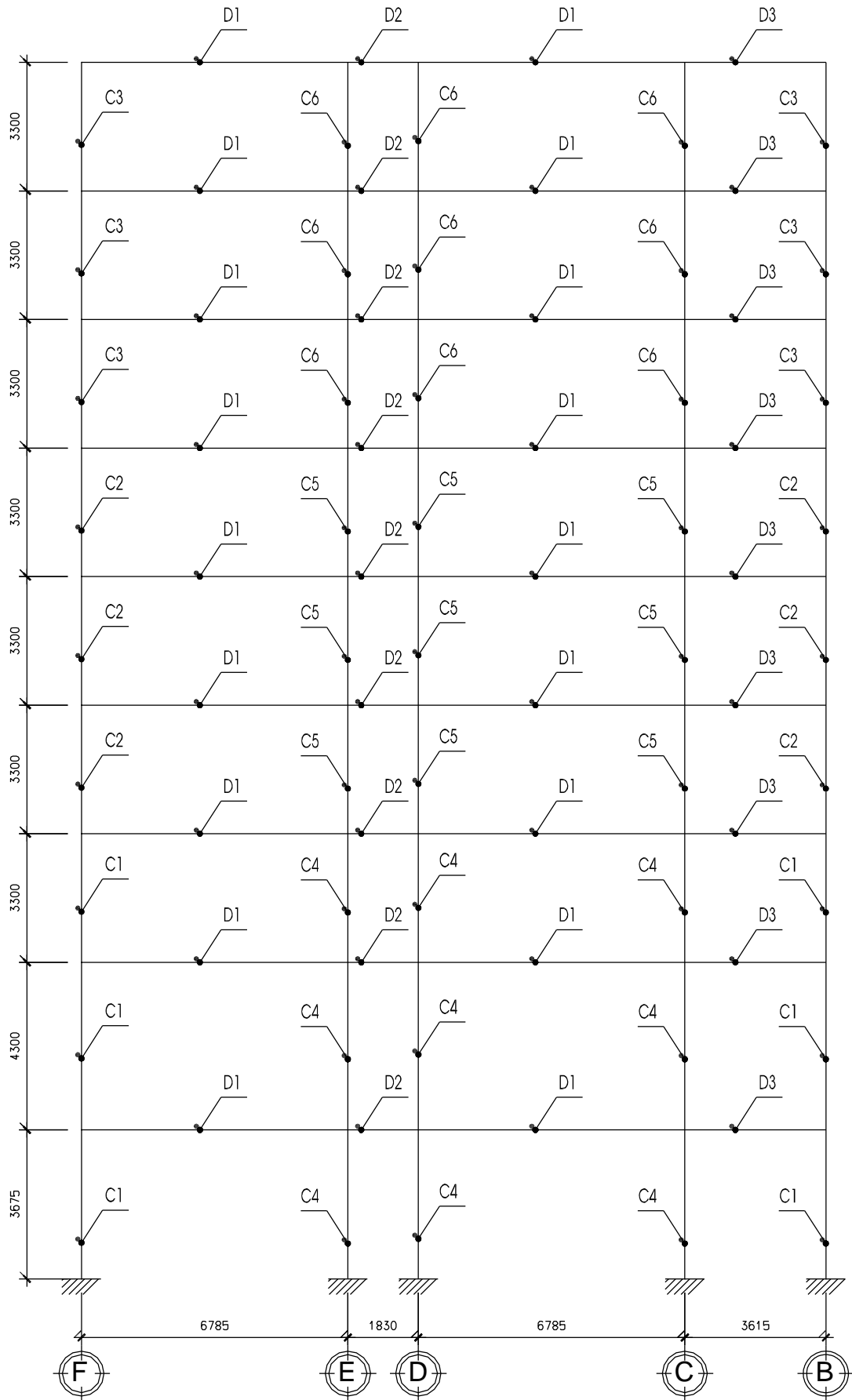
Lựa chọn chiều sâu chôn móng từ cốt +0,00 trở xuống: $h_m = 800 \text{ (mm)} = 0,8 \text{ (m)}$.

$$\Rightarrow h_{t1} = H_t + h_m - h_d/2 = 3,2 + 0,8 - 0,65/2 = 3,675 \text{ (m)}$$

+ Xác định chiều cao của cột tầng 1,2,3,4,5,6,7,8

$$h_{t1} = h_{t2} = h_{t3} = h_{t4} = h_{t5} = h_{t6} = h_{t7} = h_{t8} = H_t = 3,3 \text{ (m)}$$

Ta có sơ đồ kết cấu được thể hiện như hình vẽ:



SƠ ĐỒ KẾT CẤU KHUNG NGANG KHUNG TRỤC 3

2.2. Xác định tải trọng tác dụng lên công trình:

2.2.1. Tĩnh tải:

* Cấu tạo sàn các tầng và sàn mái:

- Sàn mái:

Bảng trọng lượng các lớp mái

TT	Tên các lớp cấu tạo	γ (kG/m ³)	δ (m)	Tải trọng tiêu chuẩn (kG/m ²)	Hệ số tin cậy	Tải trọng tính toán (kG /m ²)
1	2 lớp gạch lá nem	2000	0,04	80	1,1	88
2	Vữa chống thấm	1800	0,025	45	1,3	58,5
3	Lớp BT xỉ tạo dốc	1800	0,10	180	1,1	198
4	BT cốt thép	2500	0,1	250	1,1	275
5	Lớp vữa trát trần	1800	0,015	27	1,3	35,1
	Tổng			582		654,6

- Sàn các tầng từ 1 đến 8:

Lớp gạch lát dày 12mm ; $\gamma = 2T/m^3$

Lớp vữa lót dày 20mm ; $\gamma = 1,8T/m^3$

Lớp BTCT dày 100mm ; $\gamma = 2,5T/m^3$

Lớp vữa trát trần dày 15mm ; $\gamma = 1,8T/m^3$

Bảng trọng lượng các lớp sàn dày 10 cm

TT	Tên các lớp cấu tạo	γ (kG/m ³)	δ (m)	Tải trọng tiêu chuẩn (kG/m ²)	Hệ số tin cậy	Tải trọng tính toán (kG/m ²)
1	Gạch granit	2000	0,012	24	1,1	26,4
2	Vữa lót	1800	0,02	36	1,3	46,8
3	BT cốt thép	2500	0,1	250	1,1	375
4	Vữa trát trần	1800	0,015	27	1,3	35,1
	Tổng			337		483,3

- Sàn WC:

Bảng trọng lượng các lớp sàn WC dày 10cm

TT	Tên các lớp cấu tạo	γ (kG/m ³)	δ (m)	Tải trọng tiêu chuẩn (kG/m ²)	Hệ số tin cậy	Tải trọng tính toán (kG/m ²)
	2	3	4	$5 = 3 \times 4$	6	$7 = 5 \times 6$
1	Gạch chống trơn	2000	0,01	20	1,1	22
2	Vữa lót	1800	0,02	36	1,3	46,8
3	BT chống thấm	2500	0,04	100	1,1	110
4	Bản BT cốt thép	2500	0,1	250	1,1	275
5	Vữa trát trần	1800	0,015	27	1,3	35,1
	Tổng			433		488,9

- Tường bao che:

* Tính trọng lượng cho 1m² tường 220; gồm:

+Trọng lượng khối xây gạch: $g_1=1800.0,22.1,1 = 435,6$ (kG/m²)

+Trọng lượng lớp vữa trát dày 1,5 mm: $g_2=1800 \times 0,015 \times 1,3=35,1$ (kG/m²)

+Trọng lượng 1 m² tường 220 là: $g_{tường}=435,6+35,1 = 470,7$ (kG/m²)= 471 (kG/m²):

* Tính trọng lượng cho 1m² tường 110; gồm:

+Trọng lượng khối xây gạch: $g_1= 1800.0,11.1,1 = 217,8$ (kG/m²)

+Trọng lượng lớp vữa trát dày 1,5 mm: $g_2=1800 \times 0,015 \times 1,3=35,1$ (kG/m²)

+Trọng lượng 1 m² tường 110 là: $g_{tường}=217,8+35,1= 252,9$ (kG/m²)

- Tính trọng lượng cho 1m dầm:

+ Với dầm kích thước 22x45: $g = 0,22 \times 0,45 \times 2500 \times 1,1 = 272,25$ (kG/m)

2.2.2. Hoạt tải sàn:

Theo TCVN 2737-95 hoạt tải tiêu chuẩn tác dụng lên sàn là:

Đối với phòng làm việc: $q = 200$ (kG/m²) $\rightarrow q_{tt} = 200 \times 1,2 = 240$ (kG/m²)

Đối với hành lang : $q= 300$ (kG/m²) $\rightarrow q_{tt} = 300 \times 1,2 = 360$ (kG/m²)

Đối với WC: $q = 200$ (kG/m²) $\rightarrow q_{tt} = 200 \times 1,3 = 260$ (kG/m²)

Đối với tầng áp mái: $q_{mái} = 75$ (kG/m²) $\rightarrow q_{máitt} = 75 \times 1,3 = 97,5$ (kG/m²)

2.2.3. Tải trọng gió:

Theo tiêu chuẩn TCVN 2737 - 95 với nhà dân dụng có chiều cao nhỏ hơn 40 m thì chỉ cần tính với áp lực gió tĩnh, áp lực tiêu chuẩn gió tĩnh tính theo công thức:

$$W = n.W_o. k.c.B$$

W_o : Giá trị của áp lực gió đối với khu vực Vĩnh Phúc ; $W_o = 95 \text{ (kG/m}^2\text{)}$

n: hệ số độ tin cậy; $n = 1,2$

k: Hệ số tính đến sự thay đổi của áp lực gió theo độ cao so với mốc chuẩn và dạng địa hình; hệ số này tra bảng của tiêu chuẩn

c: Hệ số khí động lấy theo bảng của quy phạm. Với công trình có mặt bằng hình chữ nhật thì: Phía đón gió: $c = 0,8$ Phía hút gió: $c = - 0,6$

⇒ Phía đón gió : $W_d = 1,2. 95. k. 0,8 = 91,2 . k$

⇒ Phía gió hút : $W_h = 1,2. 95. k. (- 0,6) = - 68,4 . k$

Như vậy biểu đồ áp lực gió thay đổi liên tục theo chiều cao mỗi tầng .

Thiên về an toàn ta coi tải trọng gió phân bố đều trong các tầng :

Tầng 1 hệ số k lấy ở cao trình +3.2m nội suy ta có $k = 0,807$

Tầng 2 hệ số k lấy ở cao trình +7,5m nội suy ta có $k = 0,938$

Tầng 3 hệ số k lấy ở cao trình +10,8m nội suy ta có $k = 1,012$

Tầng 4 hệ số k lấy ở cao trình +14,1m nội suy ta có $k = 1,065$

Tầng 5 hệ số k lấy ở cao trình +17,4m nội suy ta có $k = 1,103$

Tầng 6 hệ số k lấy ở cao trình +20,7m nội suy ta có $k = 1,136$

Tầng 7 hệ số k lấy ở cao trình +24,0m nội suy ta có $k = 1,165$

Tầng 8 hệ số k lấy ở cao trình +27,3m nội suy ta có $k = 1,195$

Tầng mái hệ số k lấy ở cao trình +30,6m nội suy ta có $k = 1,223$

Với bước cột là 6,3 m ta có:

Bảng tải trọng gió tác dụng lên công trình (kG/m²)

Tầng	Cao trình	Hệ số k	$W_d = 91,2. k$	$W_h = 68,4.k$	$q_d = W_d . 6,3$ (kG/m)	$q_h = W_h . 6,3$ (kG/m)
1	+3,2	0,807	73,6	55,198	463,68	347,75
2	+7,5	0,938	85,54	64,159	538,9	404,2
3	+10,8	1,012	92,29	69,22	581,43	436,09
4	+14,1	1,065	97,128	72,846	611,91	458,93
5	+17,4	1,103	100,593	75,445	633,74	475,3
6	+20,7	1,136	103,603	77,702	652,7	489,52
7	+24	1,165	106,248	79,686	669,36	502,02
8	+27,3	1,195	108,984	81,738	686,6	514,95
Mái	+30,6	1,223	111,537	83,653	702,68	527,01

Để thiên về an toàn trong quá trình thi công ta bỏ qua lực tập trung do tải trọng gió tác dụng tại mép của khung.

Vậy tải trọng gió tác dụng lên khung chỉ bao gồm tải trọng phân bố q theo từng tầng.

2.3. Dồn tải trọng lên khung trục 3:

Tải trọng tác dụng lên khung trục 3 sẽ bao gồm:

2.3.1. Tải trọng do gió truyền vào cột dưới dạng lực phân bố

Bảng phân phối tải trọng gió tác dụng lên công trình

Tầng	Cao trình	$q_d = W_d \cdot 6,3$ (kG/m)	$q_h = W_h \cdot 6,3$ (kG/m)
1	+3,2	463,68	347,75
2	+7,5	538,9	404,2
3	+10,8	581,43	436,09
4	+14,1	611,91	458,93
5	+17,4	633,74	475,3
6	+20,7	652,7	489,52
7	+24	669,36	502,02
8	+27,3	686,6	514,95
Mái	+30,6	702,68	527,01

- Tải trọng tập trung đặt tại nút:

Trị số S tính theo công thức:

$$S = n \times q_0 \times k \times C \times a \times \sum C_i h_i$$

Phía gió đẩy

$$S_d = 1,2 \times 95 \times 1,232 \times 0,8 \times 1,5 \times 6,3 = 1061,786 \text{ (kG/m)}$$

Phía gió hút

$$S_h = 1,2 \times 95 \times 1,232 \times (-0,6) \times 1,5 \times 6,3 = -796,34 \text{ (kG/m)}$$

2.3.2. Các lực phân bố q do tĩnh tải (sàn, dầm, tường) và hoạt tải sàn truyền vào dưới dạng lực phân bố.

Cách xác định: dồn tải về dầm theo hình thang hay hình tam giác tùy theo kích thước của từng ô sàn.

Các lực tập trung tại các nút do tĩnh tải (sàn, dầm, tường) và hoạt tải tác dụng lên các dầm vuông góc với khung.

Các lực tập trung này được xác định bằng cách: sau khi tải trọng được dồn về các dầm vuông góc với khung theo hình tam giác hay hình thang dưới dạng lực phân bố q, ta nhân lực q với 1/2 khoảng cách chiều dài cạnh tác dụng.

Các lực tập trung và phân bố đã nói ở phần 4.2 được ký hiệu và xác định theo hình vẽ và các bảng tính dưới đây:

2.3.2.1. Tĩnh tải:

a) Tầng 1 đến tầng 8:

- Tải tam giác : $q_{td} = \frac{5}{8} \times q \times l_1$

- Tải hình thang : $q_{td} = k \times q \times l_1$

- Tải hình chữ nhật : $q_{td} = q \times l_1$

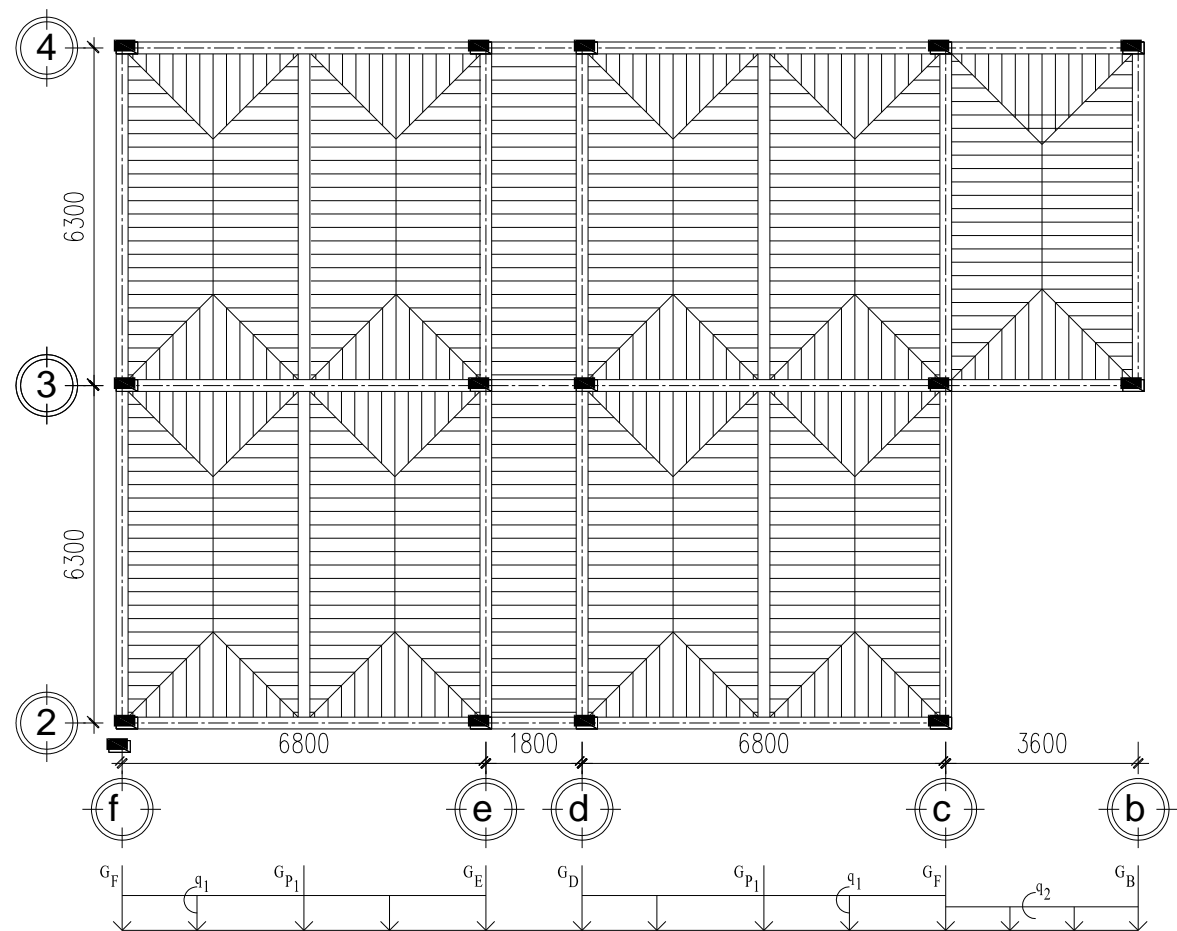
Trong đó:

q: tính tải phân bố trên diện tích sàn $q = 483,3 \text{ kG/m}^2$;

$g_{tường} = 471 \text{ (kG/m}^2\text{)}$: tính tải tường 220

k: hệ số truyền tải. ($k = 1 - 2\beta^2 + \beta^3$; $\beta = \frac{l_1}{2l_2}$)

STT	Tên ô	L_1	L_2	$\beta = \frac{l_1}{2l_2}$	$K=1-2\beta^2 + \beta^3$
1	S1	3,4	6,3	0,270	0,874
2	S2	1,8	6,3	0,143	0,962
3	S3	3,6	6,3	0,285	0,86



MẶT BẰNG PHÂN BỐ TÍNH TẢI TẦNG 1,2, 3, 4, 5, 6, 7, 8

*) *Tải phân bố:*

- Nhịp C – D = nhịp E - F

	<i>Tên tải trọng và công thức</i>	<i>Kết quả</i>
q₁	Do sàn 3,4x6,3m truyền vào dạng hình tam giác 2 phía: $5/8 \times q \times l_1 = 5/8 \times 483,3 \times (3,4 - 0,22)$	960,558(kG/m)
	Do trọng lượng tường gạch 0,22 xây trên dầm, chiều cao dầm h= 0,65 m: $g_t \times h_t = (3,3 - 0,65) \times 471$	1248,15(kG/m)
	Tổng	2200,708 (kG/m)

- Nhịp B - C

	<i>Tên tải trọng và công thức</i>	<i>Kết quả</i>
q₂	Do sàn 3,6x6,3m dạng tam giác 1 phía truyền vào: $5/8 \times q \times l_1 = 5/8 \times 483,3 \times 1,69$	510,485 (kG/m)
	Do trọng lượng tường gạch 0,22 xây trên dầm, chiều cao dầm h= 0,65 m: $g_t \times h_t = (3,3 - 0,65) \times 471$	1248,15(kG/m)
	Tổng	1758,635(kG/m)

*) *Tải tập trung:*

- Tải trọng G_B:

	<i>Tên tải trọng</i>	<i>Công thức tính</i>	<i>Kết quả</i>
G_B	Do sàn truyền vào: $g_{sàn}=483,3(kG/m)^2$	$483,3 \cdot \frac{[(6,3 - 0,22) + (6,3 - 3,6)] \cdot 1,69}{4}$	1792,825(kG)
	Dầm dọc 22x45: $g_{dầm}=272,25(kG/m)$	$g_{dầm} \times l_d = 272,25 \cdot 6,3$	1715,175 (kG)
	Tường 220 : $q_{tường}=471(kG/m^2)$ Tường có cửa nhân hệ số 0,7	$q_{tường} \times l_d \times (h-h_d) \times 0,7 = 471 \times 2,85 \times 6,3 \times 0,7$	5919,763(kG)
	Tổng		9427,763(kG)

- Tải trọng G_C :

	Tên tải trọng	Công thức tính	Kết quả
G_C	Do sàn truyền vào: $g_{sàn}=483,3(kG/m^2)$	$483,3 \cdot \left\{ \frac{[(6,3-0,22)+(6,3-3,4)] \cdot 1,59}{2} + \frac{[(6,3-0,22)+(6,3-3,6)] \cdot 1,69}{4} \right\}$	5239,89(kG)
	Dầm dọc 22×45: $g_{dầm}=272,25(kG/m)$	$g_{dầm} \times l_d = 272,25 \cdot 6,3$	1715,175 (kG)
	Tường 220 : ($q_{tường}=471(kG/m^2)$) Tường có cửa nhân hệ số 0,7	$q_{tường} \times l_d \times (h-h_d) \times 0,7 = 471 \times 2,85 \times 6,3 \times 0,7$	5919,763(kG)
	Tổng		12876,828(kG)

- Tải trọng $G_D = G_E$:

	Tên tải trọng	Công thức tính	Kết quả
G_D = G_E	Do sàn truyền vào: $g_{sàn}=483,3(kG/m^2)$	$483,3 \cdot \left\{ \frac{[(6,3-0,22)+(6,3-3,4)] \cdot 1,59}{2} + (6,3 - 0,22) \cdot \frac{1,8-0,22}{2} \right\}$	5771,731(kG)
	Dầm dọc 22×45: $g_{dầm}=272,25(kG/m)$	$g_{dầm} \times l_d = 272,25 \cdot 6,3$	1715,175 (kG)
	Tường 220 : ($q_{tường}=471(kG/m^2)$) Tường có cửa nhân hệ số 0,7	$q_{tường} \times l_d \times (h-h_d) \times 0,7$ $= 471 \times 2,85 \times 6,3 \times 0,7$	5919,763(kG)
	Tổng		13406,669 (kG)

- Tải trọng G_F :

	Tên tải trọng	Công thức tính	Kết quả
G_F	Do sàn truyền vào: $g_{sàn}=483,3(kG/m^2)$	$483,3 \cdot \frac{[(6,3 - 0,22) + (6,3 - 3,4)] \cdot 1,59}{2}$	3450,327(kG)
	Dầm dọc 22×45: $g_{dầm}=272,25(kG/m)$	$g_{dầm} \times l_d = 272,25 \cdot 6,3$	1715,175 (kG)
	Tường 220 : ($q_{tường}=471(kG/m^2)$) Tường có cửa nhân hệ số 0,7	$q_{tường} \times l_d \times (h-h_d) \times 0,7 = 471 \times 2,85 \times 6,3 \times 0,7$	5919,763(kG)
	Tổng		11085,265(kG)

- Tải trọng G_{P1} :

	Tên tải trọng	Công thức tính	Kết quả
G_{P1}	Do sàn truyền vào: $g_{sàn}=483,3(\text{kG}/\text{m}^2)$	$483,3.2. \frac{[(6,3 - 0,22) + (6,3 - 3,4)].1,59}{2}$	6900,654(kG)
	Dầm dọc 22×45: $g_{dầm}=272,25(\text{kG}/\text{m})$	$g_{dầm} \times l_d = 272,25.6,3$	1715,175 (kG)
	Tổng		8615,829 (kG)

b) Tầng mái:

- Tải tam giác : $q_{td} = \frac{5}{8} \times q \times l_1$

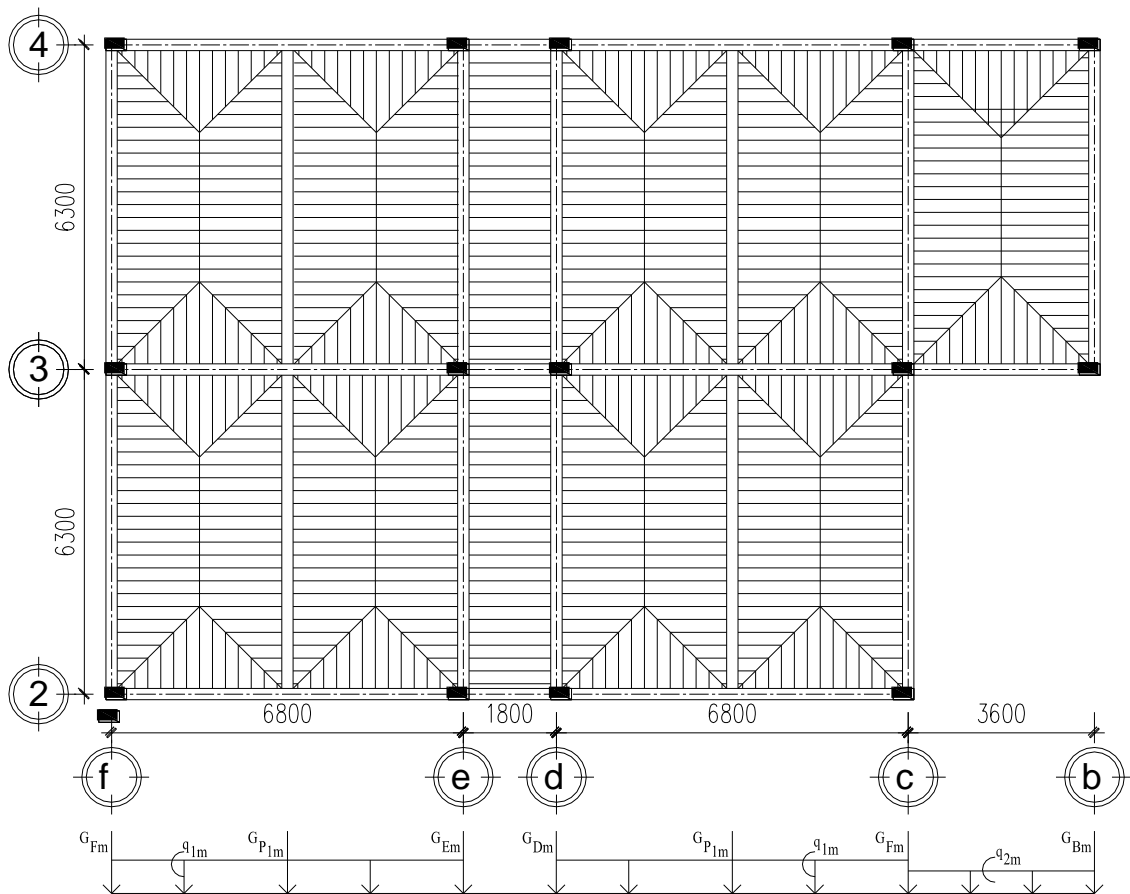
- Tải hình thang : $q_{td} = k \times q \times l_1$

- Tải hình chữ nhật : $q_{td} = q \times l_1$

Trong đó:

q : tải phân bố trên diện tích sàn mái = 654,6 (kG/m)

k : hệ số truyền tải. ($k = 1 - 2\beta^2 + \beta^3$; $\beta = \frac{l_1}{2l_2}$)



MẶT BẰNG PHÂN BỐ TÍNH TẢI TẦNG MÁI

*) Tải phân bố

- Nhịp C – D = nhịp E - F

	Tên tải trọng và công thức	Kết quả
q_{1m}	Do sàn 3,4x6,3m truyền vào dạng hình tam giác 2 phía: $5/8 \times q \times l_1 = 5/8 \times 654,6 \times (3,4 - 0,22)$	1301,017(kG/m)
	Tổng	1301,017 (kG/m)

- Nhịp B - C

	Tên tải trọng và công thức	Kết quả
q_{2m}	Do sàn 3,6x6,3m dạng tam giác 1 phía truyền vào: $5/8 \times q \times l_1 = 5/8 \times 654,6 \times 1,69$	691,421 (kG/m)
	Tổng	694,421 (kG/m)

*) Tải tập trung:

- Tải trọng G_{Bm}:

	Tên tải trọng	Công thức tính.	Kết quả
G_{Bm}	Do sàn truyền vào: $g_{sàn}=654,6(kG/m)^2$	$654,6 \cdot \frac{[(6,3 - 0,22) + (6,3 - 3,6)] \cdot 1,69}{4}$	2428,271 (kG)
	Dầm dọc 22x45: $g_{dầm}=272,25(kG/m)$	$g_{dầm} \times l_d = 272,25 \cdot 6,3$	1715,175 (kG)
	Tổng		4143,446(kG)

- Tải trọng G_{Cm}:

	Tên tải trọng	Công thức tính	Kết quả
G_{Cm}	Do sàn truyền vào: $g_{sàn}=654,6(kG/m)^2$	$654,6 \cdot \left\{ \frac{[(6,3-0,22)+(6,3-3,4)] \cdot 1,59}{2} + \frac{[(6,3-0,22)+(6,3-3,6)] \cdot 1,69}{4} \right\}$	7101,526(kG)
	Dầm dọc 22x45: $g_{dầm}=272,25(kG/m)$	$g_{dầm} \times l_d = 272,25 \cdot 6,3$	1715,175 (kG)
	Tổng		8816,701 (kG)

- Tải trọng $G_{Dm} = G_{Em}$

	Tên tải trọng	Công thức tính	Kết quả
G_{Dm} = G_{Em}	Do sàn truyền vào: $g_{sàn}=654,6(kG/m^2)$	$654,6 \cdot \left\{ \frac{[(6,3-0,22)+(6,3-3,4)] \cdot 1,59}{2} + (6,3 - 0,22) \cdot \frac{1,8-0,22}{2} \right\}$	7817,429 (kG)
	Dầm dọc 22×45: $g_{dầm}=272,25(kG/m)$	$g_{dầm} \times l_d = 272,25 \cdot 6,3$	1715,175 (kG)
	Tổng		9530,604 (kG)

-Tải trọng G_{Fm}

	Tên tải trọng	Công thức tính	Kết quả
G_{Fm}	Do sàn truyền vào: $g_{sàn}=566,6(kG/m^2)$	$566,6 \cdot \frac{(3,15-0,22) \cdot 1,59}{2}$	1319,809(kG)
	Dầm dọc 22×45: $g_{dầm}=272,25(kG/m)$	$g_{dầm} \times l = 272,25 \cdot 6,3$	1715,175 (kG)
	Tổng		3034,984(kG)

- Tải trọng G_{P1m}

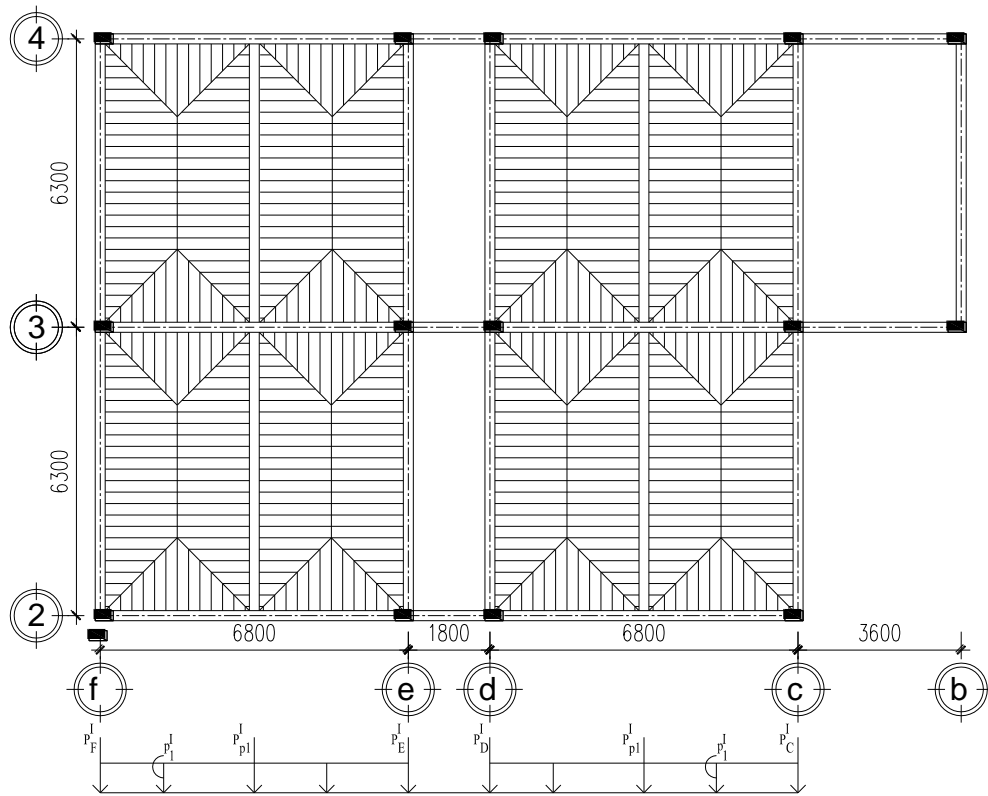
	Tên tải trọng	Công thức tính	Kết quả
G_{P1m}	Do sàn truyền vào: $g_{sàn}=654,6(kG/m^2)$	$654,6 \cdot \frac{[(6,3 - 0,22) + (6,3 - 3,4)] \cdot 1,59}{2}$	4673,254 (kG)
	Dầm dọc 22×45: $g_{dầm}=272,25(kG/m)$	$g_{dầm} \times l_d = 272,25 \cdot 6,3$	1715,175 (kG)
	Tổng		6388,429 (kG)

2.3.2.2. Hoạt tải:

- Chất tải theo nguyên tắc lệch tầng, lệch nhịp

a) Trường hợp hoạt tải 1 :

*) Tải trọng tác dụng nhịp C – D và E – F tầng 1,3,5,7



MẶT BẰNG PHÂN BỐ HOẠT TẢI 1 TẦNG 1,3,5,7

- Tải phân bố:

+) Nhịp C – D = nhịp E - F

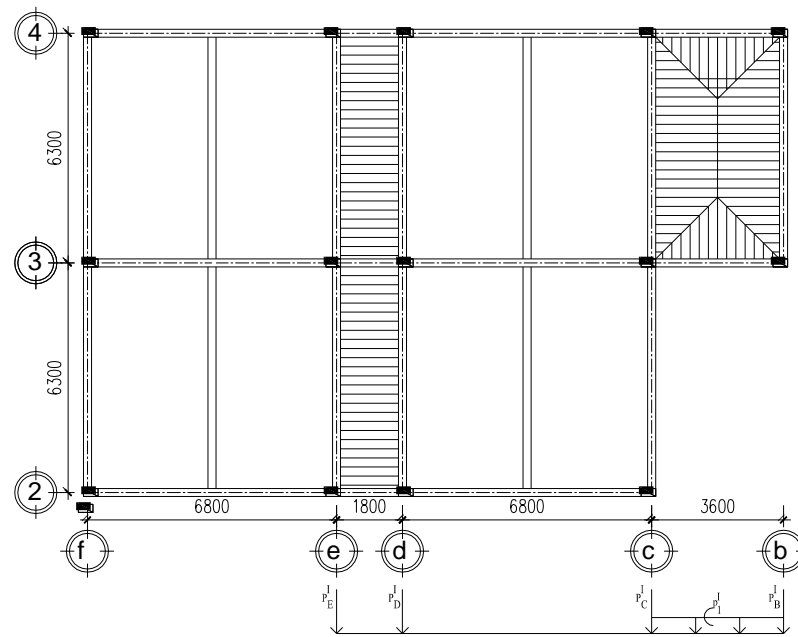
	Tên tải trọng và công thức	Kết quả
P_1^I	Do sàn 3,4x6,3m truyền vào dạng hình tam giác 2 phía: $5/8 \times q \times l_1 = 5/8 \times 240 \times (3,4 - 0,22)$	477 (kG/m)
	Tổng	477 (kG/m)

- Tải tập trung:

	Tên tải trọng và công thức tính	Kết quả
P_C^I	Do sàn 3,4x6,3 m truyền vào dạng hình thang 2 phía : $240 \cdot \frac{[(6,3-0,22)+(6,3-3,4)] \cdot 1,59}{2}$	1713,384 (kG)
	Tổng	1713,384 (kG)
P_D^I	Do sàn 3,4x6,3 m truyền vào dạng hình thang 2 phía : $240 \cdot \frac{[(6,3-0,22)+(6,3-3,4)] \cdot 1,59}{2}$	1713,384 (kG)

	Tổng	1713,384 (kG)
P^I_E	Do sàn 3,4x6,3 m truyền vào dạng hình thang 2 phía : $240. \frac{[(6,3-0,22)+(6,3-3,4)].1,59}{2}$	1713,384 (kG)
	Tổng	1713,384 (kG)
P^I_F	Do sàn 3,4x6,3 m truyền vào dạng hình thang 2 phía : $240. \frac{[(6,3-0,22)+(6,3-3,4)].1,59}{2}$	1713,384 (kG)
	Tổng	1713,384 (kG)
P^I_{pl}	Do sàn 3,4x6,3m truyền vào dạng hình thang 2 phía : $240.2. \frac{[(6,3-0,22)+(6,3-3,4)].1,59}{2}$	3426,768 (kG)
	Tổng	3426,768 (kG)

*) Tải trọng tác dụng nhịp D - E và B - C tầng 2,4,6,8



MẶT BẰNG PHÂN BỐ HOẠT TẢI 1 TẦNG 2,4,6,8

- Tải phân bố:

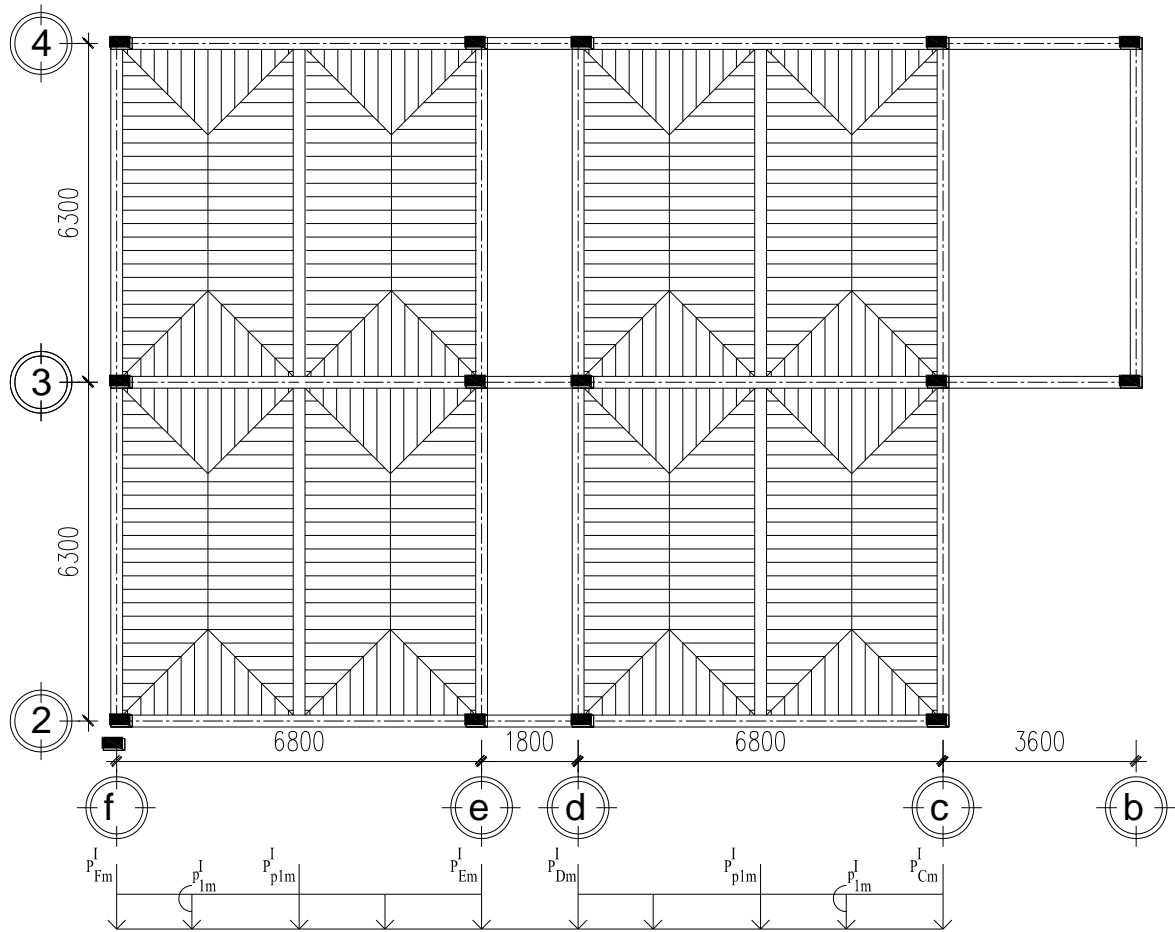
+ Nhịp B - C

	<i>Tên tải trọng và công thức</i>	<i>Kết quả</i>
P^I₁	Do sàn 3,6 x 6,3m truyền vào dạng hình tam giác 1 phía : $5/8 \times q \times l_1 = 5/8 \times 240 \times 1,69$	253,5 (kG/m)
	Tổng	253,5 (kG/m)

+ Tải tập trung:

	Tên tải trọng và công thức	Kết quả
$P_{D=E}^I$	Do sàn 1,8x6,3m truyền vào dạng hình chữ nhật 2 phía : $360 \cdot (6,3 - 0,22) \frac{1,8-0,22}{2}$	1729,152(kG/m)
	Tổng	1729,152(kG/m)
$P_{B=C}^I$	Do sàn 3,6x6,3m truyền vào dạng hình thang 1 phía : $240 \cdot \frac{[(6,3-0,22)+(6,3-3,6)] \cdot 1,69}{4}$	890,292(kG/m)
	Tổng	890,292(kG/m)

*) Tải trọng tác dụng nhịp C-D và E-F tầng mái



MẶT BẰNG PHÂN BỐ HOẠT NHỊP 1 TẦNG MÁI

- Tải phân bố:

+) Nhip C – D = nhip E - F

	Tên tải trọng và công thức	Kết quả
P_{1m}^I	Do sàn 3,4x6,3m truyền vào dạng hình tam giác 2 phía: $5/8 \times q \times l_1 = 5/8 \times 97,5 \times (3,4 - 0,22)$	193,781 (kG/m)
	Tổng	193,781 (kG/m)

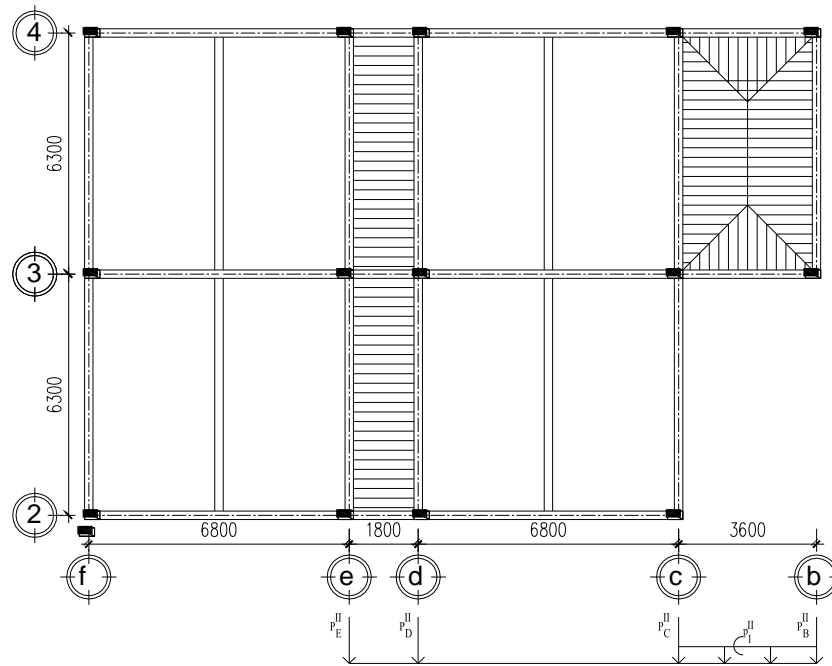
- Tải tập trung:

	Tên tải trọng và công thức tính	Kết quả
P_{Cm}^I	Do sàn 3,4x6,3 m truyền vào dạng hình thang 2 phía : $97,5 \cdot \frac{[(6,3-0,22)+(6,3-3,4)] \cdot 1,59}{2}$	696,062 (kG)
	Tổng	696,062 (kG)
P_{Dm}^I	Do sàn 3,4x6,3 m truyền vào dạng hình thang 2 phía : $97,5 \cdot \frac{[(6,3-0,22)+(6,3-3,4)] \cdot 1,59}{2}$	696,062 (kG)
	Tổng	696,062 (kG)
P_{Em}^I	Do sàn 3,4x6,3 m truyền vào dạng hình thang 2 phía : $97,5 \cdot \frac{[(6,3-0,22)+(6,3-3,4)] \cdot 1,59}{2}$	696,062 (kG)
	Tổng	696,062 (kG)
P_{Fm}^I	Do sàn 3,4x6,3 m truyền vào dạng hình thang 2 phía : $97,5 \cdot \frac{[(6,3-0,22)+(6,3-3,4)] \cdot 1,59}{2}$	696,062 (kG)
	Tổng	696,062 (kG)
P_{p1m}^I	Do sàn 3,4x6,3m truyền vào dạng hình thang 2 phía : $97,5 \cdot 2 \cdot \frac{[(6,3-0,22)+(6,3-3,4)] \cdot 1,59}{2}$	1392,124 (kG)
	Tổng	1392,124 (kG)

b) Trường hợp hoạt tải 2 :

*) Tải trọng nhip B – C, D – E tầng 1,3,5,7:

Nhà làm việc công ty thép Việt Đức



MẶT BẰNG PHÂN BỐ HOẠT TẢI 2 TẦNG 1,3,5,7

- Tải phân bố:

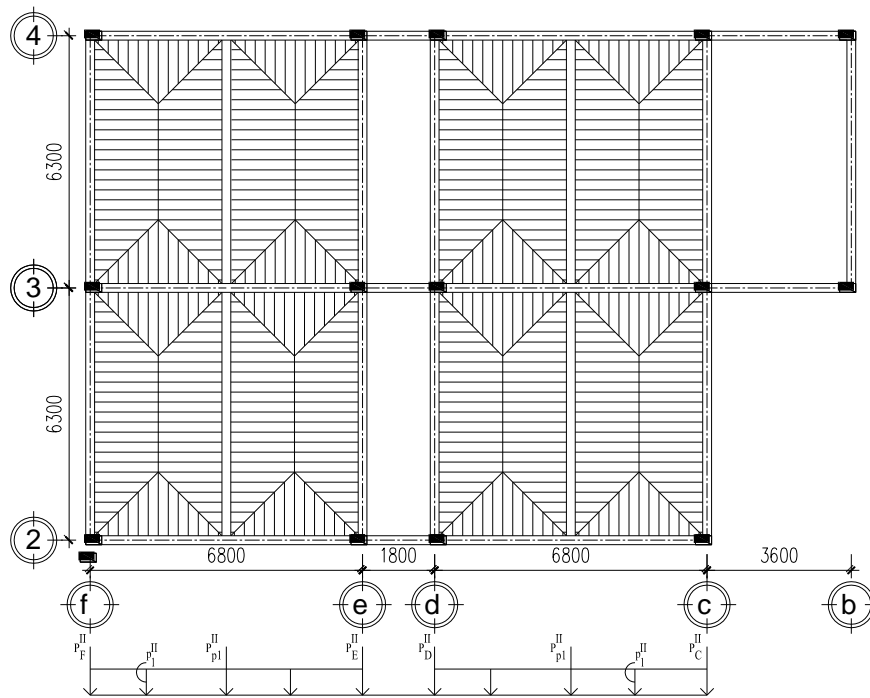
+ Nhịp B - C

	Tên tải trọng và công thức	Kết quả
P_{1}^{II}	Do sàn 3,6x6,3m truyền vào dạng hình tam giác 1 phía : $5/8 \times q \times l_1 = 5/8 \times 240 \times 1,69$	253,5(kG/m)
	Tổng	253,5(kG/m)

- Tải tập trung:

	Tên tải trọng và công thức	Kết quả
$P_{B=C}^{II}=P_{C}^{II}$	Do sàn 3,6x6,3m truyền vào dạng hình thang 1 phía: $240 \cdot \frac{[(6,3-0,22)+(6,3-3,6)] \cdot 1,69}{4}$	890,292(kG/m)
	Tổng	890,292(kG/m)
$P_{D=E}^{II}=P_{E}^{II}$	Do sàn 1,8x6,3m truyền vào dạng hình chữ nhật 2 phía: $360 \cdot (6,3 - 0,22) \frac{1,8-0,22}{2}$	1729,152(kG/m)
	Tổng	1729,152(kG/m)

*) Tải trọng nhịp C – E và E – F tầng 2,4,6,8:



MẶT BẰNG PHÂN BỐ HOẠT TẢI 2 TẦNG 2,4,6,8

- Tải phân bố:

+ Nhịp C-D = nhịp E-F

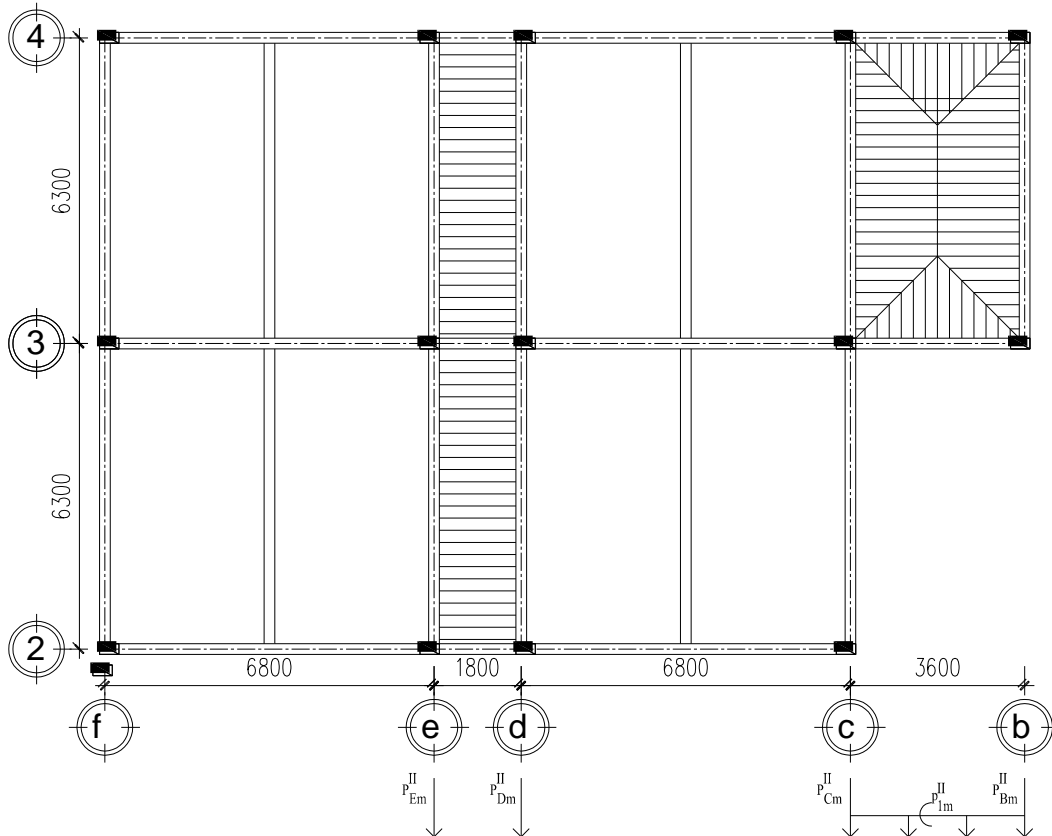
	Tên tải trọng và công thức	Kết quả
P_{1}^{II}	Do sàn 3,4x6,3m truyền vào dạng hình tam giác 2 phía: $5/8 \times q \times l_1 = 5/8 \times 240 \times (3,4 - 0,22)$	477 (kG/m)
	Tổng	477 (kG/m)

- Tải tập trung:

	Tên tải trọng và công thức tính	Kết quả
P_{C}^{II}	Do sàn 3,4x6,3 m truyền vào dạng hình thang 2 phía : $240 \cdot \frac{[(6,3-0,22)+(6,3-3,4)] \cdot 1,59}{2}$	1713,384 (kG)
	Tổng	1713,384 (kG)

P_{D}^{II}	Do sàn 3,4x6,3 m truyền vào dạng hình thang 2 phía : $240 \cdot \frac{[(6,3-0,22)+(6,3-3,4)] \cdot 1,59}{2}$	1713,384 (kG)
	Tổng	1713,384 (kG)
P_{E}^{II}	Do sàn 3,4x6,3 m truyền vào dạng hình thang 2 phía : $240 \cdot \frac{[(6,3-0,22)+(6,3-3,4)] \cdot 1,59}{2}$	1713,384 (kG)
	Tổng	1713,384 (kG)
P_{F}^{II}	Do sàn 3,4x6,3 m truyền vào dạng hình thang 2 phía : $240 \cdot \frac{[(6,3-0,22)+(6,3-3,4)] \cdot 1,59}{2}$	1713,384 (kG)
	Tổng	1713,384 (kG)
P_{p1}^{II}	Do sàn 3,4x6,3m truyền vào dạng hình thang 2 phía : $240 \cdot 2 \cdot \frac{[(6,3-0,22)+(6,3-3,4)] \cdot 1,59}{2}$	3426,768 (kG)
	Tổng	3426,768 (kG)

*) Tải trọng nhịp D – E tầng mái:



MẶT BẰNG PHÂN BỐ HOẠT TẢI 2 TẦNG MÁI

- Tải phân bố:

+ Nhịp B - C

	Tên tải trọng và công thức	Kết quả
P_{1m}^{II}	Do sàn 3,6x6,3m truyền vào dạng hình tam giác 1 phía : $5/8 \times q \times l_1 = 5/8 \times 97,5 \times 1,69$	102,984 (kG/m)
	Tổng	102,984 (kG/m)

b) Tải tập trung:

	Tên tải trọng và công thức	Kết quả
$P_{Bm}^{II} = P_{Cm}^{II}$	Do sàn 3,6x6,3m truyền vào dạng hình thang 1 phía: $97,5 \cdot \frac{[(6,3-0,22)+(6,3-3,6)] \cdot 1,69}{4}$	361,681 (kG/m)
	Tổng	361,681 (kG/m)
$P_{Dm}^{II} = P_{Em}^{II}$	Do sàn 1,8x6,3m truyền vào dạng hình chữ nhật 2 phía: $97,5 \cdot (6,3 - 0,22) \frac{1,8-0,22}{2}$	468,312 (kG/m)
	Tổng	468,312 (kG/m)

2.4. Đưa số liệu vào chương trình tính toán kết cấu

- Quá trình tính toán kết cấu cho công trình được thực hiện với sự trợ giúp của máy tính, bằng chương trình sap 2000.

2.4.1. Chất tải cho công trình

Căn cứ vào tính toán tải trọng, ta tiến hành chất tải cho công trình theo các trường hợp sau:

- Trường hợp 1: Tĩnh tải
- Trường hợp 2: Hoạt tải 1
- Trường hợp 3: Hoạt tải 2
- Trường hợp 4: Gió trái
- Trường hợp 5: Gió phải

2.4.2. Biểu đồ nội lực

- Việc tính toán nội lực thực hiện trên chương trình sap 2000
- Nội lực trong cột lấy các giá trị P, M, Q

2.4.3. Tổ hợp nội lực

- Tổ hợp nội lực để tìm ra những cặp nội lực nguy hiểm nhất có thể xuất hiện ở mỗi tiết diện. Tìm hai loại tổ hợp theo nguyên tắc sau đây:

a. Tổ hợp cơ bản 1: Tĩnh tải + một hoạt tải

b. Tổ hợp cơ bản 2: Tĩnh tải + 0,9x (ít nhất hai hoạt tải)

- Tại mỗi tiết diện, đối với mỗi loại tổ hợp cần tìm ra 3 cặp nội lực nguy hiểm:
 - * Mô men dương lớn nhất và lực dọc tương ứng (M_{max} và N_{tr})
 - * Mô men âm lớn nhất và lực dọc tương ứng (M_{min} và N_{tr})
 - * Lực dọc lớn nhất và mô men tương ứng (N_{max} và M_{tr})
- Riêng đối với tiết diện chân cột còn phải tính thêm lực cắt Q và chỉ lấy theo giá trị tuyệt đối
 - Căn cứ vào kết quả nội lực của từng trường hợp tải trọng, tiến hành tổ hợp tải trọng với hai tổ hợp cơ bản sau:
 - + Tổ hợp cơ bản 1: Bao gồm tĩnh tải và 1 hoạt tải bất lợi (Hoạt tải sử dụng hoặc gió)
 - + Tổ hợp cơ bản 2: Bao gồm tĩnh tải + 0,9x hai hoạt tải bất lợi (Hoạt tải sử dụng hoặc gió)
 - Sau khi tiến hành tổ hợp cần chọn ra tổ hợp nguy hiểm nhất cho từng tiết diện để tính toán.

CHƯƠNG 3:
THIẾT KẾ DẦM KHUNG TRỤC 3

3.1. Vật liệu sử dụng:

- Bê tông cấp độ bền B20: $R_b = 11,5 \text{ MPa}$

$$R_{bt} = 0,9 \text{ MPa}$$

- Cốt thép nhóm C_I : $R_s = 225 \text{ MPa}$; $R_{sw} = 175 \text{ MPa}$

- Cốt thép nhóm C_{II} : $R_s = 280 \text{ MPa}$; $R_{sw} = 225 \text{ MPa}$

- Tra bảng phụ lục với bê tông B20,:

Thép C_I : $\xi_R = 0,645$; $\alpha_R = 0,437$; Thép C_{II} : $\xi_R = 0,623$; $\alpha_R = 0,429$

3.2. Tính toán cốt thép dầm chính nhịp C-D:

Ta tính cốt thép dầm cho tầng 1 và dầm tầng mái của nhịp CD. Ta chỉ cần tính cốt thép dầm nhịp C-D còn lại lấy thép dầm nhịp C-D bố trí cho dầm nhịp E-F

3.2.1. Tính toán cốt thép dọc cho dầm tầng 1 nhịp CD, phần tử số 48 ($b \times h = 30 \times 65 \text{ cm}$)

Nội lực dầm được xuất ra và tổ hợp ở 3 tiết diện. Trên cơ sở bảng tổ hợp nội lực, ta chọn nội lực nguy hiểm nhất cho dầm để tính toán thép:

- Giữa nhịp CD: $M^+ = 323,15 \text{ (kN.m)}$;

- Gối C: $M^- = - 280,65 \text{ (kN.m)}$;

- Gối D: $M^- = - 394,51 \text{ (kN.m)}$.

a) *Tính cốt thép chịu mômen âm:*

Tính theo tiết diện chữ nhật $b \times h = 30 \times 65 \text{ cm}$

Giả thiết $a = 4 \text{ cm} \rightarrow h_0 = h - a = 65 - 4 = 61 \text{ (cm)}$

+ Tính toán cốt thép cho gối C, với $M = 280,65 \text{ (kN.m)}$:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \times b \times h_0^2} = \frac{280,65}{11500 \times 0,3 \times 0,61^2} = 0,218 < \alpha_R = 0,418$$

$$\xi = (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,218} = 0,249$$

$$\zeta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,249 = 0,875$$

→ Diện tích cốt thép:

$$A_s = \frac{M}{R_s \times \zeta \times h_0} = \frac{280,65}{280000 \times 0,875 \times 0,61} = 1,87 \times 10^{-3} \text{ (m}^2\text{)} = 1870 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{1,87 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,61} \times 100\% = 1,01\% > \mu_{\min} = 0,1\%$$

Chọn 3φ30 có $A_s = 2120,6 \text{ (mm}^2\text{)} > 1870 \text{ (mm}^2\text{)}$

+ Tính toán cốt thép cho gôì D, với $M = 394,51$ (kN.m) :

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \times b \times h_0^2} = \frac{394,51}{11500 \times 0,3 \times 0,61^2} = 0,307 < \alpha_R = 0,418$$

$$\xi = (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,307} = 0,378$$

$$\zeta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,378 = 0,811$$

→ Diện tích cốt thép:

$$A_s = \frac{M}{R_s \times \zeta \times h_0} = \frac{394,51}{280000 \times 0,811 \times 0,61} = 2,84 \times 10^{-3} (m^2) = 2840 (mm^2)$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{2,84 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,61} \cdot 100\% = 1,55\% > \mu_{\min} = 0,1\%$$

Chọn 3φ30 và 2φ22 có $A_s = 2880,9 (mm^2) > 2840 (mm^2)$

b) Tính cốt thép chịu mômen dương:

- Lấy giá trị mômen $M = 323,15$ (kN.m) để tính.

- Với mômen dương, bản cánh nằm trong vùng chịu nén.

Tính theo tiết diện chữ T với $h_f = h_s = 10$ cm.

- Giả thiết $a = 4$ cm, từ đó $h_0 = h - a = 65 - 4 = 61$ (cm).

- Bề rộng cánh đưa vào tính toán : $b_f = b + 2 \cdot S_c$

- Giá trị độ vươn của bản cánh S_c không vượt quá trị số bé nhất trong các giá trị sau:

$$+ 1/6 \text{ nhịp của dầm: } \frac{1}{6} \cdot 680 = 113,3 (cm).$$

Lấy $S_c = 1,0$ m. Do đó: $b_f = b + 2 \cdot S_c = 0,3 + 2 \cdot 1,0 = 2,3$ (m).

- Xác định vị trí trục trung hoà:

$$M_f = R_b \times b_f' \times h_f' \times (h_0 - \frac{h_f'}{2})$$

$$M_f = 11,5 \times 10^3 \times 2,3 \times 0,1 \times (0,61 - \frac{0,1}{2}) = 1481,2 (KN.m)$$

Có $M_{\max} = 323,15$ (kN.m) < $M_f = 1481,2$ (kN.m). Do đó trục trung hoà đi qua cánh, tính toán theo tiết diện chữ nhật $b = b_f = 23$ cm; $h = 65$ cm.

$$\text{Ta có: } \alpha_m = \frac{M}{R_b \times b_f' \times h_0^2} = \frac{323,15}{11,5 \times 10^3 \times 2,3 \times 0,61^2} = 0,032 < \alpha_R = 0,418$$

$$\xi = (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,032}) = 0,032$$

$$\zeta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,032 = 0,984$$

→ Diện tích cốt thép:

$$A_s = \frac{M}{R_s \times \zeta \times h_0} = \frac{323,15}{280000 \times 0,984 \times 0,61} = 1,92 \times 10^{-3} m^2 = 1920 (mm^2)$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{1,92 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,61} \cdot 100\% = 1,04\% > \mu_{\min} = 0,1\%$$

Chọn 3φ30 có $A_s = 2120,6 (mm^2) > 1920 (mm^2)$

c) Tính toán cốt đai cho dầm:

- Từ bảng tổ hợp nội lực ta chọn ra lực cắt lớn nhất xuất hiện trong dầm:

$$Q_{\max} = 380,346 (kN)$$

- Bê tông cấp độ bền B20 có: $R_b = 11,5 MPa = 115 kG/cm^2$

$$E_b = 2,7 \times 10^4 MPa ; R_{bt} = 0,9 MPa = 9 kG/cm^2$$

- Thép đai nhóm C_I có: $R_{sw} = 175 MPa = 1750 kG/cm^2 ; E_s = 2,1 \times 10^5 Mpa$

$$Q_{b\min} = 0,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 610 = 82350(N) = 82,350 (kN)$$

Ta thấy: $Q_{\max} > Q_{b\min} \Rightarrow$ Tính thép đai

$$Q_{bt} = 0,3 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 115 \cdot 30 \cdot 61 = 63135(kG) = 631,35(kN)$$

$$Q_{bt} > Q_{\max}$$

\Rightarrow Đảm bảo khả năng chịu ứng suất nhất chính.

Chọn φ8(mm), n = 2

Khả năng chịu cắt 1 nhánh đai:

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max}^2}{4,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2} - \frac{q - 0,5P}{0,75} = \frac{380346^2}{4,5 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 610^2} - \frac{22,01 - 0,5 \cdot 4,77}{0,75} = 320,479(N/mm)$$

$$q_{sw\min} = 0,25 \cdot R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 0,9 \cdot 300 = 67,5 (N/mm)$$

$$q_{swc} = \max(q_{sw} \text{ và } q_{sw\min}) = 320,479 (N/mm)$$

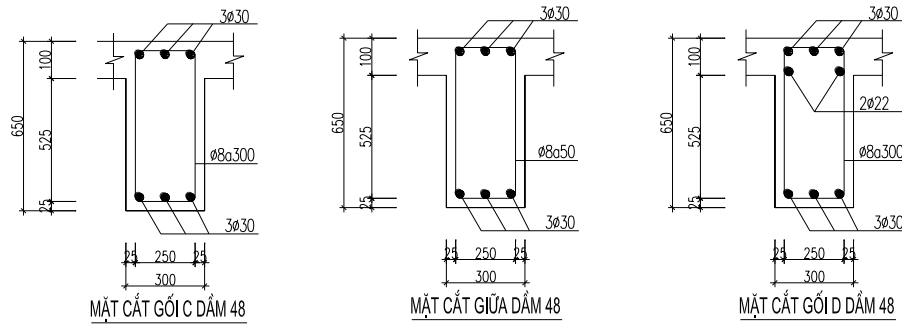
$$S_t = \frac{n \cdot a_{sw} \cdot R_{sw}}{q_{swc}} = \frac{2 \cdot 50 \cdot 175}{320,479} = 54,93(mm)$$

Khoảng cách thép đai

$$S_{\max} = \frac{R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q_{\max}} = \frac{0,9 \cdot 300 \cdot 610^2}{380346} = 264,146(mm)$$

$$S_{ct} = \frac{3h_0}{4} = \frac{3 \cdot 610}{4} = 457,5(mm)$$

Chọn $S_{đặt} < (S_t, S_{\max}, S_{ct}) \Rightarrow S_{đặt} = 300 (mm)$



3.2.2. Tính toán cốt thép dọc cho dầm nhịp C-D tầng mái, phần tử số 80 ($b \times h = 30 \times 65 \text{ cm}$)

Nội lực dầm được xuất ra và tổ hợp ở 3 tiết diện. Trên cơ sở bảng tổ hợp nội lực, ta chọn nội lực nguy hiểm nhất cho dầm để tính toán thép:

- Giữa nhịp CD: $M^+ = 154,659 \text{ (kN.m)}$;
- Gối C: $M^- = -153,186 \text{ (kN.m)}$;
- Gối D: $M^- = -173,422 \text{ (kN.m)}$.

a) Tính cốt thép chịu mômen âm:

Tính theo tiết diện chữ nhật $b \times h = 30 \times 65 \text{ cm}$

Giả thiết $a = 4 \text{ cm} \rightarrow h_0 = h - a = 65 - 4 = 61 \text{ (cm)}$

+ Tính toán cốt thép cho gối C, với $M = 153,186 \text{ (kN.m)}$:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \times b \times h_0^2} = \frac{153,186}{11500 \times 0,3 \times 0,61^2} = 0,119 < \alpha_R = 0,418$$

$$\xi = (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,119} = 0,127$$

$$\zeta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,127 = 0,936$$

→ Diện tích cốt thép:

$$A_s = \frac{M}{R_s \times \zeta \times h_0} = \frac{153,186}{280000 \times 0,936 \times 0,61} = 9,58 \times 10^{-4} \text{ (m}^2\text{)} = 958 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{9,58 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,61} \times 100\% = 0,52\% > \mu_{\min} = 0,1\%$$

Chọn $2\phi 25$ có $A_s = 981,8 \text{ (mm}^2\text{)}$

+ Tính toán cốt thép cho gối D với $M = 173,422 \text{ (kN.m)}$:

Do momen tại vị trí gối D nhỏ hơn momen tại vị trí gối C, nên ta lấy cốt thép gối C bố trí cho cốt thép gối D.

Chọn $2\phi 25$ có $A_s = 981,8 \text{ (mm}^2\text{)}$

b) Tính cốt thép chịu mômen dương:

- Lấy giá trị mômen $M = 154,659 \text{ (kN.m)}$ để tính.
- Với mômen dương, bản cánh nằm trong vùng chịu nén.

Tính theo tiết diện chữ T với $h_f = h_s = 10 \text{ cm}$.

- Giả thiết $a = 4 \text{ cm}$, từ đó $h_0 = h - a = 65 - 4 = 61 \text{ (cm)}$.

- Bề rộng cánh đưa vào tính toán : $b_f = b + 2.S_c$

- Giá trị độ vươn của bản cánh S_c không vượt quá trị số bé nhất trong các giá trị sau:

$$+ 1/6 \text{ nhịp của dầm: } \frac{1}{6} \cdot 680 = 113,3 \text{ cm.}$$

Lấy $S_c = 1,0 \text{ m}$. Do đó: $b_f = b + 2 \times S_c = 0,3 + 2 \times 1,0 = 2,3 \text{ m}$.

- Xác định vị trí trục trung hoà:

$$M_f = R_b \times b_f' \times h_f' \times \left(h_0 - \frac{h_f'}{2} \right)$$

$$M_f = 11,5 \times 10^3 \times 2,3 \times 0,1 \times \left(0,61 - \frac{0,1}{2} \right) = 1481,2 \text{ (KN.m)}$$

Có $M_{\max} = 154,659 \text{ (kN.m)} < M_f = 1481,2 \text{ (kN.m)}$. Do đó trục trung hoà đi qua cánh, tính toán theo tiết diện chữ nhật $b = b_f = 23 \text{ cm}$; $h = 65 \text{ cm}$.

$$\text{Ta có: } \alpha_m = \frac{M}{R_b \times b_f' \times h_0^2} = \frac{154,659}{11,5 \times 10^3 \times 2,3 \times 0,61^2} = 0,001 < \alpha_R = 0,418$$

$$\xi = (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,001}) = 0,001$$

$$\zeta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,001 = 0,999$$

→ Diện tích cốt thép:

$$A_s = \frac{M}{R_s \times \zeta \times h_0} = \frac{154,659}{280000 \times 0,999 \times 0,61} = 9,06 \times 10^{-4} \text{ (m}^2\text{)} = 976 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{9,06 \times 10^{-4}}{0,23 \times 0,61} \cdot 100\% = 0,69\% > \mu_{\min} = 0,1\%$$

Chọn $2\phi 25$ có $A_s = 981,8 \text{ (mm}^2\text{)}$

c) Tính toán cốt đai cho dầm:

- Từ bảng tổ hợp nội lực ta chọn ra lực cắt lớn nhất xuất hiện trong dầm:

$$Q_{\max} = -128,564 \text{ (kN)}$$

- Bê tông cấp độ bền B20 có: $R_b = 11,5 \text{ MPa} = 115 \text{ kG/cm}^2$

$$E_b = 2,7 \times 10^4 \text{ MPa} ; R_{bt} = 0,9 \text{ MPa} = 9 \text{ kG/cm}^2$$

- Thép đai nhóm C_I có: $R_{sw} = 175 \text{ MPa} = 1750 \text{ kG/cm}^2$; $E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa}$

$$Q_{b\min} = 0,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 610 = 82350 \text{ (N)} = 82,35 \text{ (kN)}$$

Ta thấy: $Q_{\max} > Q_{b\min} \Rightarrow$ Tính thép đai

$$Q_{bt} = 0,3 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 115 \cdot 30 \cdot 61 = 63135 \text{ (kG)} = 631,35 \text{ (kN)}$$

$$Q_{bt} > Q_{\max}$$

⇒ Đảm bảo khả năng chịu ứng suất nhất chính.

Chọn $\phi 8(\text{mm})$, $n = 2$

Khả năng chịu cắt 1 nhánh đai:

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max}^2}{4,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2} - \frac{q - 0,5P}{0,75} = \frac{128564^2}{4,5 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 610^2} - \frac{13,01 - 0,5 \cdot 1,93}{0,75} = 20,49 (\text{N/mm})$$

$$q_{sw\min} = 0,25 \cdot R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 0,9 \cdot 300 = 67,5 (\text{N/mm})$$

$$q_{swc} = \max(q_{sw} \text{ và } q_{sw\min}) = 67,5 (\text{N/mm})$$

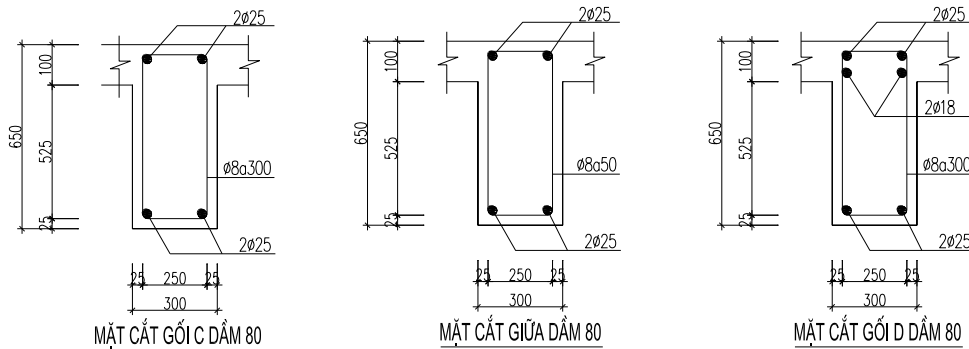
$$S_{tt} = \frac{n \cdot a_{sw} \cdot R_{sw}}{q_{swc}} = \frac{2 \cdot 50 \cdot 3,175}{128,564} = 136,935 (\text{mm})$$

Khoảng cách thép đai

$$S_{\max} = \frac{R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q_{\max}} = \frac{0,9 \cdot 300 \cdot 610^2}{128564} = 781,45 (\text{mm})$$

$$S_{ct} = \frac{3h_0}{4} = \frac{3 \cdot 610}{4} = 457,5 (\text{mm})$$

Chọn $S_{\text{đặt}} < (S_{tt}, S_{\max}, S_{ct}) \Rightarrow S_{\text{đặt}} = 300 (\text{mm})$



3.3. Tính toán cốt thép dầm chính nhịp B - C:

3.3.1. Tính toán cốt thép dọc cho dầm tầng 1 nhịp B - C, phần tử số 49 ($b \times h = 30 \times 65 \text{ cm}$)

Nội lực dầm được xuất ra và tổ hợp ở 3 tiết diện. Trên cơ sở bảng tổ hợp nội lực, ta chọn nội lực nguy hiểm nhất cho dầm để tính toán thép:

- Giữa nhịp BC: $M^+ = 199,264 (\text{kN.m})$;
- Gối B: $M^- = -225,242 (\text{kN.m})$;
- Gối C: $M^- = -28,834 (\text{kN.m})$.

a) Tính cốt thép chịu mômen âm:

Tính theo tiết diện chữ nhật $b \times h = 30 \times 65 \text{ cm}$

Giả thiết $a = 4 \text{ cm} \rightarrow h_0 = h - a = 65 - 4 = 61 (\text{cm})$

+ Tính toán cốt thép cho gối B, với $M = 225,242 (\text{kN.m})$:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \times b \times h_0^2} = \frac{225,242}{11500 \times 0,3 \times 0,61^2} = 0,175 < \alpha_R = 0,418$$

$$\xi = (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,175} = 0,193$$

$$\zeta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,193 = 0,903$$

→ Diện tích cốt thép:

$$A_s = \frac{M}{R_s \times \zeta \times h_0} = \frac{225,242}{280000 \times 0,903 \times 0,61} = 1,46 \times 10^{-3} (m^2) = 1460 (mm^2)$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{1,46 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,61} 100\% = 0,85\% > \mu_{\min} = 0,1\%$$

Chọn 3φ22 + 2φ18 có $A_s = 1649,3 (mm^2)$

+ Tính toán cốt thép cho gối C với $M = 28,834 (kN.m)$:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \times b \times h_0^2} = \frac{28,834}{11500 \times 0,3 \times 0,61^2} = 0,022 < \alpha_R = 0,418$$

$$\xi = (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,022} = 0,022$$

$$\zeta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,022 = 0,989$$

→ Diện tích cốt thép:

$$A_s = \frac{M}{R_s \times \zeta \times h_0} = \frac{28,834}{280000 \times 0,989 \times 0,61} = 1,7 \times 10^{-4} (m^2) = 170 (mm^2)$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{1,83 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,61} 100\% = 0,15\% > \mu_{\min} = 0,1\%$$

Chọn 3φ22 có $A_s = 1140,4 (mm^2)$

b) Tính cốt thép chịu mômen dương:

- Lấy giá trị mômen $M = 199,264 (kN.m)$ để tính.

- Với mômen dương, bản cánh nằm trong vùng chịu nén.

Tính theo tiết diện chữ T với $h_f = h_s = 10 \text{ cm}$.

- Giả thiết $a = 4 \text{ cm}$, từ đó $h_0 = h - a = 65 - 4 = 61 \text{ (cm)}$.

- Bề rộng cánh đưa vào tính toán : $b_f = b + 2 \cdot S_c$

- Giá trị độ vươn của bản cánh S_c không vượt quá trị số bé nhất trong các giá trị sau:

$$+ 1/6 \text{ nhịp của dầm: } \frac{1}{6} \cdot 360 = 60 \text{ cm.}$$

Lấy $S_c = 0,5 \text{ m}$. Do đó: $b_f = b + 2 \cdot S_c = 0,3 + 2 \cdot 0,5 = 1,3 \text{ m}$.

- Xác định vị trí trục trung hoà:

$$M_f = R_b \times b_f' \times h_f' \times (h_0 - \frac{h_f'}{2})$$

$$M_f = 11,5 \times 10^3 \times 1,3 \times 0,1 \times (0,61 - \frac{0,1}{2}) = 837,2 (KN.m)$$

Có $M_{\max} = 199,264$ (kN.m) < $M_f = 837,2$ (kN.m). Do đó trục trung hoà đi qua cánh, tính toán theo tiết diện chữ nhật $b = b_f = 13$ cm; $h = 65$ cm.

$$\text{Ta có: } \alpha_m = \frac{M}{R_b \times b_f' \times h_0^2} = \frac{199,264}{11,5 \times 10^3 \times 1,3 \times 0,61^2} = 0,003 < \alpha_R = 0,418$$

$$\xi = (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,003}) = 0,003$$

$$\zeta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,003 = 0,998$$

→ Diện tích cốt thép:

$$A_s = \frac{M}{R_s \times \zeta \times h_0} = \frac{199,264}{280000 \times 0,998 \times 0,61} = 1,16 \times 10^{-3} (m^2) = 1160 (mm^2)$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{1,16 \times 10^{-3}}{0,13 \times 0,61} \cdot 100\% = 1,57\% > \mu_{\min} = 0,1\%$$

Chọn 3 ϕ 25 có $A_s = 1472,8$ (mm²)

c) Tính toán cốt đai cho dầm:

- Từ bảng tổ hợp nội lực ta chọn ra lực cắt lớn nhất xuất hiện trong dầm:

$$Q_{\max} = -131,145 \text{ (kN)}$$

- Bê tông cấp độ bền B20 có: $R_b = 11,5$ MPa = 115 kG/cm²

$$E_b = 2,7 \times 10^4 \text{ MPa} ; R_{bt} = 0,9 \text{ MPa} = 9 \text{ kG/cm}^2$$

- Thép đai nhóm C_I có: $R_{sw} = 175$ MPa = 1750 kG/cm²; $E_s = 2,1 \times 10^5$ Mpa

$$Q_{b\min} = 0,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 610 = 82350 \text{ (N)} = 82,35 \text{ (kN)}$$

Ta thấy: $Q_{\max} > Q_{b\min} \Rightarrow$ Tính thép đai

$$Q_{bt} = 0,3 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 115 \cdot 30 \cdot 61 = 63135 \text{ (kG)} = 631,35 \text{ (kN)}$$

$$Q_{bt} > Q_{\max}$$

⇒ Đảm bảo khả năng chịu ứng suất nhất chính.

Chọn $\phi 8$ (mm), $n = 2$

Khả năng chịu cắt 1 nhánh đai:

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max}^2}{4,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2} - \frac{q - 0,5P}{0,75} = \frac{131145^2}{4,5 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 610^2} - \frac{17,58 - 0,5 \cdot 2,53}{0,75} = 16,28 \text{ (N/mm)}$$

$$q_{sw\min} = 0,25 \cdot R_{bt} \cdot b = 0,25 \cdot 0,9 \cdot 300 = 67,5 \text{ (N/mm)}$$

$$q_{swc} = \max(q_{sw} \text{ và } q_{sw\min}) = 67,5 \text{ (N/mm)}$$

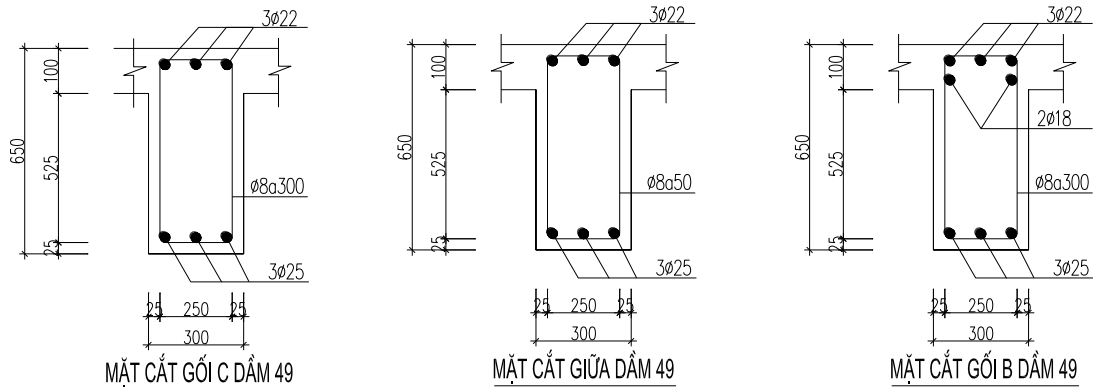
$$S_{tt} = \frac{n \cdot a_{sw} \cdot R_{sw}}{q_{swc}} = \frac{2 \cdot 50 \cdot 3 \cdot 175}{131,145} = 134,24 \text{ (mm)}$$

Khoảng cách thép đai

$$S_{\max} = \frac{R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q_{\max}} = \frac{0,9 \cdot 300 \cdot 610^2}{131145} = 766,075 \text{ (mm)}$$

$$S_{\alpha} = \frac{3h_b}{4} = \frac{3.610}{4} = 457,5(\text{mm})$$

Chọn $S_{\text{đặt}} < (S_{\text{tt}}, S_{\text{max}}, S_{\text{ct}}) \Rightarrow S_{\text{đặt}} = 300 (\text{mm})$



3.3.2. Tính toán cốt thép dọc cho dầm tầng mái nhíp B-C, phần tử 81 ($b \times h = 30 \times 65 \text{ cm}$)

Nội lực dầm được xuất ra và tổ hợp ở 3 tiết diện. Trên cơ sở bảng tổ hợp nội lực, ta chọn nội lực nguy hiểm nhất cho dầm để tính toán thép:

- Giữa nhíp BC: $M^+ = 36,087 (\text{kN.m})$;
- Gối B: $M^- = -54,21 (\text{kN.m})$;
- Gối C: $M^- = -100,349 (\text{kN.m})$.

a) Tính cốt thép chịu mômen âm:

Tính theo tiết diện chữ nhật $b \times h = 30 \times 65 \text{ cm}$

Giả thiết $a = 4 \text{ cm} \rightarrow h_0 = h - a = 65 - 4 = 61 (\text{cm})$

+ Tính toán cốt thép cho gối B, với $M = 54,21 (\text{kN.m})$:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \times b \times h_0^2} = \frac{54,21}{11500 \times 0,3 \times 0,61^2} = 0,042 < \alpha_R = 0,418$$

$$\xi = (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,042} = 0,042$$

$$\zeta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,042 = 0,979$$

→ Diện tích cốt thép:

$$A_s = \frac{M}{R_s \times \zeta \times h_0} = \frac{54,21}{280000 \times 0,979 \times 0,61} = 3,24 \times 10^{-4} (\text{m}^2) = 324 (\text{mm}^2)$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{3,24 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,61} \times 100\% = 0,19\% > \mu_{\min} = 0,1\%$$

Chọn 2ø22 có $A_s = 508,9 (\text{mm}^2)$

+ Tính toán cốt thép cho gối C với $M = 100,349 (\text{kN.m})$:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \times b \times h_0^2} = \frac{100,349}{11500 \times 0,3 \times 0,61^2} = 0,078 < \alpha_R = 0,418$$

$$\xi = (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 1 - \sqrt{1 - 2.0,078} = 0,081$$

$$\zeta = 1 - 0,5.\xi = 1 - 0,5.0,081 = 0,959$$

→ Diện tích cốt thép:

$$A_s = \frac{M}{R_s \times \zeta \times h_0} = \frac{100,349}{280000 \times 0,959 \times 0,61} = 6,12 \times 10^{-4} (m^2) = 612 (mm^2)$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{6,12 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,61} \times 100\% = 0,36\% > \mu_{\min} = 0,1\%$$

Chọn 2φ22 có $A_s = 760,3 (mm^2)$

b) Tính cốt thép chịu mômen dương:

- Lấy giá trị mômen $M = 36,087 (kN.m)$ để tính.

- Với mômen dương, bản cánh nằm trong vùng chịu nén.

Tính theo tiết diện chữ T với $h_f = h_s = 10 \text{ cm}$.

- Giả thiết $a = 4 \text{ cm}$, từ đó $h_0 = h - a = 65 - 4 = 61 (cm)$.

- Bề rộng cánh đưa vào tính toán : $b_f = b + 2.S_c$

- Giá trị độ vươn của bản cánh S_c không vượt quá trị số bé nhất trong các giá trị sau:

$$+ 1/6 \text{ nhịp của dầm: } \frac{1}{6}.360 = 60 \text{ cm}.$$

Lấy $S_c = 0,5 \text{ m}$. Do đó: $b_f = b + 2 \times S_c = 0,3 + 2 \times 0,5 = 1,3 \text{ m}$.

- Xác định vị trí trục trung hoà:

$$M_f = R_b \times b_f \times h_f \times (h_0 - \frac{h_f}{2})$$

$$M_f = 11,5 \times 10^3 \times 1,3 \times 0,1 \times (0,61 - \frac{0,1}{2}) = 837,2 (KN.m)$$

Có $M_{\max} = 36,087 (kN.m) < M_f = 837,2 (kN.m)$. Do đó trục trung hoà đi qua cánh, tính toán theo tiết diện chữ nhật $b = b_f = 13 \text{ cm}$; $h = 65 \text{ cm}$.

$$\text{Ta có: } \alpha_m = \frac{M}{R_b \times b_f \times h_0^2} = \frac{36,087}{11,5 \times 10^3 \times 1,3 \times 0,61^2} = 0,006 < \alpha_R = 0,418$$

$$\xi = (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = (1 - \sqrt{1 - 2.0,006}) = 0,006$$

$$\zeta = 1 - 0,5.\xi = 1 - 0,5.0,006 = 0,997$$

→ Diện tích cốt thép:

$$A_s = \frac{M}{R_s \times \zeta \times h_0} = \frac{36,087}{280000 \times 0,997 \times 0,61} = 2,11 \times 10^{-4} (m^2) = 211,21 (mm^2)$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} \times 100\% = \frac{2,11 \times 10^{-4}}{0,13 \times 0,61} \cdot 100\% = 0,28\% > \mu_{\min} = 0,1\%$$

Chọn 2 ϕ 18 có $A_s = 508,9 (mm^2)$

c) Tính toán cốt đai cho dầm:

- Từ bảng tổ hợp nội lực ta chọn ra lực cắt lớn nhất xuất hiện trong dầm:

$$Q_{\max} = 60,7 (kN)$$

- Bê tông cấp độ bền B20 có: $R_b = 11,5 \text{ MPa} = 115 \text{ kG/cm}^2$

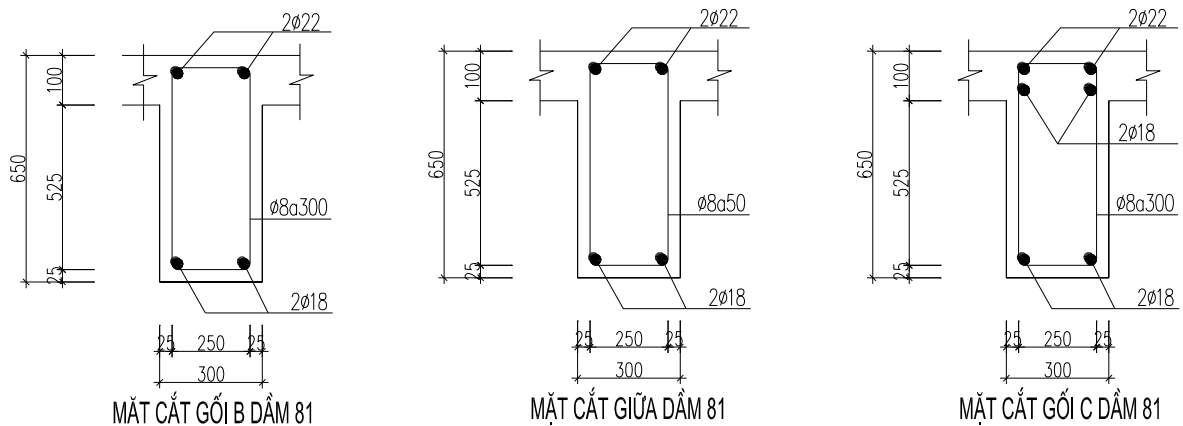
$$E_b = 2,7 \times 10^4 \text{ MPa} ; R_{bt} = 0,9 \text{ MPa} = 9 \text{ kG/cm}^2$$

- Thép đai nhóm C_I có: $R_{sw} = 175 \text{ MPa} = 1750 \text{ kG/cm}^2$; $E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ Mpa}$

$$Q_{b\min} = 0,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 610 = 82350 (N) = 82,35 (kN)$$

Ta thấy: $Q_{\max} < Q_{b\min} \Rightarrow$ Không cần tính thép đai, ta bố trí thép đai theo cấu tạo.

Chọn $\phi 8a300$



Do nhịp D-E có giá trị nội lực nhỏ hơn nhịp B-C nên ta bố trí cốt thép dầm nhịp D-E tương tự dầm nhịp B-C. Tương tự, ta bố trí cốt thép dầm nhịp E-F giống thép dầm nhịp C-D.

CHƯƠNG 4 : **THIẾT KẾ CỘT KHUNG TRỤC 3**

4.1. Vật liệu sử dụng:

- Bê tông cấp độ bền B20: $R_b = 11,5 \text{ MPa}$

$$R_{bt} = 0,9 \text{ MPa}$$

- Cốt thép nhóm C_I : $R_s = 225 \text{ MPa}$, $R_{sw} = 175 \text{ MPa}$.

- Cốt thép nhóm C_{II} : $R_s = 260 \text{ MPa}$, $R_{sw} = 225 \text{ MPa}$.

- Tra bảng phụ lục với bê tông B20, $\gamma_{b2} = 1$;

$$\text{Thép C}_I : \alpha_R = 0,645; \xi_R = 0,437$$

$$\text{Thép C}_{II} : \alpha_R = 0,429; \xi_R = 0,623$$

4.2.. Tính toán cốt thép cột:

Ta chỉ cần tính cốt thép cột trục D, F còn lại lấy cốt thép cột trục B theo cốt thép trục F và trục E, C theo trục D.

4.2.1. Tính cột trục F

4.2.1.1. Phần tử 1, tầng trệt: (kích thước 40x55x367,5 cm)

- Cột có tiết diện $b \times h = 40 \times 55 \text{ cm}$ với chiều cao là : 3,675m.

⇒ chiều dài tính toán: $l_0 = 0,7 \times H = 0,7 \times 3,675 = 2,57 \text{ m} = 257 \text{ cm}$.

- Độ mảnh $\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{257}{40} = 6,425 < 8$ nên ta bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc.

- Lấy hệ số ảnh hưởng của uốn dọc: $\eta = 1$.

- Độ lệch tâm ngẫu nhiên:

$$e_a = \max\left(\frac{1}{600} H; \frac{1}{30} h_c\right) = \max\left(\frac{367,5}{600}; \frac{55}{30}\right) = 1,83 \text{ (cm)}.$$

- Từ bảng tổ hợp ta chọn ra cặp nội lực nguy hiểm nhất:

+ Cặp 1 ($M_{\max} = e_{0\max}$) = 216,113 (kN.m) ; $N = 4143,88 \text{ (kN)}$

+ Cặp 2 (N_{\max}): $M = 198,022 \text{ (kN.m)}$; $N = 4342,34 \text{ (kN)}$

- Ta tính toán cột theo phương pháp tính cốt thép đối xứng.

- Giả thiết chiều dày lớp bảo vệ cốt thép chọn $a = a' = 4 \text{ cm}$

$$h_0 = h - a = 55 - 4 = 51 \text{ cm};$$

$$Z_a = h_0 - a = 51 - 4 = 47 \text{ cm};$$

***Tính với cặp 1**: $M = 216,113 \text{ (kN.m)}$

$$N = 4143,88 \text{ (kN)}$$

+ Độ lệch tâm ban đầu: $e_1 = \frac{M}{N} = \frac{216,113}{4143,88} = 0,052 \text{ (m)} = 5,2 \text{ (cm)}$

+ $e_0 = \max(e_1, e_a) = \max(5; 1,83) = 5,2 \text{ (cm)}$

+ Độ lệch tâm $e = \eta \cdot e_0 + 0,5 \cdot h - a = 1,5 \cdot 5,2 + 0,5 \cdot 55 - 4 = 28,7 \text{ (cm)}$.

+ Chiều cao vùng nén: $x = \frac{N}{R_b \cdot b} = \frac{4143,88}{11500 \times 0,4} = 0,9(m) = 90(\text{cm})$

+ Bê tông B20, thép C_{II} -> $\alpha_R = 0.429$, $\xi_R = 0,623 \Rightarrow \xi_R \cdot h_0 = 0,623 \times 51 = 31,773 (\text{cm})$.

+ Xảy ra trường hợp nén lệch tâm bé $x = 90 (\text{cm}) > \xi_R \cdot h_0 = 31,773 (\text{cm})$.

+ Xác định lại x theo công thức: $x = \frac{[(1 - \xi_R) \times \gamma_a \times n + 2 \times \xi_R (n \times \varepsilon - 0.48)] \times h_0}{(1 - \xi_R) \times \gamma_a + 2(n \times \varepsilon - 0.48)}$

Với: $n = \frac{N}{R_b \cdot b \cdot x \cdot h_0} = \frac{4143,88}{11500 \cdot 0,4 \cdot 0,51} = 1,766$

$\varepsilon = \frac{e_0}{h_0} = 5,2/51 = 0,102$

$\gamma_a = \frac{Z_a}{h_0} = 47/51 = 0,92$

$x = \frac{[(1 - 0,623) \cdot 0,92 \cdot 1,766 + 2 \cdot 0,623 \cdot (1,766 \cdot 0,102 - 0.48)] \cdot 0,51}{(1 - 0,623) \cdot 0,92 + 2 \cdot (1,766 \cdot 0,102 - 0.48)} = 0,44(m)$

$A_s' = \frac{N \cdot e - R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x)}{R_{sc} \cdot Z_a}$
 $= \frac{4143,88 \cdot 0,287 - 11500 \cdot 0,4 \cdot 0,44 \cdot (0,51 - 0,5 \cdot 0,44)}{280000 \cdot 0,47} = 0,0025(m^2)$

$A_s = A_s' = 0,0025 (m^2) = 2500 (mm^2)$

Tính toán tương tự cho cặp 2 ta có bảng sau:

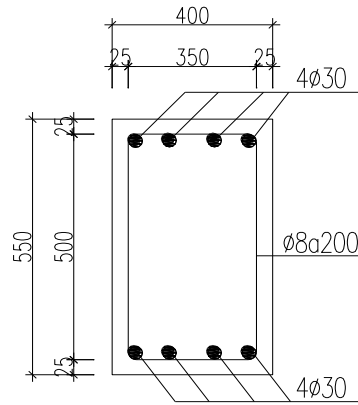
M (kN.m)	N (kN)	e ₀ (m)	e (m)	x (m)	ξ _R	n	ε	γ _a	x (m)	A' _s (m ²)
216,113	4143,88	0,052	0,287	0,9	0,623	1,766	0,102	0,92	0,44	0,0025
198,022	4342,34	0,04	0,279	0,94	0,623	1,85	0,086	0,92	0,45	0,0024

Nhận xét :

-Cặp nội lực M = 216,113 (kN.m) và N = 4143,88 (kN) cần lượng thép lớn nhất. Vậy ta bố trí thép cột theo $A_s' = A_s = 0,0025(m^2) = 2500(mm^2)$.

Chọn 4φ30 có A_s = 2827,4 (mm²)

Có $\mu_t = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{0,0025}{0,4 \cdot 0,51} \cdot 100\% = 1,22\% > \mu_{\min} = 0,2\%$



MẶT CẮT CỘT 1 TRỤC F

4.2.1.2. Phần tử 16, tầng 3: (kích thước 40x35x330 cm)

- Cột có tiết diện $b \times h = (40 \times 35)$ cm với chiều cao là : 3,3m.

\Rightarrow chiều dài tính toán: $l_0 = 0,7 \times H = 0,7 \times 3,3 = 2,31 \text{ m} = 231 \text{ cm}$.

- Độ mảnh $\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{231}{35} = 6,6 < 8$ nên ta bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc.

- Lấy hệ số ảnh hưởng của uốn dọc: $\eta = 1$.

- Độ lệch tâm ngẫu nhiên:

$$e_a = \max\left(\frac{1}{600} H; \frac{1}{30} h_c\right) = \max\left(\frac{330}{600}; \frac{35}{30}\right) = 1,16 \text{ (cm)}.$$

- Từ bảng tổ hợp ta chọn ra cặp nội lực nguy hiểm nhất:

+ Cặp 1 (M_{\max}): $M = 194,242 \text{ (kN.m)}$; $N = 2655,65 \text{ (kN)}$

+ Cặp 2 (N_{\max}): $M = 175,952 \text{ (kN.m)}$; $N = 2668,11 \text{ (kN)}$

+ Cặp 3 ($e_{0\max}$): $M = 182,424 \text{ (kN.m)}$; $N = 2430,57 \text{ (kN)}$

- Ta tính toán cột theo phương pháp tính cột thép đối xứng.

- Giả thiết chiều dày lớp bảo vệ cột thép chọn $a = a' = 4 \text{ cm}$

$$h_0 = h - a = 35 - 4 = 31 \text{ cm};$$

$$Z_a = h_0 - a = 31 - 4 = 27 \text{ cm};$$

***Tính với cặp 1:** $M = 194,242 \text{ (kN.m)}$

$$N = 2655,65 \text{ (kN)}$$

$$+ \text{Độ lệch tâm ban đầu: } e_1 = \frac{M}{N} = \frac{194,242}{2655,65} = 0,073 \text{ m} = 7,3 \text{ cm}$$

$$+ e_0 = \max(e_1, e_a) = \max(7,3; 1,16) = 7,3 \text{ cm}.$$

$$+ \text{Độ lệch tâm } e = \eta \cdot e_0 + 0,5 \cdot h - a = 1 \cdot 7,3 + 0,5 \cdot 35 - 4 = 20,8 \text{ (cm)}.$$

$$+ \text{Chiều cao vùng nén: } x = \frac{N}{R_b \cdot b} = \frac{2655,65}{11500 \times 0,4} = 0,57 \text{ (m)}$$

+ Bê tông B20, thép C_{II} $\rightarrow \alpha_R = 0,429$, $\xi_R = 0,623 \Rightarrow \xi_R \cdot h_0 = 0,623 \times 31 = 19,313 \text{ (cm)}$.

+ Xảy ra trường hợp nén lệch tâm bé $x = 57 \text{ (cm)} > \xi_R \cdot h_0 = 19,313 \text{ (cm)}$.

$$+ \text{Xác định lại } x \text{ theo công thức: } x = \frac{[(1 - \xi_R) \times \gamma_a \times n + 2 \times \xi_R (n \times \varepsilon - 0.48)] \times h_0}{(1 - \xi_R) \times \gamma_a + 2(n \times \varepsilon - 0.48)}$$

$$\text{Với: } n = \frac{N}{R_b \cdot b \cdot x \cdot h_0} = \frac{2655,65}{11500 \cdot 0,4 \cdot 0,31} = 1,862$$

$$\varepsilon = \frac{e_0}{h_0} = 7,3/31 = 0,235$$

$$\gamma_a = \frac{Z_a}{h_0} = 27/31 = 0,87$$

$$x = \frac{[(1 - 0,623) \cdot 0,87 \cdot 1,862 + 2 \cdot 0,623 \cdot (1,862 \cdot 0,235 - 0.48)] \cdot 0,31}{(1 - 0,623) \cdot 0,87 + 2 \cdot (1,862 \cdot 0,235 - 0.48)} = 0,71(m)$$

$$A_s' = \frac{N \cdot e - R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x)}{R_{sc} \cdot Z_a}$$

$$= \frac{2655,65 \cdot 0,208 - 11500 \cdot 0,4 \cdot 0,71 \cdot (0,31 - 0,5 \cdot 0,71)}{280000 \cdot 0,27} = 0,0019(m^2)$$

$$A_s = A_s' = 0,0019 (m^2) = 1900 (mm^2)$$

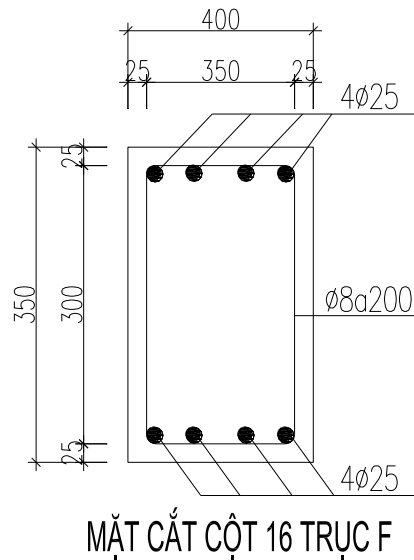
Tính toán tương tự cho cặp 2 ta có bảng sau

M (kN.m)	N (kN)	e ₀ (m)	e (m)	x (m)	ξ _R	n	ε	γ _a	x(m)	A _s ' (m ²)
194,242	2655,65	0,073	0,208	0,57	0,623	1,862	0,235	0,87	0,71	0,0019
175,952	2668,11	0,066	0,201	0,58	0,623	1,86	0,213	0,87	0,22	0,0017
182,424	2430,57	0,075	0,31	0,52	0,623	1,7	0,147	0,87	0,41	0,0015

Nhận xét :

-Cặp nội lực M =194,242(kN.m) và N = 2655,65(kN) cần lượng thép lớn nhất. Vậy ta bố trí thép cột theo A_s' = A_s = 0,0019(m²) = 1900(mm²) .

Chọn 4φ25 có A_s = 1963,5 (mm²)



4.2.1.3. Phần tử 31, tầng 8: (kích thước 40x22x330 cm)

- Cột có tiết diện $b \times h = 40 \times 22 \text{ cm}$ với chiều cao là : 3,3m.

\Rightarrow chiều dài tính toán: $l_0 = 0,7 \times H = 0,7 \times 3,3 = 2,31 \text{ m} = 231 \text{ cm}$.

- Độ mảnh $\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{231}{22} = 10,5 > 8$ nên ta xét ảnh hưởng của uốn dọc.

- Độ lệch tâm ngẫu nhiên:

$$e_a = \max\left(\frac{1}{600} H; \frac{1}{30} h_c\right) = \max\left(\frac{330}{600}; \frac{22}{30}\right) = 0,73 \text{ (cm)}.$$

- Từ bảng tổ hợp ta chọn ra cặp nội lực nguy hiểm nhất:

+ Cặp 1 ($M_{\max} = N_{\max}$) = 96,22 (kN.m) ; $N = 1101,99$ (kN)

+ Cặp 2 ($e_{0\max}$): $M = 92,78$ (kN.m) ; $N = 1003,891$ (kN)

- Ta tính toán cột theo phương pháp tính cột thép đối xứng.

- Giả thiết chiều dày lớp bảo vệ cốt thép chọn $a = a' = 4 \text{ cm}$

$$h_0 = h - a = 22 - 4 = 18 \text{ cm};$$

$$Z_a = h_0 - a = 18 - 4 = 14 \text{ cm};$$

***Tính với cặp 1:** $M = 96,22$ (kN.m)

$$N = 1101,99 \text{ (kN)}$$

$$+ \text{Độ lệch tâm ban đầu: } e_1 = \frac{M}{N} = \frac{96,22}{1101,99} = 0,087 \text{ (m)} = 8,7 \text{ (cm)}$$

$$+ e_0 = \max(e_1, e_a) = \max(8,7; 0,73) = 8,7 \text{ (cm)}$$

Tính lực dọc tới hạn :

$$N_{cr} = \frac{2,5 \cdot \Theta \cdot E_b \cdot J_b}{l_0^2}$$

$$\text{Trong đó : } \Theta = \frac{0,2 \cdot e_0 + 1,05 \cdot h}{1,05 \cdot e_0 + h} = \frac{0,2 \cdot 8,7 + 1,05 \cdot 22}{1,05 \cdot 8,7 + 22} = 0,797$$

$$J_b = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{40 \cdot 22^3}{12} = 1613,3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$\rightarrow N_{cr} = \frac{2,5 \cdot 0,797 \cdot 27 \cdot 10^4 \cdot 1613,3}{231^2} = 16264,97 \text{ (daN)}$$

$$\rightarrow \eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1101,99}{1626,497}} = 1,12$$

+ Độ lệch tâm $e = \eta \cdot e_0 + 0,5 \cdot h - a = 1,12 \cdot 8,7 + 0,5 \cdot 22 - 4 = 16,74 \text{ (cm)}$.

+ Chiều cao vùng nén: $x = \frac{N}{R_b \cdot b} = \frac{1101,99}{11500 \times 0,4} = 0,23 \text{ (m)} = 23 \text{ (cm)}$

+ Bê tông B20, thép CII $\rightarrow \alpha_R = 0,429, \xi_R = 0,623 \Rightarrow \xi_R \cdot h_0 = 0,623 \times 18 = 11,214 \text{ (cm)}$.

+ Xảy ra trường hợp nén lệch tâm bé $x = 23 \text{ (cm)} > \xi_R \cdot h_0 = 11,214 \text{ (cm)}$.

+ Xác định lại x theo công thức: $x = \frac{[(1 - \xi_R) \times \gamma_a \times n + 2 \times \xi_R (n \times \varepsilon - 0,48)] \times h_0}{(1 - \xi_R) \times \gamma_a + 2(n \times \varepsilon - 0,48)}$

Với: $n = \frac{N}{R_b \cdot b \cdot x \cdot h_0} = \frac{1101,99}{11500 \cdot 0,4 \cdot 0,18} = 1,33$

$$\varepsilon = \frac{e_0}{h_0} = 8,7/18 = 0,483$$

$$\gamma_a = \frac{Z_a}{h_0} = 14/18 = 0,77$$

$$x = \frac{[(1 - 0,623) \cdot 0,77 \cdot 1,33 + 2 \cdot 0,623 \cdot (1,33 \cdot 0,483 - 0,48)] \cdot 0,18}{(1 - 0,623) \cdot 0,77 + 2 \cdot (1,33 \cdot 0,483 - 0,48)} = 0,189 \text{ (m)}$$

$$A_s' = \frac{N \cdot e - R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x)}{R_{sc} \cdot Z_a}$$

$$= \frac{1101,99 \cdot 0,167 - 11500 \cdot 0,4 \cdot 0,189 \cdot (0,18 - 0,5 \cdot 0,18)}{280000 \cdot 0,14} = 0,0026 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$A_s = A_s' = 0,0025 \text{ (m}^2\text{)} = 2600 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Tính toán tương tự cho cặp 2 ta có bảng sau:

M (kN.m)	N (kN)	e ₀ (m)	e (m)	x (m)	ξ _R	n	ε	γ _a	x (m)	A _s ' (m ²)
96,22	1101,99	0,087	0,167	0,23	0,623	1,33	0,483	0,77	0,189	0,0014
92,78	1003,891	0,092	0,205	0,21	0,623	1,21	0,511	0,77	0,11	0,0014

Nhận xét :

-Cặp nội lực M = 96,22 (kN.m) và N = 1101,99 (kN) cần lượng thép lớn nhất. Vậy ta bố trí thép cột theo $A_s' = A_s = 0,0014 \text{ (m}^2\text{)} = 1400 \text{ (mm}^2\text{)}$.

Chọn 4φ22 có $A_s = 1520,5 \text{ (mm}^2\text{)}$

$$\text{Có } \mu_t = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{0,0014}{0,4 \cdot 0,51} \cdot 100\% = 1,22\% > \mu_{\min} = 0,2\%$$

4.2.2. Tính cột trục D

4.2.2.1. Phần tử 3, tầng trệt: (kích thước 40x65x367,5 cm)

- Cột có tiết diện $b \times h = (40 \times 65)$ cm với chiều cao là : 3,3m.

\Rightarrow chiều dài tính toán: $l_0 = 0,7 \times H = 0,7 \times 3,3 = 2,31 \text{ m} = 231 \text{ cm}$.

- Độ mảnh $\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{231}{65} = 3,55 < 8$ nên ta bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc.

- Lấy hệ số ảnh hưởng của uốn dọc: $\eta = 1$.

- Độ lệch tâm ngẫu nhiên:

$$e_a = \max\left(\frac{1}{600} H; \frac{1}{30} h_c\right) = \max\left(\frac{367,5}{600}; \frac{65}{30}\right) = 2,1 \text{ (cm)}.$$

- Từ bảng tổ hợp ta chọn ra cặp nội lực nguy hiểm nhất:

+ Cặp 1 ($M_{\max} = e_{0\max}$): $M = 222,817 \text{ (kN.m)}$; $N = 4239,13 \text{ (kN)}$

+ Cặp 2 (N_{\max}): $M = 80,98 \text{ (kN.m)}$; $N = 5021,7 \text{ (kN)}$

+ Cặp 1 ($e_{0\max}$): $M = 220,453 \text{ (kN.m)}$; $N = 3951,62 \text{ (kN)}$

- Ta tính toán cột theo phương pháp tính cốt thép đối xứng.

- Giả thiết chiều dày lớp bảo vệ cốt thép chọn $a = a' = 4$ cm

$$h_0 = h - a = 65 - 4 = 61 \text{ cm};$$

$$Z_a = h_0 - a = 61 - 4 = 57 \text{ cm};$$

***Tính với cặp 1:** $M = 222,817 \text{ (kN.m)}$

$$N = 4239,13 \text{ (kN)}$$

$$+ \text{Độ lệch tâm ban đầu: } e_1 = \frac{M}{N} = \frac{222,817}{4239,13} = 0,052 \text{ m} = 5,2 \text{ cm} .$$

$$+ e_0 = \max(e_1, e_a) = \max(5,2; 2,1) = 5,2 \text{ cm}.$$

$$+ \text{Độ lệch tâm } e = \eta \cdot e_0 + 0,5 \cdot h - a = 1 \cdot 5,2 + 0,5 \cdot 65 - 4 = 33,7 \text{ (cm)}.$$

+ Chiều cao vùng nén: $x = \frac{N}{R_b \cdot b} = \frac{4239,13}{11500 \times 0,4} = 0,92(m)$

+ Bê tông B20, thép CII $\rightarrow \alpha_R = 0.429, \xi_R = 0,623 \Rightarrow \xi_R \cdot h_0 = 0,623 \times 61 = 38 (cm)$.

+ Xảy ra trường hợp nén lệch tâm bé $x = 92 (cm) > \xi_R \cdot h_0 = 38 (cm)$.

+ Xác định lại x theo công thức: $x = \frac{[(1 - \xi_R) \times \gamma_a \times n + 2 \times \xi_R (n \times \varepsilon - 0.48)] \times h_0}{(1 - \xi_R) \times \gamma_a + 2(n \times \varepsilon - 0.48)}$

Với: $n = \frac{N}{R_b \cdot b \cdot x \cdot h_0} = \frac{4239,13}{11500 \cdot 0,4 \cdot 0,61} = 1,51$

$\varepsilon = \frac{e_0}{h_0} = 5,2/61 = 0,08$

$\gamma_a = \frac{Z_a}{h_0} = 57/61 = 0,93$

$x = \frac{[(1 - 0,623) \cdot 0,93 \cdot 0,151 + 2 \cdot 0,623 \cdot (1,51 \cdot 0,08 - 0,48)] \cdot 0,61}{(1 - 0,623) \cdot 0,93 + 2 \cdot (1,51 \cdot 0,08 - 0,48)} = 0,65(m)$

$A_s' = \frac{N \cdot e - R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x)}{R_{sc} \cdot Z_a}$
 $= \frac{4239,16 \cdot 0,337 - 11500 \cdot 0,4 \cdot 0,65 \cdot (0,61 - 0,5 \cdot 0,61)}{280000 \cdot 0,57} = 0,0027(m^2)$

$A_s = A_s' = 0,0027 (m^2) = 2700 (mm^2)$

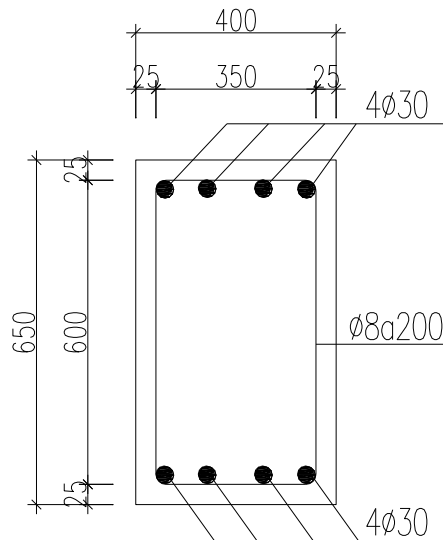
Tính toán tương tự cho cặp 2 và 3 ta có bảng sau

M (kN.m)	N (kN)	e ₀ (m)	e (m)	x (m)	ξ _R	n	ε	γ _a	x (m)	A' _s (m ²)
222,817	4239,13	0,052	0,337	0,92	0,623	1,51	0,08	0,93	0,65	0,0027
80,98	5021,7	0,022	0,307	1,09	0,623	1,78	0,036	0,93	0,59	0,0023
220,453	3951,62	0,056	0,341	0,85	0,623	1,4	0,092	0,93	0,54	0,0026

Nhận xét :

-Cặp nội lực M = 222,817(kN.m) và N = 4239,13(kN) cần lượng thép lớn nhất. Vậy ta bố trí thép cột theo $A_s' = A_s = 0,0027(m^2) = 2700(mm^2)$.

Chọn 4φ30 có $A_s = 2827,4 (mm^2)$



MẶT CẮT CỘT 3 TRỤC D

4.2.2.2. Phần tử 18, tầng 3: (kích thước 40x45x330 cm)

- Cột có tiết diện $b \times h = (40 \times 45)$ cm với chiều cao là : 3,3m.

\Rightarrow chiều dài tính toán: $l_0 = 0,7 \times H = 0,7 \times 3,3 = 2,31 \text{ m} = 231 \text{ cm}$.

- Độ mảnh $\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{231}{40} = 5,775 < 8$ nên ta bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc.

- Lấy hệ số ảnh hưởng của uốn dọc: $\eta = 1$.

- Độ lệch tâm ngẫu nhiên:

$$e_a = \max\left(\frac{1}{600} H; \frac{1}{30} h_c\right) = \max\left(\frac{330}{600}; \frac{45}{30}\right) = 1,5 \text{ (cm)}.$$

- Từ bảng tổ hợp ta chọn ra cặp nội lực nguy hiểm nhất:

+ Cặp 1 (M_{\max}): $M = 224,16$ (kN.m) ; $N = 3061,97$ (kN)

+ Cặp 2 (N_{\max}): $M = 148,597$ (kN.m); $N = 3102,63$ (kN)

+ Cặp 3 ($e_{0\max}$): $M = 219,35$ (kN.m) ; $N = 2735,21$ (kN)

- Ta tính toán cột theo phương pháp tính cốt thép đối xứng.

- Giả thiết chiều dày lớp bảo vệ cốt thép chọn $a = a' = 4$ cm

$$h_0 = h - a = 45 - 4 = 41 \text{ cm};$$

$$Z_a = h_0 - a = 41 - 4 = 37 \text{ cm};$$

***Tính với cặp 1:** $M = 224,16$ (kN.m)

$$N = 3061,97 \text{ (kN)}$$

$$+ \text{Độ lệch tâm ban đầu: } e_1 = \frac{M}{N} = \frac{224,16}{3061,07} = 0,07 \text{ m} = 7 \text{ cm}$$

$$+ e_0 = \max(e_1, e_a) = \max(7; 1,5) = 7 \text{ cm}.$$

$$+ \text{Độ lệch tâm } e = \eta \cdot e_0 + 0,5 \cdot h - a = 1 \cdot 7 + 0,5 \cdot 45 - 4 = 25,5 \text{ (cm)}.$$

$$+ \text{Chiều cao vùng nén: } x = \frac{N}{R_b \cdot b} = \frac{3061,97}{11500 \times 0,4} = 0,66 \text{ (m)}$$

+ Bê tông B20, thép C_{II} -> $\alpha_R = 0.429$, $\xi_R = 0,623 \Rightarrow \xi_R \cdot h_0 = 0,623 \times 41 = 25,54$ (cm).

+ Xảy ra trường hợp nén lệch tâm thông thường $x = 66$ (cm) < $\xi_R \cdot h_0 = 25,54$ (cm).

$$A_s = \frac{N \cdot e - R_b \cdot b \cdot x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)}{R_{sc} Z_a}$$

$$= \frac{3061,07 \cdot 0,255 - 11500 \cdot 0,4 \cdot 0,66 \cdot \left(0,61 - \frac{0,66}{2} \right)}{280000 \times 0,57} = 0,00043 (m^2)$$

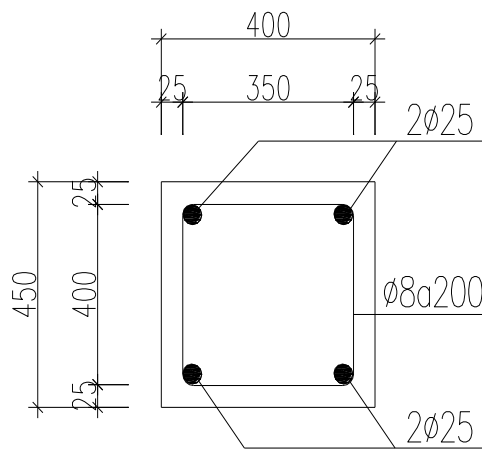
Tương tự tính toán cho cặp 2 và 3 ta được bảng sau:

M (kN.m)	N (kN)	e ₀ (m)	e (m)	x (m)	A' _s (m ²)
224,16	3061,97	0,07	0,255	0,66	0,00043
148,597	3102,63	0,04	0,233	0,34	0,00033
219,35	2735,21	0,08	0,265	0,03	0,00034

Nhận xét :

-Cặp nội lực M =224,16(kN.m) và N = 3061,97(kN) cần lượng thép lớn nhất. Vậy ta bố trí thép cột theo $A'_s = A_s = 0,00043(m^2) = 430(mm^2)$.

Chọn 2φ25 có A_s = 981,8 (mm²)



MẶT CẮT CỘT 3 TRỤC D

4.2.2.3. Phần tử 33, tầng 6: (kích thước 40x25x330 cm)

- Cột có tiết diện b x h = (40 x 25) cm với chiều cao là : 3,3m.

⇒ chiều dài tính toán: $l_0 = 0,7 \times H = 0,7 \times 3,3 = 2,31$ m = 231 cm.

- Độ mảnh $\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{231}{25} = 9,24 > 8$ nên ta xét ảnh hưởng của uốn dọc.

- Độ lệch tâm ngẫu nhiên:

$$e_a = \max\left(\frac{1}{600}H; \frac{1}{30}h_c\right) = \max\left(\frac{330}{600}; \frac{25}{30}\right) = 0,83 \text{ (cm)}.$$

- Từ bảng tổ hợp ta chọn ra cặp nội lực nguy hiểm nhất:

+ Cặp 1 (M_{\max}) = 79,55 (kN.m) ; $N = 1461,69$ (kN)

+ Cặp 2 (N_{\max}) = 74,09 (kN.m) ; $N = 1470,59$ (kN)

+ Cặp 3 ($e_{0\max}$): $M = 79,19$ (kN.m) ; $N = 1316,1$ (kN)

- Ta tính toán cột theo phương pháp tính cột thép đối xứng.

- Giả thiết chiều dày lớp bảo vệ cột thép chọn $a = a' = 4\text{cm}$

$$h_0 = h - a = 25 - 4 = 21 \text{ cm};$$

$$Z_a = h_0 - a = 21 - 4 = 17 \text{ cm};$$

***Tính với cặp 1:** $M = 79,55$ (kN.m)

$$N = 1461,69 \text{ (kN)}$$

+ Độ lệch tâm ban đầu: $e_1 = \frac{M}{N} = \frac{79,55}{1461,69} = 0,054 \text{ (m)} = 5,4 \text{ (cm)}$

+ $e_0 = \max(e_1, e_a) = \max(5,4; 0,83) = 5,4 \text{ (cm)}$

Tính lực dọc tới hạn :

$$N_{cr} = \frac{2,5 \cdot \theta \cdot E_b \cdot J_b}{l_0^2}$$

Trong đó : $\theta = \frac{0,2 \cdot e_0 + 1,05 \cdot h}{1,05 \cdot e_0 + h} = \frac{0,2 \cdot 5,4 + 1,05 \cdot 25}{1,05 \cdot 5,4 + 25} = 0,891$

$$J_b = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{40 \cdot 25^3}{12} = 2083,3 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$\rightarrow N_{cr} = \frac{2,5 \cdot 0,891 \cdot 27 \cdot 10^4 \cdot 2083,3}{231^2} = 23480,6 \text{ (daN)}$$

$$\rightarrow \eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1461,69}{23480,6}} = 1,19$$

+ Độ lệch tâm $e = \eta \cdot e_0 + 0,5 \cdot h - a = 1,19 \cdot 5,4 + 0,5 \cdot 25 - 4 = 14,926 \text{ (cm)}$.

+ Chiều cao vùng nén: $x = \frac{N}{R_b \cdot b} = \frac{1461,69}{11500 \times 0,4} = 0,31 \text{ (m)} = 31 \text{ (cm)}$

+ Bê tông B20, thép CII $\rightarrow \alpha_R = 0,429$, $\xi_R = 0,623 \Rightarrow \xi_R \cdot h_0 = 0,623 \times 21 = 13,083 \text{ (cm)}$.

+ Xảy ra trường hợp nén lệch tâm bé $x = 31 \text{ (cm)} > \xi_R \cdot h_0 = 13,083 \text{ (cm)}$.

+ Xác định lại x theo công thức: $x = \frac{[(1 - \xi_R) \times \gamma_a \times n + 2 \times \xi_R (n \times \varepsilon - 0,48)] \times h_0}{(1 - \xi_R) \times \gamma_a + 2(n \times \varepsilon - 0,48)}$

Với: $n = \frac{N}{R_b \cdot b \cdot x \cdot h_0} = \frac{1461,69}{11500 \cdot 0,4 \cdot 0,21} = 1,51$

$$\varepsilon = \frac{e_0}{h_0} = \frac{5,4}{21} = 0,257$$

$$\gamma_a = \frac{Z_a}{h_0} = 17/21 = 0,8$$

$$x = \frac{[(1 - 0,623) \cdot 0,8 \cdot 1,51 + 2 \cdot 0,623 \cdot (1,51 \cdot 0,257 - 0,48)] \cdot 0,21}{(1 - 0,623) \cdot 0,8 + 2 \cdot (1,51 \cdot 0,257 - 0,48)} = 0,6(m)$$

$$A_s' = \frac{N \cdot e - R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x)}{R_{sc} \cdot Z_a}$$

$$= \frac{1461,69 \cdot 0,14 - 11500 \cdot 0,4 \cdot 0,6 \cdot (0,21 - 0,5 \cdot 0,6)}{280000 \cdot 0,17} = 0,00019(m^2)$$

$$A_s = A_s' = 0,00019(m^2) = 190(mm^2)$$

Tính toán tương tự cho cặp 2 ta có bảng sau:

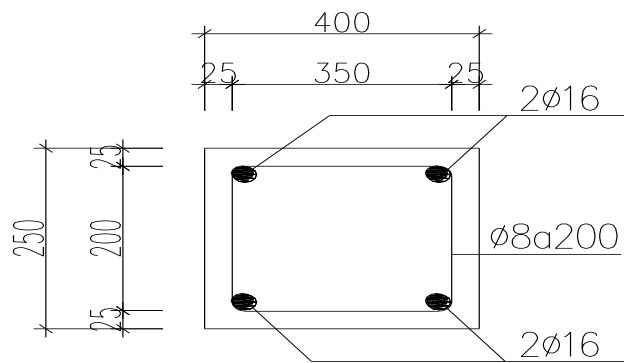
M (kN.m)	N (kN)	e ₀ (m)	e (m)	x (m)	ξ _R	n	ε	γ _a	x(m)	A _s ' (m ²)
79,55	1461,69	0,054	0,149	0,31	0,623	1,51	0,257	0,8	0,6	0,00019
74,09	1470,59	0,05	0,153	0,31	0,623	1,52	0,238	0,8	0,5	0,00017
79,19	1316,1	0,06	0,165	0,28	0,623	1,36	0,286	0,8	0,4	0,0015

Nhận xét :

-Cặp nội lực M =79,55 (kN.m) và N = 1461,69 (kN) cần lượng thép lớn nhất. Vậy ta bố trí thép cột theo A_s' = A_s = 0,00026(m²) = 190(mm²) .

Chọn 2φ16 có A_s = 402,1 (mm²)

$$\text{Có } \mu_t = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{0,00019}{0,4 \cdot 0,21} \cdot 100\% = 0,22\% > \mu_{\min} = 0,1\%$$



MẶT CẮT CỘT 33 TRỤC D

4.2.3. Tính toán cốt thép đai cho cột

Cốt đai ngang chỉ đặt cấu tạo nhằm đảm bảo giữ ổn định cho cốt thép dọc, tạo thành khung và giữ vị trí của thép dọc khi đổ bê tông:

+ Đường kính cốt đai lấy như sau:

$$\phi_d \max\left(\frac{1}{4} \phi_{\max}; 5 \text{ mm}\right) = \max\left(\frac{1}{4} \cdot 30; 5 \text{ mm}\right) = \max(7.5; 5) \text{ mm}.$$

→ Chọn cốt đai có đường kính $\varnothing 8$.

+ Khoảng cách giữa các cốt đai được bố trí theo cấu tạo :

- Trên chiều dài cột:

$$a_d \leq \min(15\phi_{\min}, b, 500) = \min(160; 400; 500)$$

→ Chọn $a_d = 200 \text{ mm}$.

- Trong đoạn nối cốt thép dọc bố trí cốt đai:

$$a_d \leq 10\phi_{\min} = 160 \text{ mm}. \rightarrow \text{Chọn } a_d = 160 \text{ mm}.$$

CHƯƠNG 5 :
THIẾT KẾ SÀN TẦNG 3

5.1. Cơ sở tính toán

Nội lực trong các ô bản tính theo sơ đồ khớp dẻo. Dựa vào kích thước các cạnh của bản sàn trên mặt bằng kết cấu ta phân các ô sàn ra làm 2 loại:

- Các ô sàn có số các cạnh $l_d/l_n \leq 2 \Rightarrow$ ô sàn làm việc theo 2 phương (thuộc loại bản kê 4 cạnh).
- Các ô sàn có số các cạnh $l_d/l_n > 2 \Rightarrow$ ô sàn làm việc theo một phương (thuộc bản loại dầm).

Ta có:

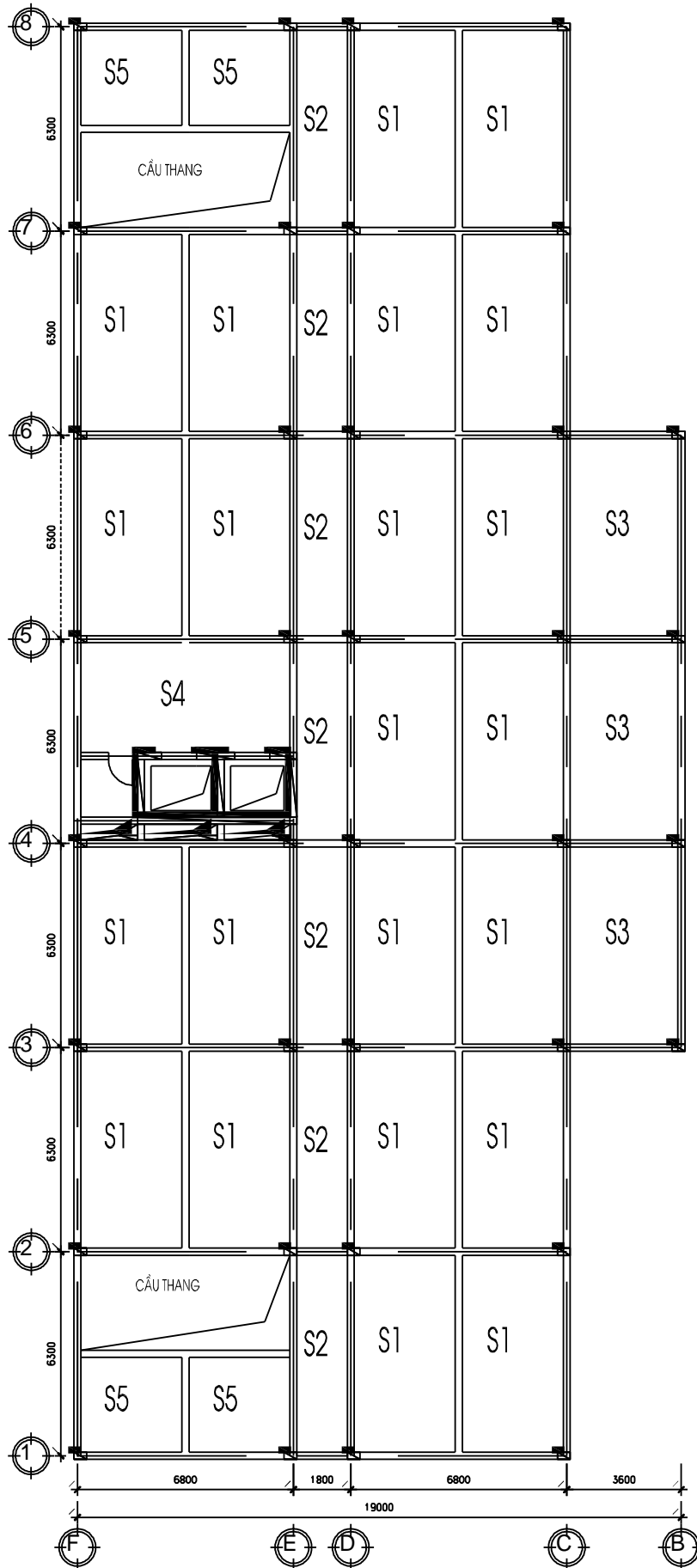
Ô sàn	l_d (m)	l_n (m)	l_d/l_n (m)	Loại bản
S1	6,3	3,4	1,85	Bản kê cạnh
S2	6,3	1,8	3,5	Bản dầm
S3	6,3	3,6	1,75	Bản kê cạnh
S4	6,8	3,6	1,88	Bản kê cạnh
S5(S_{wc})	3,4	3,15	1,07	Bản kê cạnh

5.2. Xác định tải trọng

Tải trọng tác dụng lên sàn tầng 3:

Ô sàn	Tĩnh tải (kG/m ²)	Hoạt tải (kG/m ²)	$Q_{\text{tổng}}$ (kG/m ²)	Ghi chú
S1	483,3	240	723,3	Phòng làm việc
S2	483,3	360	843,3	Hành lang
S3	483,3	240	723,3	Phòng làm việc
S4	483,3	360	843,3	Hành lang
S5(S_{wc})	488,9	260	748,9	Vệ sinh

Ta có mặt bằng phân chia ô sàn tầng 3 như hình vẽ:



MẶT BẰNG PHÂN CHIA SÀN TẦNG 3

5.3. Tính thép cho các ô sàn:

5.3.1. Tính toán ô sàn S1 (3,4x6,3 m; tính theo sơ đồ khớp dẻo)

5.3.1.1. Số liệu tính toán:

$$\text{Có tỉ số } \frac{l_{od}}{l_{on}} = \frac{6,3}{3,4} = 1,85 \text{ (tính theo bản loại dầm)}$$

Chiều dày sàn $h_b = 10\text{cm}$

Tĩnh tải tính toán $g_b = 483,3 \text{ (kG/m}^2\text{)}$

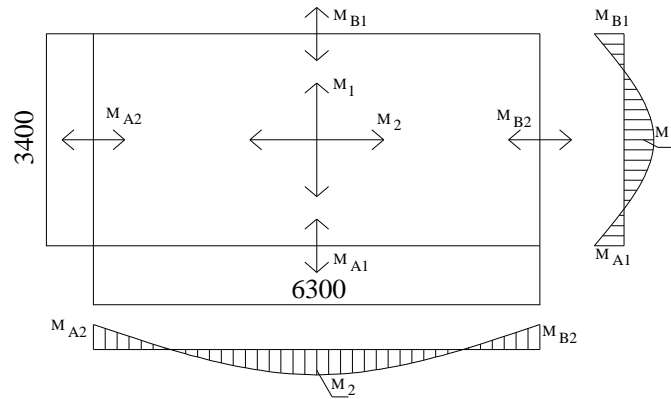
Hoạt tải tính toán $p_b = 240 \text{ (kG/m}^2\text{)}$

Tải trọng toàn phần $q = 723,3 \text{ (kG/m}^2\text{)}$

$$\text{Có } p_b = 240 \text{ (kG/m}^2\text{)} < g_b = 483,3 \text{ (kG/m}^2\text{)} \Rightarrow \frac{p_b}{g_b} = \frac{240}{483,3} = 0,49 < 3$$

5.3.1.2. Xác định nội lực:

Tính theo sơ đồ khớp dẻo nên ta có:



Từ tỉ số $\frac{l_2}{l_1} = \frac{6,3}{3,4} = 1,85 < 2$. Tra bảng 2.2, sách “Sàn bê tông cốt thép toàn khối -

Nhà xuất bản khoa học kỹ thuật Hà Nội - 2005”

$$\text{Ta có: } \frac{M_2}{M_1} = 0,37; \frac{M_{A1}}{M_1} = 1,0; \frac{M_{B1}}{M_1} = 1,0; \frac{M_{A2}}{M_1} = 0,57; \frac{M_{B2}}{M_1} = 0,57$$

- Phương trình tính toán mômen:

$$q \frac{l_1^2 (3l_2 - l_1)}{12} = (2M_1 + M_{A1} + M_{B1})l_2 + (2M_2 + M_{A2} + M_{B2})l_1$$

$$\Leftrightarrow \frac{723,3 \cdot 3,4^2 (3 \cdot 6,3 - 3,4)}{12 \cdot M_1} = (2 \cdot M_1 + M_1 + M_1) \cdot 6,3 + (2 \cdot 0,37 M_1 + 0,57 M_1 + 0,57 M_1) \cdot 3,4$$

$$\rightarrow M_1 = 18,48 \text{ (kG.m)}$$

$$\rightarrow M_2 = 0,37 \cdot M_1 = 0,37 \cdot 18,48 = 6,83 \text{ (kG.m)}$$

$$\rightarrow M_{A1} = M_{B1} = M_1 = 18,48 \text{ (kG.m)}$$

$$\rightarrow M_{A2} = M_{B2} = 0,57 \cdot M_1 = 0,57 \cdot 18,48 = 10,53 \text{ (kG.m)}$$

5.3.1.3. Tính toán cốt thép cho ô sàn S1 (3,4x6,3)

Cốt thép chịu mômen âm đặt phía trên vuông góc với dầm. Giả thiết lớp bảo vệ 2 (cm) và dự kiến dùng thép $\phi 8$, $a_0 = 2$ (cm).

$$\rightarrow h_0 = 10 - 2 = 8 \text{ (cm)}.$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{18,48.10^2}{115.100.8^2} = 0,002 \leq \alpha_R = 0,418$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2.0,002} = 0,002$$

$$\zeta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5.0,002 = 0,99$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{18,48.10^2}{2250.0,99.8} = 1,01 \text{ cm}^2$$

* Kiểm tra hàm lượng cốt thép μ

$$\mu = \frac{A_s}{b.h_0} . 100\% = \frac{1,01}{100.8} . 100\% = 0,126\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

\Rightarrow Hàm lượng cốt thép hợp lý

Chọn $\phi 8$ a 200 có $F_a = 2,51$ (cm²);

Dùng cốt mũ để chịu mômen âm, có $p_b = 240$ (kG/cm²) < $3.g_b = 1449,9$ (kG/cm²) nên lấy đoạn từ mút cốt mũ đến mép dầm (bằng $\frac{1}{4}.l_1$, với l_1 là chiều dài cạnh ngắn Ô bản)

= $0,25.3,4 = 0,85$ (m). Chiều dài của cốt mũ là: $85 + 20 = 105$ (cm).

Tiết diện giữa nhịp chịu mômen dương $M_1 = 10,53$ (kG.m)

Lấy $h_0 = 8$ (cm).

Tính tương tự cốt âm chọn dùng $\phi 8$ a200 có $F_a = 2,51$ (cm²).

Do kích thước hình học theo phương $l_1 < l_2$ nên cốt thép chịu mômen theo phương l_2 lấy theo phương l_1 .

5.3.2. Tính toán ô sàn S2 (6,3x1,8m):

5.3.2.1. Số liệu tính toán:

$$\text{Có tỉ số } \frac{l_{od}}{l_{on}} = \frac{6,3}{1,8} = 3,5 \text{ (tính theo bản loại dầm)}$$

Chiều dày sàn $h_b = 10$ cm

Tĩnh tải tính toán $g_b = 483,3$ (kG/m²)

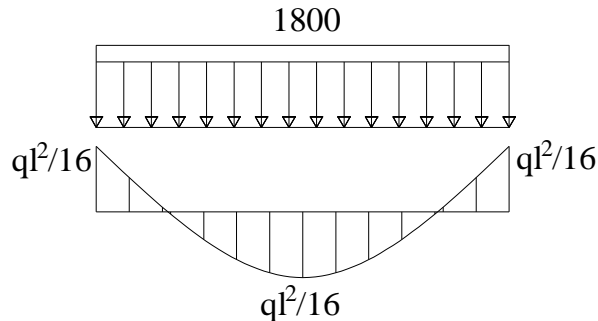
Hoạt tải tính toán $p_b = 360$ (kG/m²)

Tải trọng toàn phần $q = 843,3$ (kG/m²)

$$\text{Có } p_b = 360 \text{ (kG/m}^2\text{)} < g_b = 483,3 \text{ (kG/m}^2\text{)} \Rightarrow \frac{p_b}{g_b} = \frac{360}{483,3} = 0,74 < 3$$

5.3.2.2. *Xác định nội lực:*

Tính theo sơ đồ khớp dẻo:



$$M = \frac{ql_n^2}{16} = \frac{843,3 \times 1,8^2}{16} = 170,76 \text{ (kGm)}$$

5.3.2.3. *Tính toán cốt thép cho ô sàn S2:*

Lớp bảo vệ 2cm vậy $a_0 = 2\text{cm}$, $h_0 = 10 - 2 = 8\text{ cm}$

$$\text{- Ta có: } \alpha_m = \frac{M}{R_n b h_0^2} = \frac{17076}{115 \times 100 \times 8^2} = 0,185 < \alpha_0 = 0,428$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,185}) = 0,896$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M}{\zeta \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{17076}{0,896 \times 2250 \times 8} = 1,05 \text{ cm}^2$$

Ta chọn thép $\phi 8a200$; có $A_s = 2,51 \text{ cm}^2$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{1,05}{100 \times 8} \cdot 100\% = 0,13\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

Với cốt thép chịu mô men âm trên gối tựa được bố trí kéo dài ra khỏi mép gối tựa một đoạn bằng v.1

$$\text{Có } p_b = 240 \text{ (kG/m}^2\text{)} < g_b = 400 \text{ (kG/m}^2\text{)} \Rightarrow \frac{p_b}{g_b} = \frac{360}{483,3} = 0,74 < 3 \Rightarrow v = \frac{1}{4}$$

$$\Rightarrow v \cdot l = 0,25 \times 1,8 = 0,45 \text{ m}$$

5.3.3. Tính toán ô sàn S3 (6,3x3,6m; tính theo sơ đồ khớp dẻo)

5.3.3.1. *Số liệu tính toán:*

$$\text{Có tỉ số } \frac{l_d}{l_n} = \frac{6,3}{3,6} = 1,75 \text{ (tính theo bản loại dầm)}$$

Chiều dày sàn $h_b = 10\text{cm}$

Tĩnh tải tính toán $g_b = 483,3 \text{ (kG/m}^2\text{)}$

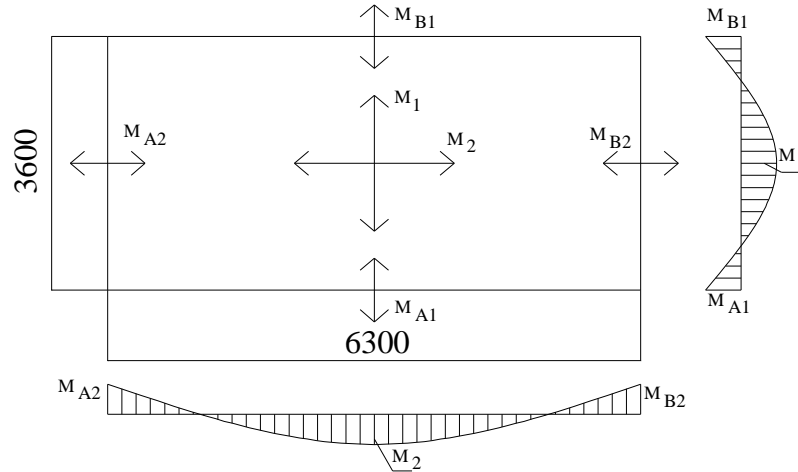
Hoạt tải tính toán $p_b = 240 \text{ (kG/m}^2\text{)}$

Tải trọng toàn phần $q = 723,3 \text{ (kG/m}^2\text{)}$

$$\text{Có } p_b = 240 \text{ (kG/m}^2\text{)} < g_b = 483,3 \text{ (kG/m}^2\text{)} \Rightarrow \frac{p_b}{g_b} = \frac{240}{483,3} = 0,49 < 3$$

5.3.3.2. Xác định nội lực:

Tính theo sơ đồ khớp dẻo nên ta có:



Từ tỉ số $\frac{l_2}{l_1} = \frac{6,3}{3,6} = 1,75 < 2$. Tra bảng 2.2, sách “Sàn bê tông cốt thép toàn khối -

Nhà xuất bản khoa học kỹ thuật Hà Nội - 2005”

Ta có: $\frac{M_2}{M_1} = 0,42$; $\frac{M_{A1}}{M_1} = 1,0$; $\frac{M_{B1}}{M_1} = 1,0$; $\frac{M_{A2}}{M_1} = 0,62$; $\frac{M_{B2}}{M_1} = 0,62$

- Phương trình tính toán mômen:

$$q \frac{l_1^2 (3l_2 - l_1)}{12} = (2M_1 + M_{A1} + M_{B1})l_2 + (2M_2 + M_{A2} + M_{B2})l_1$$

$$\Leftrightarrow \frac{723,3 \cdot 3,6^2 (3 \cdot 6,3 - 3,6)}{12 \cdot M_1} = (2 \cdot M_1 + M_1 + M_1) \cdot 6,3 + (2 \cdot 0,42M_1 + 0,62M_1 + 0,62M_1) \cdot 3,6$$

$$\rightarrow M_1 = 19,12 \text{ (kG.m)}$$

$$\rightarrow M_2 = 0,42 \cdot M_1 = 0,42 \cdot 19,12 = 8,03 \text{ (kG.m)}$$

$$\rightarrow M_{A1} = M_{B1} = M_1 = 19,12 \text{ (kG.m)}$$

$$\rightarrow M_{A2} = M_{B2} = 0,62 \cdot M_1 = 0,62 \cdot 19,12 = 11,85 \text{ (kG.m)}$$

5.3.3.3. Tính toán cốt thép cho ô sàn S3:

Cốt thép chịu mômen âm đặt phía trên vuông góc với dầm. Giả thiết lớp bảo vệ 2 (cm) và dự kiến dùng thép $\phi 8$, $a_0 = 2$ (cm).

$$\rightarrow h_0 = 10 - 2 = 8 \text{ (cm)}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{19,12 \cdot 10^2}{115 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,002 \leq \alpha_R = 0,418$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2.0,022} = 0,002$$

$$\zeta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5.0,002 = 0,99$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{19,12.10^2}{2250.0,99.8} = 1,01 \text{ cm}^2$$

* Kiểm tra hàm lượng cốt thép μ

$$\mu = \frac{A_s}{b.h_0} . 100\% = \frac{1,01}{100.8} . 100\% = 0,126\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

⇒ Hàm lượng cốt thép hợp lý

Chọn $\phi 8$ a 200 có $F_a = 2,51 \text{ (cm}^2\text{)}$;

Dùng cốt mũ để chịu mômen âm, có $p_b = 240 \text{ (kG/cm}^2\text{)} < 3.g_b = 1449,9 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$ nên lấy đoạn từ mút cốt mũ đến mép dầm (bằng $\frac{1}{4}.l_1$, với l_1 là chiều dài cạnh ngắn Ô bản) $= 0,25.3,6 = 0,9 \text{ (m)}$. Chiều dài của cốt mũ là: $90 + 20 = 110 \text{ (cm)}$.

Tiết diện giữa nhịp chịu mômen dương $M_1 = 11,85 \text{ (kG.m)}$

Lấy $h_0 = 8 \text{ (cm)}$.

Tính tương tự cốt âm chọn dùng $\phi 8$ a200 có $F_a = 2,51 \text{ (cm}^2\text{)}$.

Do kích thước hình học theo phương $l_1 < l_2$ nên cốt thép chịu mômen theo phương l_2 lấy theo phương l_1 .

5.3.4. Tính toán ô sàn S4 (6,8x3,6m):

5.3.4.1. Số liệu tính toán:

$$\text{Có tỉ số } \frac{l_{od}}{l_{on}} = \frac{6,8}{3,6} = 1,88 \text{ (tính theo bản loại dầm)}$$

Chiều dày sàn $h_b = 10 \text{ cm}$

Tĩnh tải tính toán $g_b = 483,3 \text{ (kG/m}^2\text{)}$

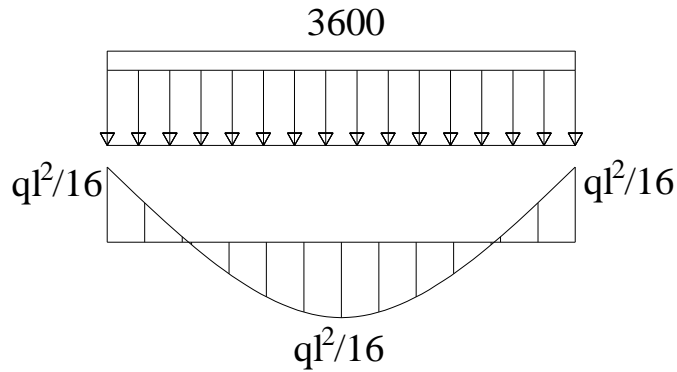
Hoạt tải tính toán $p_b = 360 \text{ (kG/m}^2\text{)}$

Tải trọng toàn phần $q = 843,3 \text{ (kG/m}^2\text{)}$

$$\text{Có } p_b = 360 \text{ (kG/m}^2\text{)} < g_b = 483,3 \text{ (kG/m}^2\text{)} \Rightarrow \frac{p_b}{g_b} = \frac{360}{483,3} = 0,74 < 3$$

5.3.4.2. Xác định nội lực:

Tính theo sơ đồ khớp dẻo:



$$M = \frac{ql_n^2}{16} = \frac{843,3 \times 3,6^2}{16} = 683,073 (\text{kGm})$$

5.3.4.3. Tính toán cốt thép cho ô sàn S4:

Lớp bảo vệ 2cm vậy $a_0=2\text{cm}$, $h_0= 10 - 2 = 8 \text{ cm}$

- Ta có: $\alpha_m = \frac{M}{R_n b h_0^2} = \frac{68307,3}{115 \times 100 \times 8^2} = 0,092 < \alpha_0 = 0,428$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0,092}) = 0,951$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M}{\zeta \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{68307,3}{0,951 \times 2250 \times 8} = 2,4 \text{ cm}^2$$

Ta chọn thép $\phi 8a200$; có $A_s = 2,51 \text{ cm}^2$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{1,05}{100 \times 8} \cdot 100\% = 0,13\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

Với cốt thép chịu mô men âm trên gối tựa được bố trí kéo dài ra khỏi mép gối tựa một đoạn bằng v.1

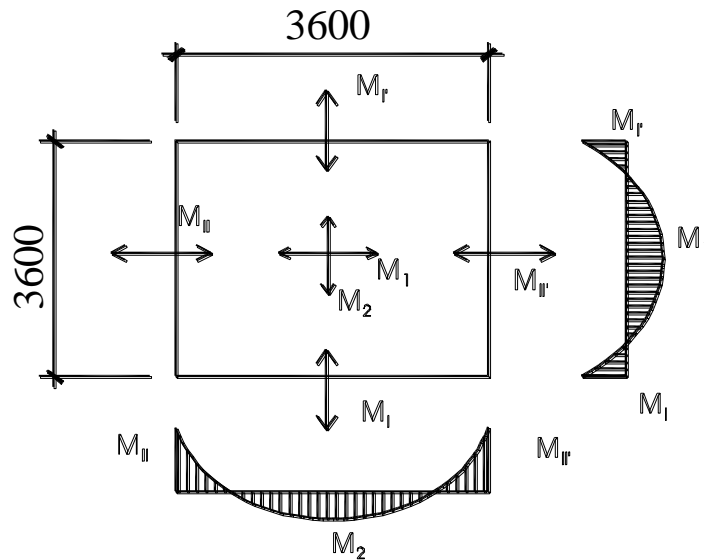
$$\text{Có } p_b = 240 \text{ (kG/m}^2) < g_b = 400 \text{ (kG/m}^2) \Rightarrow \frac{p_b}{g_b} = \frac{360}{483,3} = 0,74 < 3 \Rightarrow v = \frac{1}{4}$$

$$\Rightarrow v \cdot l = 0,25 \times 1,8 = 0,45 \text{ m}$$

5.3.5. Tính toán ô sàn S4 (sàn WC):

5.3.5.1 Nội lực sàn:

Đối với sàn nhà WC thì để tránh nứt, tránh rò rỉ khi công trình đưa vào sử dụng, đồng thời đảm bảo bản sàn không bị võng xuống gây đọng nước vì vậy đối với sàn khu WC thì ta tính toán theo trạng thái 1 tức là tính toán bản sàn theo sơ đồ đàn hồi.. Nhip tính toán là khoảng cách trong giữa hai mép dầm. Sàn WC sơ đồ tính là 4 cạnh ngàm :



- Xét tỉ số hai cạnh ô bản : $r = \frac{l_2}{l_1} = \frac{3,4}{3,15} = 1,07 < 2$

Xem bản chịu uốn theo 2 phương, tính toán theo sơ đồ bản kê bốn cạnh.
(theo sơ đồ đàn hồi)

- Ta có $q_b = 488,9 + 260 = 748,9 \text{ kG/m}^2$

- Tính bản kê 4 cạnh theo sơ đồ đàn hồi ta có:

$$M_1 = \alpha_1 \cdot q \cdot L_1 \cdot L_2 \quad M_I = -\beta_1 \cdot q \cdot L_1 \cdot L_2$$

$$M_2 = \alpha_2 \cdot q \cdot L_1 \cdot L_2 \quad M_{II} = -\beta_2 \cdot q \cdot L_1 \cdot L_2$$

Với: $\alpha_1; \alpha_2; \beta_1; \beta_2$: Hệ số phụ thuộc vào dạng liên kết của ô bản và tỉ số l_2/l_1

Với $l_2/l_1 = 1,07$ và 4 cạnh ô bản là ngàm, tra bảng ta có :

$$\alpha_1 = 0,0189 ; \alpha_2 = 0,0166 ; \beta_1 = 0,0442 ; \beta_2 = 0,0385$$

Ta có mômen dương ở giữa nhịp và mômen âm ở gối:

$$M_1 = \alpha_1 \cdot q \cdot L_1 \cdot L_2 = 0,0189 \times 748,9 \times 3,4 \times 3,15 = 151,59 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

$$M_2 = \alpha_2 \cdot q \cdot L_1 \cdot L_2 = 0,0166 \times 748,9 \times 3,4 \times 3,15 = 133,14 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

$$M_I = -\beta_1 \cdot q \cdot L_1 \cdot L_2 = 0,0442 \times 748,9 \times 3,4 \times 3,15 = -354,51 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

$$M_{II} = -\beta_2 \cdot q \cdot L_1 \cdot L_2 = 0,0385 \times 748,9 \times 3,4 \times 3,15 = -90,822 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

Chọn $a_0 = 2 \text{ cm} \Rightarrow h_0 = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$.

Để thiên về an toàn vì vậy trong tính toán ta sử dụng M_1 để tính cốt chịu mômen dương và M_I để tính cốt chịu mômen âm.

5.3.5.2. Tính toán cốt thép cho ô sàn S5:

* Tính toán bố trí cốt thép chịu mômen dương ở gối :

Tính với tiết diện chữ nhật:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_n \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{354,51 \cdot 100}{115 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,048 < \alpha_{pl} = 0,255$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,048} = 0,049$$

- Diện tích cốt thép yêu cầu trong phạm vi dải bản bê rộng 1m là:

$$A_s = \frac{\xi \cdot R_b \cdot b \cdot h_o}{R_s} = \frac{0,049 \times 115 \times 100 \times 8}{2250} = 2,003 (\text{cm}^2)$$

- Hàm lượng cốt thép $\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_o} = \frac{2,003}{100 \cdot 8} \cdot 100 = 0,25\% > \mu_{\min} = 0,05\%$

- Ta chọn thép $\phi 8a200$, có $A_s = 2,51 \text{ cm}^2$:

- Tính toán bố trí cốt thép chịu mômen dương ở giữa ô bản:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_n \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{151,59 \cdot 100}{115 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,02 < \alpha_{pl} = 0,255$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,02} = 0,02$$

- Diện tích cốt thép yêu cầu trong phạm vi dải bản bê rộng 1m là:

$$A_s = \frac{\xi \cdot R_b \cdot b \cdot h_o}{R_s} = \frac{0,02 \times 115 \times 100 \times 8}{2250} = 0,81 (\text{cm}^2)$$

- Hàm lượng cốt thép $\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_o} = \frac{2,018}{100 \cdot 8} \cdot 100 = 0,101\% > \mu_{\min} = 0,05\%$

Chọn thép $\phi 8a200$ có $A_s = 2,51 \text{ cm}^2$.

Ta dùng cốt mũ rời để chịu mômen âm trên các gối theo phương l_1 và l_2 . Đoạn vươn của cốt mũ lấy:

$$S_1 = \frac{1}{4} l_{t1} = \frac{1}{4} \times 3,4 = 0,85(m) \text{ lấy tròn } S_1 = 0,9(m).$$

$$S_2 = \frac{1}{4} l_{t2} = \frac{1}{4} \times 3,15 = 0,78(m) \text{ lấy tròn } S_1 = 0,8(m).$$

CHƯƠNG 6 :
THIẾT KẾ MÓNG KHUNG TRỤC 2

6.1 Số liệu địa chất

6.1.1.Đánh giá đặc điểm công trình:

Hệ kết cấu của công trình là khung bê tông cốt thép chịu lực kết hợp với lõi cứng chịu lực.

* Cột biên:

- Tầng trệt, 1, 2, 3: kích thước 40×60 cm.
- Tầng 4, 5, 6: kích thước 40×40 cm.

* Cột giữa:

- Tầng trệt, 1, 2, 3: kích thước 40×70 cm.
- Tầng 4, 5, 6: kích thước 40×60 cm.

6.1.2. Số liệu địa chất công trình:

Phương pháp khảo sát : khoan, kết hợp xuyên tĩnh (CPT) và xuyên tiêu chuẩn (SPT).

Khu vực xây dựng gồm 5 lớp có chiều dày hầu như không đổi.

Lớp 1: Đất lấp dày 1,0m

Lớp 2: Số hiệu 201 dày 7,5m

Lớp 3: Số hiệu 301 dày 8,0m

Lớp 4: Số hiệu 401 dày 6,5m

Lớp 5: Số hiệu 501 rất dày

Lớp 2: Số hiệu 201 dày 7,5m có các chỉ tiêu cơ lý như sau:

W (%)	W _{nh} (%)	W _d (%)	γ (T/m ³)	φ (Độ)	Δ	q _c (MPa)	N
36.5	32.8	18.1	1,76	5	2,69	0.21	1

Chỉ số dẻo:

$$A = W_{nh} - W_d = 32.8 - 18.1 = 14.7\% \text{ Lớp 2 là lớp đất sét pha.}$$

Độ sệt của đất là:

$$B = \frac{W - W_d}{A} = \frac{36.5 - 18.1}{14.7} = 1.25 \text{ Trạng thái nhão.}$$

Hệ số rỗng :

$$e_2 = \frac{\Delta \cdot \gamma_n (1 + 0,01W)}{\gamma} - 1 = \frac{2.69 \times 1 (1 + 0.365)}{1.76} - 1 = 1.08$$

Môđun biến dạng $E = \alpha q_c = 5 \times 21 = 105 \text{ T/m}^2$

Lớp 3: Số hiệu 301 dày 8,0 m có các chỉ tiêu cơ lý như sau:

W (%)	W _{nh} (%)	W _d (%)	γ (T/m ³)	Δ	φ (Độ)	C (kG/cm ²)	Q _c (MPa)	N
28	41	25	1,88	2,71	16	0,28	2,9	9

Hệ số rỗng tự nhiên:

$$e_o = \frac{\Delta \cdot \gamma_n (1 + W)}{\gamma} - 1 = \frac{2.71 \times 1 \times (1 + 0.28)}{1.88} - 1 = 0.845$$

Chỉ số dẻo:

$$A = W_{nh} - W_d = 41 - 25 = 16\% \Rightarrow \text{Lớp 3 là lớp đất sét pha}$$

Độ sệt của đất là:

$$B = \frac{W - W_d}{A} = \frac{28 - 25}{16} = 0.19 \Rightarrow \text{Trạng thái nửa cứng}$$

$$\text{Môđun biến dạng } E = \alpha q_c = 4 \times 290 = 1160 \text{ T/m}^2$$

Lớp 4: Số hiệu 401 dày 6,5 m có các chỉ tiêu cơ lý như sau:

W (%)	W _{nh} (%)	W _d (%)	γ (T/m ³)	Δ	φ (Độ)	C (kG/cm ²)	Q _c (MPa)	N
27.9	30.4	24.5	1.86	2.68	10	0.1	2	8

Hệ số rỗng tự nhiên:

$$e_o = \frac{\Delta \cdot \gamma_n (1 + W)}{\gamma} - 1 = \frac{2.68 \times 1 \times (1 + 0.279)}{1.86} - 1 = 0.872$$

Chỉ số dẻo:

$$A = W_{nh} - W_d = 30.4 - 24.5 = 5.9\% \Rightarrow \text{Lớp 4 là lớp đất cát pha}$$

Độ sệt của đất là:

$$B = \frac{W - W_d}{A} = \frac{27.9 - 24.5}{5.9} = 0.576 \Rightarrow \text{Trạng thái dẻo mềm}$$

$$\text{Môđun biến dạng } E = \alpha q_c = 4 \times 200 = 800 \text{ T/m}^2$$

Lớp 5: Số hiệu 501 rất dày có các chỉ tiêu cơ lý như sau:

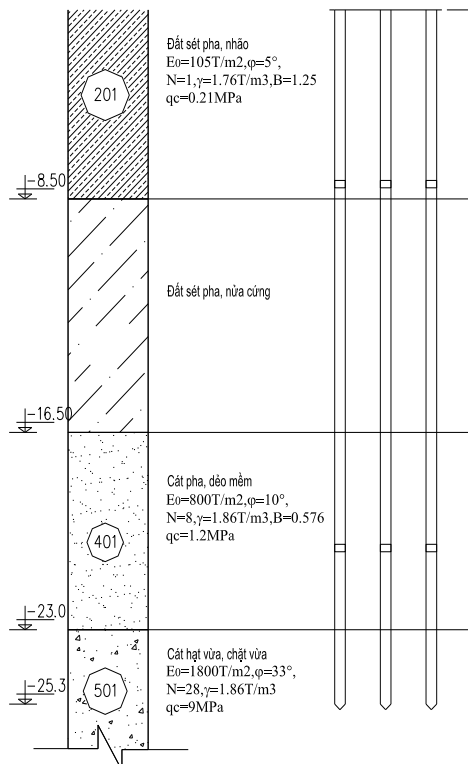
Thành phần hạt(%) tương ứng với cỡ hạt							Hạt sét	W %	Δ T/m ³	q _c (MPa)	Kết quả xuyên tiêu chuẩn
Hạt cát					Hạt bụi						
thô	to	vừa	nhỏ	mịn							
2-1	1-0.5	0.5-0.25	0.25-0.1	0.1-0.05	0.05-0.01	0.01-0.002	-	16.8	2.64	9	28

Cỡ hạt: d > 0.5mm chiếm 55.5%
 d > 0.25mm chiếm 71%
 d > 0.1mm chiếm 83%
 d > 0.05mm chiếm 91%

Ta thấy hàm lượng cỡ hạt lớn hơn 0.25mm trên 50% \Rightarrow lớp 4 là cát hạt vừa
 Sức kháng xuyên q_c = 9MPa = 900T/m² Cát thuộc trạng thái chặt vừa tra bảng có $\varphi = 33^\circ$; e₀ = 0.65

Môđun biến dạng q_c = 900T/m² $\Rightarrow E_o = \alpha q_c = 2 \times 900 = 1800T / m^2$

Dung trọng tự nhiên: $\gamma = \frac{\Delta \cdot \gamma_n (1 + 0,01W)}{e_o + 1} = \frac{2,64 \times 1 (1 + 0,168)}{0,65 + 1} = 1,86T/m^3$



6.2. Lựa chọn phương án nền móng:

6.2.1. Phương án nền móng:

Đất nền gồm 5 lớp:

Lớp 1: Đất lấp dày 1,0 m

Lớp 2: Số hiệu 201 dày 7,5m

Lớp 3: Số hiệu 301 dày 8,0m

Lớp 4: Số hiệu 401 dày 6,5m

Lớp 5: Số hiệu 501 rất dày

Nước ngầm không xuất hiện trong phạm vi khảo sát.

Chọn giải pháp móng cọc đài thấp.

Phương án 1: dùng cọc BTCT 30 x 30 cm, đài đặt vào lớp 2, mũi cọc hạ sâu xuống lớp 5 khoảng 2m. Thi công bằng phương pháp ép.

Phương án 2: dùng cọc BTCT 30 x 30 cm, đài đặt vào lớp 2, mũi cọc hạ sâu xuống lớp 5 khoảng 2m. Thi công bằng phương pháp đóng.

Phương án 3: dựng cọc BTCT 30x30, đài đặt vào lớp 2. Cọc hạ bằng phương pháp khoan dẫn và đóng vào lớp 5. Phương án này độ ổn định cao nhưng khó thi công và giá thành cao.

⇒ Ở đây chọn phương án 1

6.3. Vật liệu đài móng và cọc:

6.3.1. Đài cọc:

+ Bê tông : B20 có $R_b = 1150 \text{ T/m}^2$, $R_k = 90 \text{ T/m}^2$

+ Cốt thép: thép chịu lực trong đài là thép loại CII có $R_s = 26000 \text{ T/m}^2$.

+ Lớp lót đài: bê tông B15 dày 10 cm

+ Đài liên kết ngầm với cột và cọc (xem bản vẽ). Thép của cọc neo trong đài $\geq 20d$ (Ở đây chọn 40 cm) và đầu cọc trong đài 10 cm

6.3.2. Cọc đúc sẵn:

+ Cọc 30x30 cm có:

+ Bê tông : B20 $R_n = 1150 \text{ T/m}^2$

+ Cốt thép: thép chịu lực - CII, đài - CI ($4\phi 18 A_s = 10,18 \text{ cm}^2$)

6.3.4. Chiều sâu đáy đài H_{md} :

Giả thiết: Tải trọng ngang do đất từ đáy đài trở lên tiếp nhận, do đó cần thoả mãn điều kiện sau:

$$h \geq 0,7.h_{min}$$

+ h: độ chôn sâu của đáy đài

$$h_{\min} = \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \sqrt{\frac{Q}{\gamma \times b}} = \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{9^\circ 30'}{2}\right) \sqrt{\frac{11,63}{1,76 \times 2}} = 1,53 \text{ (m)}$$

Trong đó: Q: Tải trọng ngang tác dụng vào đài

φ ; γ : Góc ma sát trong và dung trọng tự nhiên của đất phía trên đáy đài

$$\varphi = 9^\circ 30'; \gamma = 1,76 \text{ (T/m}^3\text{)}$$

b: Bề rộng đài, chọn sơ bộ $b = 2 \text{ (m)}$

→ $0,7 \cdot h_{\min} = 0,7 \times 1,53 = 1,07 \text{ (m)}$. Chọn $h = 1,8 \text{ (m)}$

6.3.5. Chọn chiều dài cọc:

Cọc hạ vào lớp đất 5 khoảng 2,3 (m)

→ Chiều dài cọc:

$$l_c = (1 + 7,5 + 8 + 6,5 + 2,3) - 1,8 + 0,5 = 24 \text{ (m)}$$

- Cọc được chia thành 4 đoạn: mỗi đoạn dài 4 (m), được nối bằng hàn bản mã.

6.3.6 Xác định sức chịu tải của cọc:

6.3.6.1. Sức chịu tải của cọc theo vật liệu:

$$P_{vl} = n \cdot m \cdot \varphi (R_b F_b + R_s A_s)$$

Trong đó:

m: hệ số điều kiện làm việc phụ thuộc loại cọc và số lượng cọc trong móng

φ : hệ số uốn dọc

Chọn $m = 1$, $\varphi = 1$, $n = 1,1$

A_s : diện tích cốt thép 4 ϕ 18, $A_s = 12.56 \text{ cm}^2$, F_b : diện tích phần bê tông

$$F_b = F_c - A_s = 30 \times 30 - 12.56 = 887.44 \text{ (cm}^2\text{)} = 887.44 \cdot 10^{-4} \text{ (m}^2\text{)}$$

→ $P_{VL} = 1,1 \times (1150 \times 887.44 \times 10^{-4} + 2.8 \times 12.56 \times 10^{-4}) = 142 \text{ (T)}$

6.3.6.2. Sức chịu tải của cọc theo đất nền:

a) Xác định theo kết quả của thí nghiệm trong phòng:

Sức chịu tải của cọc theo nền đất xác định theo công thức:

$$P_{gh} = Q_s + Q_c$$

Sức chịu tải tính toán: $[P] = \frac{P_{gh}}{k_{tc}}$

$$Q_s: \text{ma sát giữa cọc và đất xung quanh cọc: } Q_s = \alpha_1 \sum_{i=1}^n u_i \tau_i h_i$$

h_i - Chiều dày lớp đất mà cọc đi qua

$$Q_c: \text{lực kháng mũi cọc: } Q_c = \alpha_2 \cdot R \cdot F$$

Trong đó: α_1, α_2 - Hệ số điều kiện làm việc của đất với cọc vuông, hạ bằng phương pháp ép nên $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$

$$F = 0.3 \times 0.3 = 0.09 \text{ m}^2.$$

u_i : Chu vi cọc. $u_i = 1.2 \text{ m}$.

R : Sức kháng giới hạn của đất ở mũi cọc. Với $H_m = 24 \text{ m}$, mũi cọc đặt ở lớp cát hạt vừa, chặt vừa tra bảng được $R \approx 4400 \text{ kPa} = 440 \text{ T/m}^2$.

τ_i : lực ma sát trung bình của lớp đất thứ i quanh mặt cọc. Chia đất thành các lớp đất đồng nhất, chiều dày mỗi lớp $\leq 2 \text{ m}$. Ta lập bảng tra được τ_i theo l_i (l_i - độ sâu trung bình của lớp đất).

(Bỏ qua lực ma sát lớp đất sét pha nhão)

Lớp đất	Loại đất	h_i (m)	l_i (m)	τ_i (T/m ²)
3	Đất sệt pha, nửa cứng B=0.19	10.5	2	6.3
		12.5	2	6.4
		14.5	2	6.45
		16.5	2	6.6
4	Cát pha, dẻo mềm B=0.576	18.5	2	4.9
		20.5	2	4.8
		22.5	2	4.85
		23	0,5	5.1
5	Cát hạt vừa, chặt vừa	25	2	5.3

Sức chịu tải giới hạn của cọc:

$$P_{gh} = 1.2(6.3 \times 2 + 6.4 \times 2 + 6.45 \times 2 + 6.6 \times 2 + 4.9 \times 2 + 4.8 \times 2 + 4.85 \times 2 + 5.1 \times 0.5 + 5.3 \times 2) + 440 \times 0.3 \times 0.3 = 107.3T$$

Sức kháng của đất:

$$\text{Theo TCXD 205: } k_{tc} = 1,4 \rightarrow [P] = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{107,3}{1,4} = 76,6T$$

b) *Xác định theo kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh CPT:*

$$[P] = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{Q_c}{2 \div 3} + \frac{Q_s}{2 \div 3} \text{ hay } [P] = \frac{Q_c + Q_s}{2 \div 3}$$

Trong đó:

$$\text{Sức cản phá hoại của đất ở mũi cọc: } Q_c = k \cdot q_{cm} \cdot F$$

k: hệ số phụ thuộc loại đất và loại cọc $k = 0,5$

$$\Rightarrow Q_c = 0,5 \times 900 \times 0,09 = 40,5T$$

$$\text{Sức kháng ma sát của đất ở thành cọc: } Q_s = U \cdot \sum \frac{q_{ci} \cdot h_i}{\alpha_i}$$

α_i : hệ số phụ thuộc loại đất và loại cọc, biện pháp thi công

$$\alpha_3 = 50; h_3 = 8m; q_{c3} = 290T / m^2$$

$$\alpha_4 = 80; h_4 = 6,5m; q_{c3} = 200T / m^2$$

$$\alpha_5 = 100; h_5 = 2,3m; q_{c5} = 900T / m^2$$

$$\Rightarrow Q_s = 1,2 \left(\frac{290}{50} \cdot 8 + \frac{200}{80} \cdot 6,5 + \frac{900}{100} \cdot 2,3 \right) = 100,02T$$

$$\Rightarrow [P] = \frac{40,5 + 100,02}{2,5} = 56(T)$$

c) *Xác định theo kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT:*

$$P = \frac{Q_c + Q_s}{2 \div 3}$$

$Q_c = m \cdot N_m \cdot F_c$ sức kháng phá hoại của đất ở mũi cọc (N_m - số SPT của lớp đất tại mũi cọc) $\Rightarrow Q_c = 400 \times 28 \times 0,09 = 1008 \text{ kN}$

$$Q_s = n \cdot \sum_{i=1}^n U \cdot N_i \cdot l_i : \text{sức kháng ma sát của đất ở thành cọc.}$$

(Với cọc ép: $m = 400 \text{ Kpa}$, $n = 2$)

N_i chỉ số SPT của lớp đất thứ i mà cọc đi qua

$$\Rightarrow Q_s = 2 \times 1.2(1 \times 7.5 + 9 \times 8 + 8 \times 6.5 + 28 \times 2.3) = 470,16 \text{ kN}$$

$$[P] = \frac{1008 + 470,16}{2} = 739,08 \text{ kN} \approx 73,9 \text{ T}$$

\Rightarrow Sức chịu tải của cọc lấy theo kết quả xuyên tĩnh CPT $[P] = 56 \text{ T}$

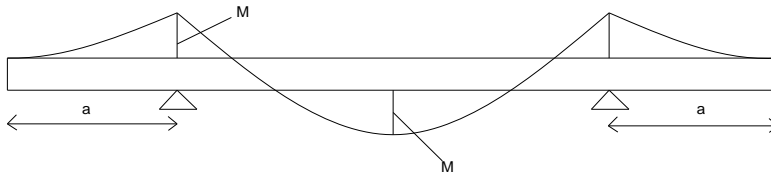
6.3.7. Kiểm tra cường độ của cọc khi vận chuyển và khi ép:

*) Khi vận chuyển cọc: Tải trọng phân bố $q = n \cdot \gamma F_n$

- Trong đó: n là hệ số động, $n = 1.5$

$$\Rightarrow q = 1,5 \times 2,5 \times 0,3 \times 0,3 = 0,3375 \text{ T/m.}$$

Chọn a sao cho $M_1^+ \approx M_1^- \Rightarrow a = 0,207 l_c = 0,207 \times 6 \approx 1,242 \text{ (m)}$



Biểu đồ mômen cọc khi vận chuyển

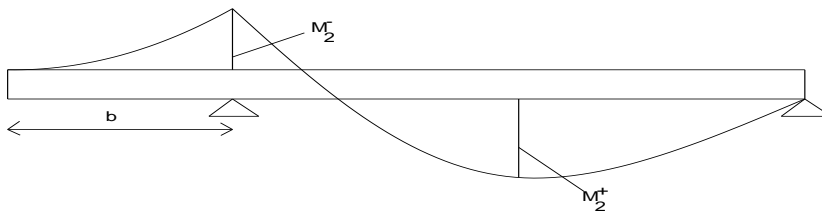
$$M_1 = \frac{qa^2}{2} = \frac{0,3375 \times 1,242^2}{2} = 0,26 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

*) Trường hợp treo cọc lên giá búa: Để $M_2^+ \approx M_2^-$ thì $b = 0,294 l_c$

$$\Rightarrow b \approx 0,294 \times 6 = 1,764 \text{ (m)}$$

+ Trị số mômen dương

$$M_2 = \frac{qb^2}{2} = \frac{0,3375 \times 1,764^2}{2} = 0,525 \text{ (T/m}^2\text{)}$$



Biểu đồ cọc khi cầu lắp

Ta thấy $M_1 < M_2$ nên ta dùng M_2 để tính toán

+ Lấy lớp bảo vệ của cọc là 3 cm \Rightarrow chiều cao làm việc của cốt thép

$$h_0 = 30 - 3 = 27 \text{ (cm)}$$

$$\Rightarrow A_a = \frac{M_2}{0,9 h_0 R_a} = \frac{0,525}{0,9 \times 0,27 \times 28000} = 1,372 \cdot 10^{-4} \text{ (m}^2\text{)} = 1,372 \text{ cm}^2$$

Cốt thép chịu uốn của cọc là 2 ϕ 18 có $A_s = 5,09 \text{ cm}^2$

\Rightarrow cọc đủ khả năng chịu tải khi vận chuyển cầu lắp

*) Tính toán cốt thép làm móc cầu trong trường hợp cầu lắp cọc $F_k = ql$

=> Lực kéo ở 1 nhánh gần đúng

$$F'_k = F_k/2 = 0,3375 \times 6/2 = 1,0125$$

Diện tích cốt thép của móc cầu

$$F_s = \frac{F'_k}{R_a} = \frac{1,0125}{28000} = 3,61 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,361 \text{ cm}^2$$

=> Chọn thép móc cầu $\phi 12$ có $A_{s_{mc}} = 1,131 \text{ cm}^2$

Vị trí đặt móc cầu là: cách đầu cọc 1 đoạn là 1,3 (m)

6.4. Tính toán móng cột trục F (Móng M1)

6.4.1. Số liệu tính toán:

- Đặc điểm kết cấu: Nhà cao tầng, kết cấu nhà khung ngang BTCT toàn khối. Tiết diện cột: 40x55 (cm)

- Tải trọng tính toán: Dựa vào bảng tổ hợp nội lực cột trục C lớn hơn nội lực cột trục F không nhiều lắm, nên ta chọn nội lực của phần tử cột 1 để tính toán móng cọc.

- Dựa vào bảng tổ hợp nội lực ta lấy các cặp nội lực tại chân cột của phần tử cột 1 để tính toán. Tuy nhiên qua thực tế tính toán ta thấy cặp nội lực có N_{\max} là cặp nội lực gây nguy hiểm nhất. Ta có số liệu như sau:

$$N^{tt} = 434,23 \text{ (T)}$$

$$M^{tt} = 19,8 \text{ (T.m)}$$

$$Q^{tt} = 11,3 \text{ (T)}$$

- Tải trọng tiêu chuẩn: Do không số tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn, nên số liệu tải trọng tiêu chuẩn được lấy như sau: $N_o^{tc} = \frac{N_o^{tt}}{n}$; $M_o^{tc} = \frac{M_o^{tt}}{n}$; $Q_o^{tc} = \frac{Q_o^{tt}}{n}$

(n là hệ số vượt tải, $n = 1,1-1,2$; Chọn $n = 1,2$)

Ta có số liệu tải trọng tiêu chuẩn như sau:

$$N^{tc} \approx 361,85 \text{ (T)}$$

$$M^{tc} \approx 16,5 \text{ (T.m)}$$

$$Q^{tc} \approx 9,41 \text{ (T)}$$

Độ lệch tâm $e = M/N = 0,04 \text{ (m)}$

→ Độ lệch tâm bé.

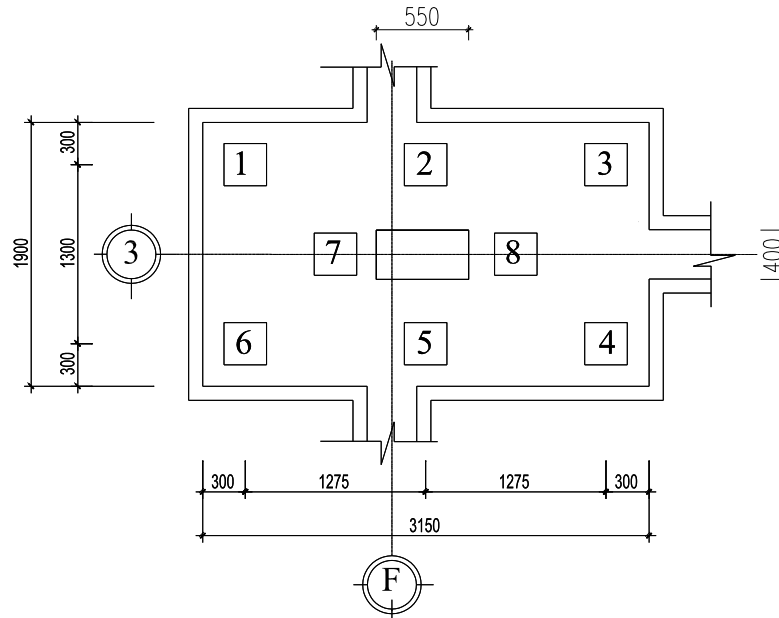
6.4.2. Chọn số lượng cọc và bố trí:

Số lượng cọc sơ bộ xác định như sau: $n = \beta \frac{N^{tt}}{[P]}$ với $\beta = 1,2 \div 2$

- Xác định sơ bộ số lượng cọc :

$$N_c \geq \beta \cdot \frac{N''}{[P]} = 1,2 \cdot \frac{361,85}{56} = 7,75$$

Chọn 8 cọc bố trí như hình vẽ:



6.4.3. Kích thước đài:

Từ việc bố trí cọc như trên:

→ kích thước đài: $B_d \times L_d = 1,9 \times 3,15$ (m)

- Chọn $h_d = 1,0$ m → $h_{0d} \approx 1,0 - 0,1 = 0,9$ m

6.4.4. Tải trọng phân phối lên cọc:

- Theo các giả thiết gần đúng, coi cọc chỉ chịu tải dọc trục, cọc chỉ chịu nén hoặc kéo

+ Trọng lượng của đài và đất trên đài:

$$G_d \approx F_d \times h_m \times \gamma_{tb} = 1,9 \times 3,15 \times 1,8 \times 2 = 9,57 \text{ (T)}.$$

+ Tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên cọc được tính theo công thức:

$$P_i = \frac{N^{tc}}{n} \pm \frac{M_y^{tc} \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

Trong đó: $N^{tc} = N_o^{tc} + G_d = 361,85 + 9,57 = 371,42$ (T) là tải trọng tiêu chuẩn ở

đáy đài: $M_y^{tc} = M_o^{tc} + Q_o^{tc} \cdot h_m$ là Momen tiêu chuẩn ở đáy đài

$$M_y^{tc} = 16,5 + 9,41 \times 1,8 = 33,438 \text{ (T.m)}$$

$$\rightarrow P_{\max, \min} = \frac{361,85}{8} \pm \frac{33,438 \times x_i}{8x^2}$$

Bảng số liệu tải trọng ở các đầu cọc.

SỐ HIỆU CỌC	X_i (m)	P_i (T)
1	-1,275	41,95
2	0	45,23
3	1,275	48,5
4	1,275	48,5
5	0	45,23
6	-1,275	41,95
7	-0,6375	38,67
8	0,6375	48,78

$$P_{\max} = 48,78 \text{ (T)}; \quad P_{\min} = 38,67 \text{ (T)}$$

→ Tất cả các cọc đều chịu nén và $P < [P] = 56 \text{ (T)}$

Kiểm tra: $P = P_{\max} + q_c \leq [P]$

- Trọng lượng tính toán của cọc

$$q_c = \gamma_{bt} \cdot a^2 \cdot L_c \cdot n = 2,5 \times 0,3^2 \times 24 \times 1,1 = 5,94 \text{ T}$$

$$\rightarrow P_{\max} + q_c = 48,78 + 5,94 = 54,72 \text{ T} < [P] = 56 \text{ T.}$$

- Tải trọng tính toán tác dụng lên cọc, không kể trọng lượng bản thân của đài và đất trên đài được tính theo công thức :

$$P_{oi} = \frac{N^{tt}}{n} \pm \frac{M_y^{tt} \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

Trong đó : $N^{tt} = 434,23 \text{ (T)}$

$$M_y^{tt} = M^{tt} + Q^{tt} \cdot h_m \text{ là momen tính toán ở đáy đài}$$

$$M_y^{tt} = 19,8 + 11,3 \cdot 1,8 = 40,14 \text{ (T.m)}$$

Bảng số liệu tải trọng ở các đầu cọc.

SỐ HIỆU CỌC	X_i (m)	P_i (T)
1	0,65	44,49
2	0,65	44,49
3	0,65	44,49
4	-0,65	28,84
5	-0,65	28,84
6	-0,65	28,84
7	0	36,67
8	0	36,67

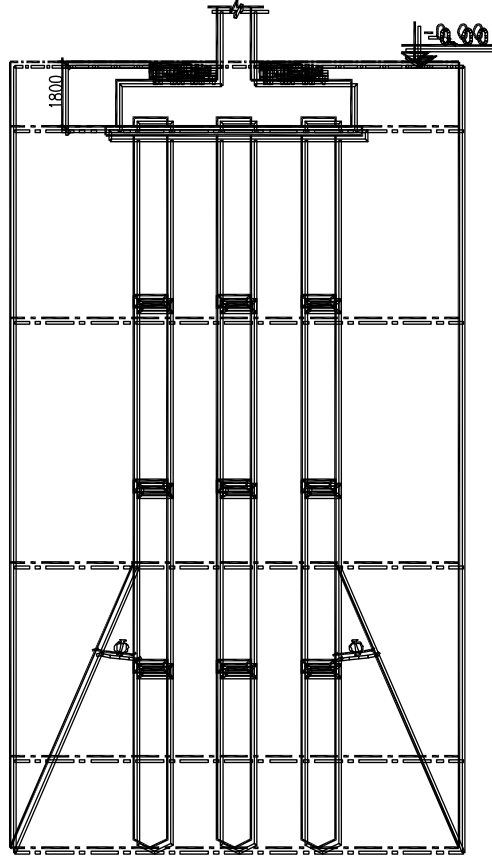
$$P_{\max} = 44,49 \text{ (T)}; \quad P_{\min} = 28,84 \text{ (T)}$$

→ Tất cả các cọc đều chịu nén và $P < [P] = 56 \text{ (T)}$

→ Vậy tất cả các cọc đều đủ khả năng chịu tải và bố trí như trên là hợp lý

6.4.5. Kiểm tra tổng thể

Giả thiết coi móng cọc là móng khối quy ước như hình vẽ:



6.4.5.1. Kiểm tra áp lực dưới đáy khối móng:

- Điều kiện kiểm tra: $p_{qu} \leq R_d$

$$p_{\max, qu} \leq 1,2 \cdot R_d$$

- Xác định khối móng quy ước:

+ Chiều cao khối móng quy ước tính từ đáy móng đến mũi cọc $H_M = 23,5 \text{ (m)}$

+ Diện tích đáy khối móng quy ước được xác định theo công thức sau:

$$F_{qu} = L_{qu} \times B_{qu} = (L_1 + 2 \cdot H_M \cdot \text{tg} \alpha) \times (B_1 + 2 \cdot H_M \cdot \text{tg} \alpha)$$

$$\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} = 3^{\circ} 10' \text{ (trong đó } \varphi_{tb} \text{ - góc ma sát trong trung bình của các lớp đất từ mũi cọc}$$

trở lên)

$$\varphi_{tb} = \frac{5^{\circ} \times 7 + 16^{\circ} \times 8 + 10^{\circ} \times 6,5 + 33^{\circ} \times 2,3}{23,5} = 12^{\circ} 55'$$

$L_1 = 2,85$ (m) – khoảng cách hai mép ngoài cùng của cọc theo phương x

$B_1 = 1,6$ (m) – khoảng cách hai mép ngoài cùng của cọc theo phương y

Vậy kích thước đáy khối móng quy ước như sau:

$$F_{qu} = (2,85 + 2 \times 23,2 \times \text{tg} 3^\circ 10') \times (1,6 + 2 \times 23,2 \times \text{tg} 3^\circ 10') = 5,4 \times 4,1 \text{ (m)}$$

- Xác định tải trọng tiêu chuẩn dưới đáy khối móng quy ước (mũi cọc):

+ Diện tích đáy khối móng quy ước

$$F_{qu} = L_{qu} \times B_{qu} = 5,4 \times 4,1 = 22,14 \text{ (m}^2\text{)}$$

Momen chống uốn W_Y của F_{qu} là:

$$W_x = \frac{4,1 \times 5,4^2}{6} = 19,926 \text{ (m}^3\text{)}$$

+ Tải trọng thẳng đứng tại đáy khối móng quy ước:

$$N_{tc} + \bar{\gamma} \times F_{qu} \times h_{qu} = 244,47 + 2 \times 22,14 \times 23,5 = 1285,05 \text{ (T)}$$

+ Momen M_x tại đáy đài:

$$M_y^{tc} = M_{oy}^{tc} + Q_o^{tc} \cdot h_m$$

$$M_x = 16,49 + 9,67 \times 1,8 = 33,896 \text{ (T.m)}$$

Ứng suất tại đáy khối móng quy ước:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F} + \frac{M_x}{W_x} = \frac{1285,05}{22,14} + \frac{33,896}{19,926} = 59,74 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{F} - \frac{M_x}{W_x} = \frac{1285,05}{22,14} - \frac{33,896}{19,926} = 56,34 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

$$\rightarrow \sigma_{tb} = 58,04 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

- Cường độ tính toán của đất ở đáy khối móng quy ước (theo công thức Terzaghi):

$$R_d = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{0,5 \cdot S_\gamma \cdot \gamma \cdot B_{qu} \cdot N_\gamma + S_q \cdot q \cdot N_q + S_c \cdot c \cdot N_c}{F_s}$$

$$q = \bar{\gamma}_{tb} \cdot h_{qu}$$

$$\gamma_{tb} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 + \gamma_4 h_4 + \gamma_5 h_5}{h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5}$$

$$\gamma_{tb} = \frac{1,7 \times 1,3 + 1,76 \times 7 + 1,88 \times 8 + 1,86 \times 6,5 + 1,86 \times 2,3}{1,3 + 7 + 8 + 6,5 + 2,3} = 1,83 \text{ (T/m}^3\text{)}$$

$$P_{gh} = 0,5.S_\gamma.\gamma.B_{qu}.N_\gamma + S_q.q.N_q + S_c.c.N_c$$

Trong đó:

$$S_\gamma = 1 - 0,2 \frac{B_{qu}}{L_{qu}} = 1 - 0,2 \times \frac{4,1}{5,4} = 0,85$$

$$S_q = 1$$

$$S_c = 1 + 0,2 \frac{B_{qu}}{L_{qu}} = 1 + 0,2 \times \frac{4,1}{5,4} = 1,15$$

Lớp đất 5 có $\varphi = 33^\circ$ tra bảng (Bảng VI.1 – Trang 199 – sách Cơ học đất) ta có: $N_\gamma = 29,8$; $N_q = 23,2$; $N_c = 35,5$

$$R_d = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{0,5 \times 0,85 \times 1,83 \times 4,1 \times 29,8 + 1 \times 42,45 \times 13,8 \times 23,2 + 1,15 \times 0 \times 35,5}{3}$$

$$R_d = 4561,9 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

Ta có $\sigma_{tb} = 58,04 \text{ (T/m}^2\text{)} < R_d = 4561,9 \text{ (T/m}^2\text{)}$

$$\sigma_{max} = 59,74 \text{ (T/m}^2\text{)} < 1,2.R_d = 5474,28 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

→ Nền đất dưới đáy khối móng quy ước đủ khả năng chịu lực.

6.4.5.2. Kiểm tra lún cho móng cọc:

Độ lún được tính với tải trọng tiêu chuẩn:

$$\sigma_{tb} = 58,04 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

Vì cọc đặt vào lớp đất cuối cùng nên dưới đáy khối móng coi là nền đồng nhất, ta có thể tính lún bằng cách dùng kết quả của lý thuyết đàn hồi:

$$S = \frac{pB_{qu}\omega(1-\mu_o^2)}{E_o}$$

Trong đó: p – áp lực gây lún

ω - hệ số phụ thuộc hình dạng móng (Bảng V.1–Trang 167–Cơ học đất)

μ_o - hệ số biến dạng ngang của đất (Bảng V.2–Trang 168–Cơ học đất)

E_o - Môđun biến dạng của đất

Áp lực gây lún: $p_{gl} = \sigma_{tb} - \gamma.h_{qu} = 58,04 - 1,83 \times 23,5 = 15,035 \text{ (T/m}^2\text{)}$

Đất dưới đáy khối móng là Cát hạt vừa, chặt vừa → $\mu_o = 0,25$; $E_o = 1580 \text{ (T/m}^2\text{)}$

Tỷ số $L_{qu}/B_{qu} = 1,31 \rightarrow \omega = 1,07$

$$\rightarrow S = \frac{pB_{qu}\omega(1-\mu_o^2)}{E_o} = \frac{15,035 \times 4,1 \times 1,07 \times (1-0,25^2)}{1580} = 0,039 \text{ (m)} = 3,9 \text{ (cm)}$$

$S = 3,9 \text{ (cm)} < S_{gh} = 8 \text{ (cm)} \rightarrow$ Thỏa mãn.

6.4.5. Tính thép dọc cho đài cọc và kiểm tra đài cọc

Đài cọc làm việc như bản côn sơn cứng, phía trên chịu tác dụng dưới cột M_0, N_0 , phía dưới là phản lực đầu cọc \Rightarrow cần phải tính toán 2 khả năng

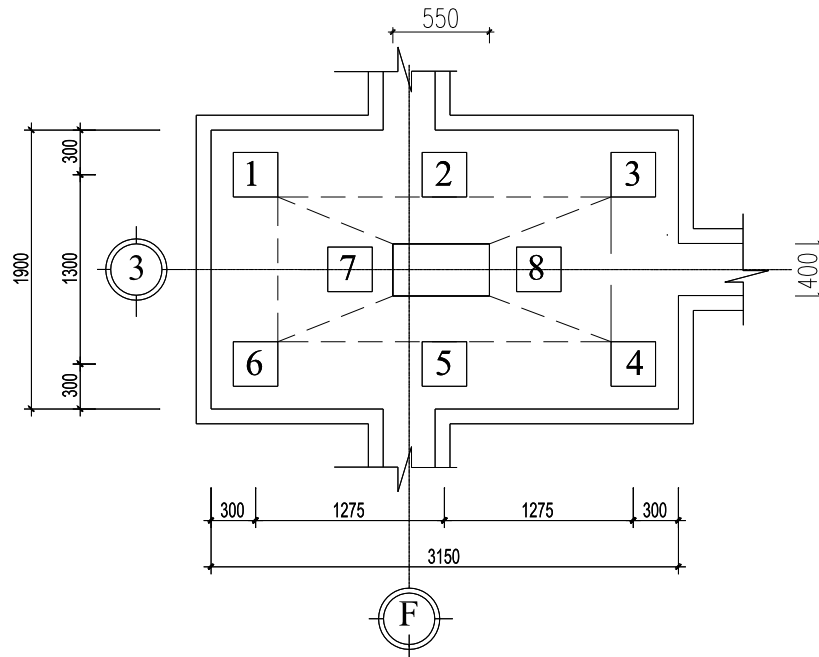
6.4.5.1. Kiểm tra cường độ trên tiết diện nghiêng - Điều kiện đâm thủng

Chiều cao đài 1000 mm. ($H_d = 1,0\text{m}$)

Chọn lớp bảo vệ $a_{bv} = 0,1 \text{ m}$

$H_o = h - a_{bv} = 1000 - 100 = 900 \text{ mm}$

- Giả thiết bỏ qua ảnh hưởng của cốt thép ngang



- Kiểm tra cột đâm thủng đài theo dạng hình tháp $P_{dt} < P_{cdt}$

Trong đó: P_{dt} - Lực đâm thủng = tổng phản lực của cọc nằm ngoài phạm vi của đáy tháp đâm thủng

$$P_{dt} = P_{01} + P_{02} + P_{03} + P_{04} + P_{05} + P_{06}$$

$$P_{dt} = 41,95.2 + 45,23.2 + 48,5.2 = 271,36 \text{ (T)}$$

P_{cdt} : lực chống đâm thủng

$$P_{cdt} = [\alpha_1(b_c + C_2) + \alpha_2(h_c + C_1)]h_o R_{bt}$$

$\alpha_1; \alpha_2$: hệ số được xác định như sau

$$\alpha_1 = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{h_o}{C_1}\right)^2} = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{0.9}{0.825}\right)^2} = 2.22$$

$$\alpha_2 = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{h_o}{C_2}\right)^2} = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{0.9}{0.95}\right)^2} = 2.06$$

$b_c x h_c$: kích thước tiết diện cột $b_c x h_c = 40 x 60 \text{ cm}$

h_o : chiều cao làm việc của đài $h_o = 0.9 \text{ m}$

$C_1; C_2$: khoảng cách từ mép cột đến mép tháp dầm thùng $C_1 = 0.825 \text{ m}$,
 $C_2 = 0.95 \text{ m}$

$$\Rightarrow P_{cdt} = [2.22 \cdot (0.4 + 0.95) + 2.06 \cdot (0.55 + 0.825)] \cdot 0.9 \cdot 90 = 472.19 \text{ (T)}$$

Vậy $P_{dt} = 271.36 \text{ (T)} < P_{cdt} = 472.19 \text{ (T)}$

\Rightarrow Chiều cao đài thỏa mãn điều kiện chống đâm thủng.

- Kiểm tra khả năng chọc thủng đài theo tiết diện nghiêng.

Khi $b \leq b_c + h_0$ thì $P_{dt} \leq b_0 \cdot h_0 \cdot R_k$

Khi $b \geq b_c + h_0$ thì $P_{dt} \leq (b_c + h_0) \cdot h_0 \cdot R_k$

Ta có $b = 1.9 \text{ m} > 0.4 + 0.9 = 1.3 \text{ m} \rightarrow Q = P_{03} + P_{04} = 48.5 + 48.5 = 97 \text{ (T)}$

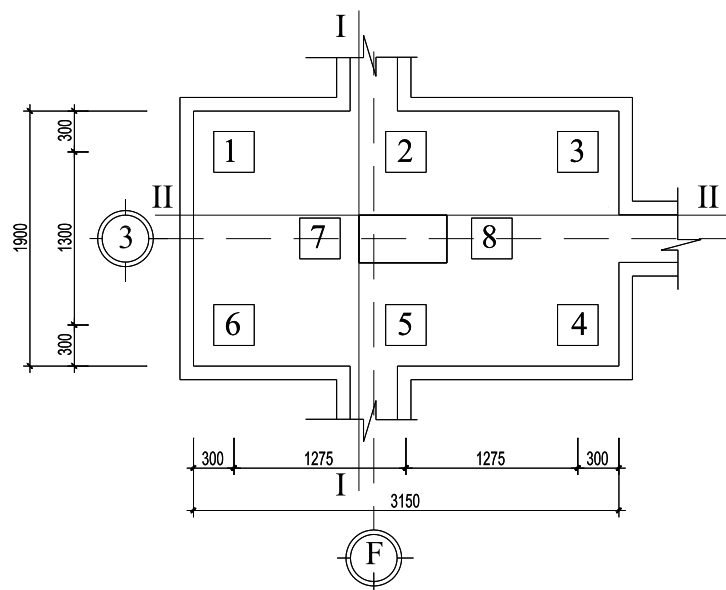
$\rightarrow P_{dt} = 97 \text{ (T)} < (b_c + h_0) \cdot h_0 \cdot R_k = (0.4 + 0.9) \cdot 0.9 \cdot 90 = 105.3 \text{ (T)}$

\rightarrow thỏa mãn điều kiện chống chọc thủng.

Kết luận: Chiều cao đài thỏa mãn điều kiện chống đâm thủng và chọc thủng theo tiết diện nghiêng.

6.4.5.2. Tính cốt thép đài:

Đài tuyệt đối cứng, coi đài làm việc như bản dầm sàn ngàm tại mép cột.



Mô men tại mép cột theo mặt cắt I-I

$$M_1 = r_1(P_1 + P_6) + r_3 P_7 = 0.975 \cdot (41.95 + 41.95) + 0.375 \cdot 38.67 = 96.3 \text{ (T)}$$

Cột thép yêu cầu:

$$A_{sI} = \frac{M_I}{0,9h_o.R_a} = \frac{96,3}{0,9 \times 0,9 \times 28000} = 4,24 \cdot 10^{-3} (m^2) = 42,4 (cm^2)$$

Chọn 12Ø22a150 L=3050mm, có $A_s = 45,6 cm^2$

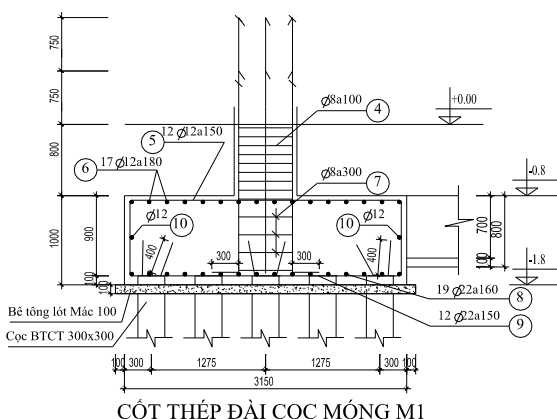
Mô men tại mép cột theo mặt cắt II-II

$$M_2 = r_2(P_1 + P_2 + P_3) = 1,1 \cdot (41,95 + 45,23 + 48,5) = 149,24 (T)$$

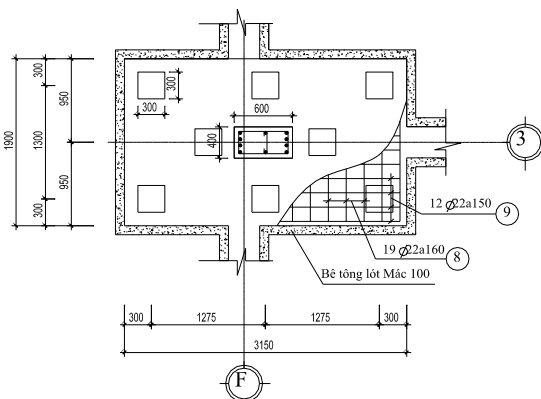
Cột thép yêu cầu:

$$A_{sII} = \frac{M_{II}}{0,9h_o.R_a} = \frac{149,24}{0,9 \cdot 0,9 \cdot 28000} = 6,58 \cdot 10^{-3} (m^2) = 65,8 (cm^2)$$

Chọn 19Ø22a160 L=1800mm có $A_s = 72,2 cm^2$



CỘT THÉP ĐÀI CỌC MÓNG M1



MẶT BẰNG ĐÀI CỌC MÓNG M1

6.5. Tính toán móng cột trục D và E (Móng M2):

6.5.1. Số liệu tính toán:

*Tải trọng tác dụng xuống móng:

Từ kết quả tổ hợp nội lực khung của cột D và cột E:

Trục D, phần tử 3			Trục E, phần tử 2		
N_D^{tt} (T)	M_D^{tt} (T.m)	Q_D^{tt} (T)	N_E^{tt} (T)	M_E^{tt} (T.m)	Q_E^{tt} (T)
502,1	8,09	1,79	517,99	9,17	2,01

Tải trọng lấy tại chân cột D và E được lấy từ bảng tổ hợp nội lực của khung trục 3

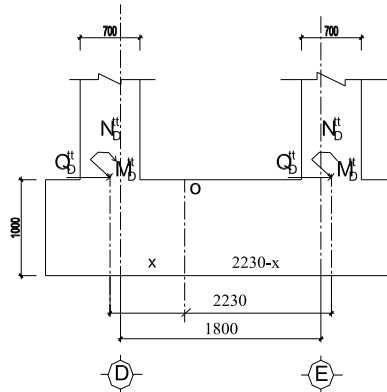
* *Xác định trọng tâm của móng:*

Giả thiết O là điểm đặt của hợp lực, x là khoảng cách từ O đến tim cột trục D.

Tìm điểm O tại đế móng theo phương trình cân bằng sau:

$$\sum M_o = N_D'' \cdot x - N_E'' \cdot (2,23 - x) = 0$$

$$\Rightarrow x = \frac{N_D'' \cdot 2,23}{N_D'' + N_E''} = \frac{502,1 \times 2,23}{502,1 + 517,99} = 1,097 \text{ (m)}, \text{ lấy } x = 1,1 \text{ (m)}.$$



- Hợp lực tính toán tác dụng ở tâm O là:

$$N_o'' = 502,1 + 517,99 = 1020,09 \text{ (T)}.$$

$$M_o'' = 8,09 + 9,17 + (1,1 - 1,097) \cdot 1020,09 = 20,32 \text{ (T.m)}.$$

$$Q_o'' = 1,79 + 2,01 = 3,8 \text{ (T)}.$$

* *Sức chịu tải của cọc:*

Chọn cọc có tiết diện và chiều dài như với móng M1, ta có sức chịu tải của cọc là:

$$[P] = 56 \text{ (T)}.$$

6.5.2. Chọn độ sâu của đáy đài:

Chọn $h = 1,8 \text{ (m)}$

6.5.3. Xác định số lượng cọc và bố trí cọc trong móng :

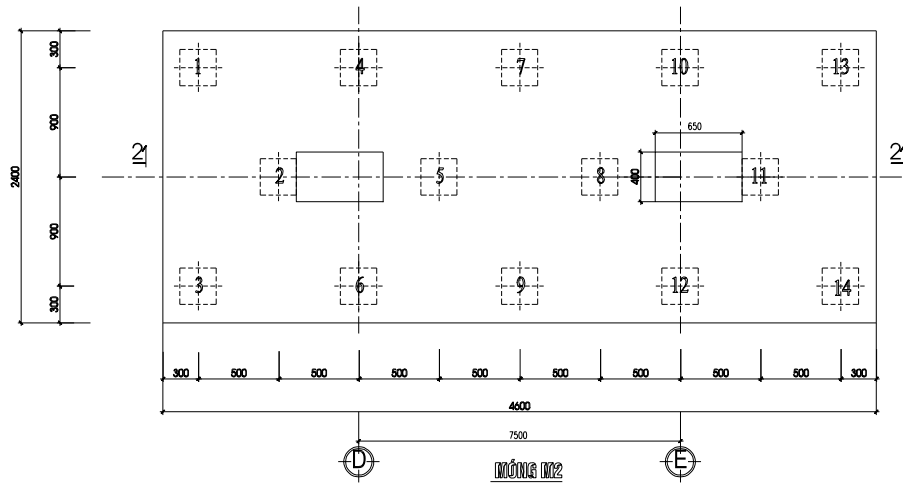
Số lượng cọc sơ bộ xác định như sau: $n = \beta \frac{N_o''}{[P]}$ với $\beta = 1,2 \div 2$

Số lượng cọc sơ bộ trong móng là:

$$n_c = m \cdot \frac{N_o''}{[P]} = 1,2 \cdot \frac{1020,09}{56} = 13,95 \text{ (cọc)}.$$

Với $m = (1,1 - 1,7)$ - là hệ số kể đến ảnh hưởng của mômen, giá trị phụ thuộc vào trị số mômen đáy đài và cách bố trí cọc trong đài.

Chọn 14 cọc bố trí : như hình vẽ



6.5.4. Kích thước đài:

Từ việc bố trí cọc như trên:

→ kích thước đài: $B_d \times L_d = 2,4 \times 4,6$ (m)

- Chọn $h_d = 1,0$ m → $h_{0d} \approx 1,0 - 0,1 = 0,9$ m

6.5.5. Tải trọng phân phối lên cọc:

+ Tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên cọc:
$$P_i^{tc} = \frac{N^*}{n_c} \pm \frac{M^* \times x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

- $M^* = M^{tc} = 20,32 / 1,2 = 16,93$ (T.m)

- x_i tọa độ cọc thứ i

- $N^* = N^{tc} + G$

Với G là trọng lượng đài và đất trên đài: $G = F_d \cdot h_m \cdot \gamma_{tb}$

$G = 2,4 \cdot 4,6 \cdot 1,8 \cdot 2 = 39,74$ T

$\Rightarrow N^* = \frac{1020,09}{1,2} + 39,74 = 889,81$ (T)

Với $x_{\max} = 2,1$ m $\Rightarrow P_{\max, \min}^{tc} = \frac{889,81}{14} \pm \frac{16,93 \times 2,1}{4 \times 2,1^2}$

$P_{\max}^{tc} = 45,57$ T; $P_{\min}^{tc} = 41,54$ T

+ Tải trọng tác dụng không kể bản thân

Tải trọng tính toán tác dụng lên cọc:
$$P_i^{tt} = \frac{N_0^{tt}}{n_c} \pm \frac{M^{tt} \times x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

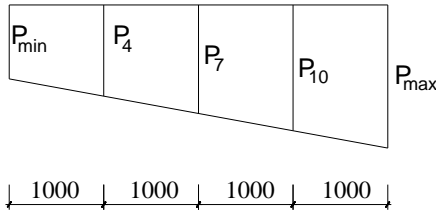
\Rightarrow Tất cả các cọc đều chịu nén

+ Tải trọng trên các cọc còn lại

+ Tải trọng trên các cọc còn lại

Có $P_{13}^{tt} = P_{\max}^{tt} = P_{14}^{tt} = 45,57T$; $P_1^{tt} = P_3^{tt} = P_{\min}^{tt} = 41,54T$
 - $P_2^{tt}, P_4^{tt}, P_5^{tt}, P_7^{tt}, P_8^{tt}, P_{10}^{tt}, P_{11}^{tt}, P_{13}^{tt}$

Xác định bằng phương pháp tuyến tính



$$\Rightarrow P_4^{tt} = P_{\min}^{tt} + \frac{P_{\max}^{tt} - P_{\min}^{tt}}{4} = 41,54 + \frac{45,57 - 41,54}{4} = 42,54T$$

$$P_7^{tt} = P_{\min}^{tt} + 2 \times \frac{P_{\max}^{tt} - P_{\min}^{tt}}{4} = 41,54 + 2 \times \frac{45,57 - 41,54}{4} = 43,55T$$

$$P_{10}^{tt} = P_{\min}^{tt} + 3 \times \frac{P_{\max}^{tt} - P_{\min}^{tt}}{4} = 41,54 + 3 \times \frac{45,57 - 41,54}{4} = 44,56T$$

$$P_2^{tt} = 41,56T; P_5^{tt} = 42,04T; P_8^{tt} = 43,05T; P_{11}^{tt} = 43,56kN$$

6.5.6. Kiểm tra tổng thể :

6.5.6.1-Kiểm tra điều kiện làm việc của cọc

$$\text{Điều kiện : } P_{\max}^{tc} + g_{cọc} \leq [P]$$

$$\text{Có } g_{cọc} = 5,94 T$$

$$\Rightarrow P_{\max}^{tc} + g_{cọc} = 45,57 + 5,94 = 51,51T < [P] = 56T$$

Thỏa mãn điều kiện

6.5.6.2-Kiểm tra độ bền của đài

$$a\text{-Điều kiện đâm thủng : } P_{dt} \leq P_{cdt}$$

Trong đó P_{dt} là lực đâm thủng bằng tổng phản lực của cọc nằm ngoài phạm vi của đáy tháp

đâm thủng

$$P_{dt} = P_1^{tt} + P_2^{tt} + P_3^{tt} + P_4^{tt} + P_5^{tt} + P_6^{tt} + P_7^{tt} + P_8^{tt} + P_9^{tt} + P_{10}^{tt} \\ + P_{11}^{tt} + P_{12}^{tt} + P_{13}^{tt} + P_{14}^{tt}$$

$$P_{dt} = (45,57 + 41,54 + 42,54 + 43,55 + 45,56) \times 2 + 41,56 + 42,04 + 43,05 + 43,56 = 507,73(T)$$

$$P_{cdt} = 2 \cdot [\alpha_1 \cdot (b_c + c_2) + \alpha_2 \cdot (h_c + c_1)] \cdot h_o \cdot R_k$$

Có $b_c.h_c:0,4 \times 0,65$; $h_0=0,9$

α_1, α_2 các hệ số được xác định như sau :

$$\alpha_1 = 1,5 \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{c_1}\right)^2} = 1,5 \sqrt{1 + \left(\frac{0,9}{0,55}\right)^2} = 2,87$$

$$\alpha_2 = 1,5 \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{c_2}\right)^2} = 1,5 \sqrt{1 + \left(\frac{0,9}{0,5}\right)^2} = 3,08$$

$$P_{\text{chống ct}} = [2,87 \times (0,4 + 0,5) + 3,08 \times (0,65 + 0,55)] \times 0,9 \times 90$$

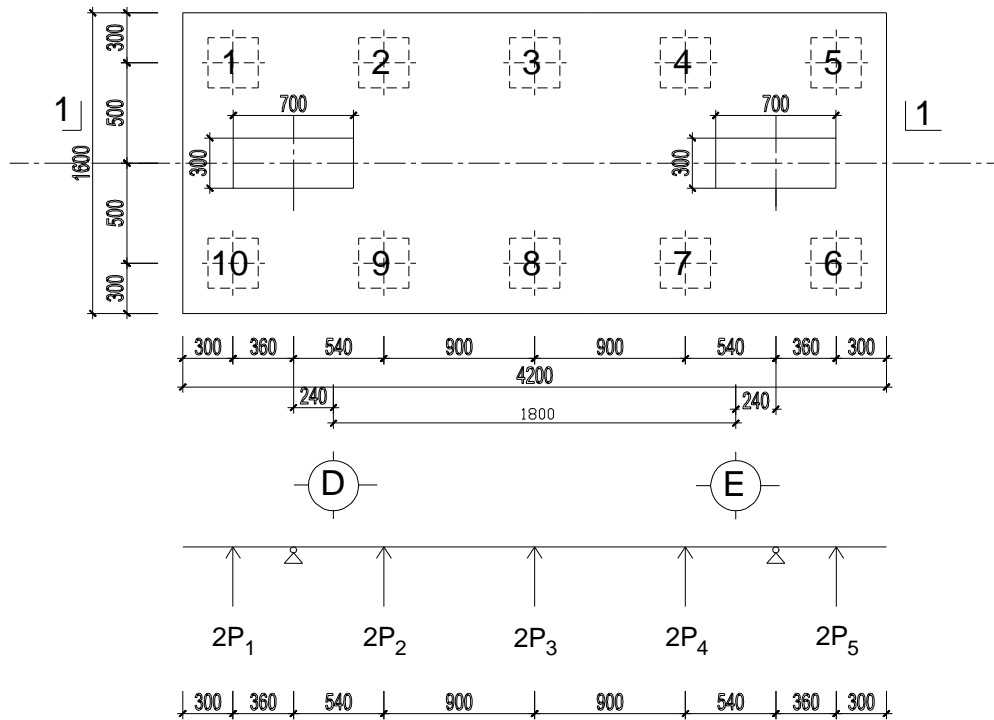
$$P_{\text{chống ct}} = 508,6 \text{ (T)}$$

$$\Rightarrow P_{\text{dt}} = 507,73 \text{ (T)} < P_{\text{chống ct}} = 508,6 \text{ (T)}$$

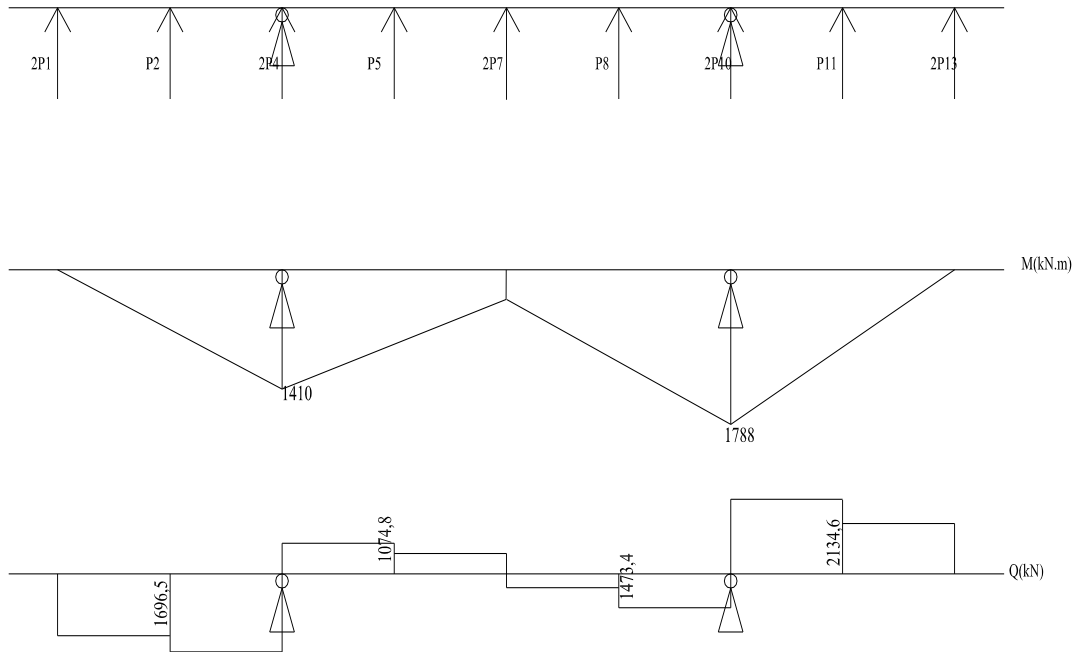
Thỏa mãn điều kiện chống đâm thủng

b- Kiểm tra chiều cao dài chịu cắt

Coi đài như dầm gôỉ tại trọng tâm 2 cột.



Tải trọng tác dụng là các phản lực đầu cọc tác dụng lên dầm như hình vẽ. Vẽ biểu đồ mômen ta xác định được các giá trị nội lực. Tính toán bằng phần mềm SAP 2000, ta có biểu đồ mô men và lực cắt như sau:



- Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$Q \leq k_1 \cdot R_k \cdot b \cdot h_0$$

Với $k_1 = 0,6$ đối với dầm và $k_1 = 0,8$ đối với bản.

R_k - Cường độ chịu kéo của bê tông

b, h_0 - Kích thước tiết diện vuông góc tại điểm đầu của khe nứt.

$$k_1 \cdot R_k \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 1000 \cdot 2,4 \cdot 0,9 = 1296 \text{ (kN)} < Q_{\max} = 2134,6 \text{ (kN)}.$$

⇒ Bê tông không đủ khả năng chịu cắt, phải tính cốt đai.

$$k_0 \cdot R_n \cdot b \cdot h_0 = 0,35 \cdot 13000 \cdot 2,4 \cdot 0,9 = 9828 \text{ (kN)} > Q_{\max} = 2134,6 \text{ (kN)}$$

(Hệ số $k_0 = 0,35$ đối với mác bê tông mác 400# trở xuống, $k_0 = 0,3$ đối với mác bê tông 500).

⇒ Bê tông không bị phá vỡ do ứng suất chính.

Dùng cốt đai $\phi 16, n = 2, f_d = 2,011 \text{ (cm}^2\text{)}.$

+ Khoảng cách giữa các cốt đai tính toán:

$$u_{tt} = R_{ad} \cdot n \cdot f_d \cdot \frac{8 \cdot R_k \cdot b \cdot h_0^2}{Q^2} = 1800 \cdot 2 \cdot 2,011 \cdot \frac{8 \cdot 10 \cdot 160 \cdot 90^2}{312970^2} = 16,48 \text{ (cm)}.$$

+ Khoảng cách lớn nhất giữa các cốt đai là:

$$U_{\max} = \frac{1,5 \cdot R_k \cdot b \cdot h_0^2}{Q} = \frac{1,5 \cdot 0,1 \cdot 160 \cdot 92^2}{3129,7} = 72 \text{ (cm)}.$$

6.5.6.3- Kiểm tra sự làm việc đồng thời của móng và nền.

a. Xác định khối móng quy ước

- b. Xác định tải trọng đáy khối móng quy ước
- c. Kiểm tra sức chịu tải của nền đất dưới đáy móng
- d. Kiểm tra lún

6.5.7. Tính thép dọc cho đài cọc

a- Cốt thép theo phương cạnh dài:

Theo phương cạnh dài, coi đài như dầm gối tại trọng tâm 2 cột.

Tính theo tiết diện chữ nhật có $b \times h = 160 \times 90$ (cm).

* Đối với cốt thép phía dưới chịu mô men âm

$$M_{\max} = M_{\text{gối}} = 1788 \text{ (kN.m)}$$

$$\text{Ta có: } \alpha_m = \frac{M}{R_s \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{178,8}{1,3 \cdot 240 \cdot 90} = 0,006 < \alpha_R = 0,399$$

⇒ Tính theo trường hợp đặt cốt đơn

$$\xi = (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,006}) = 0,006$$

$$\zeta = 1 - 2 \cdot \xi = 1 - 2 \cdot 0,006 = 0,988$$

- Diện tích cốt thép yêu cầu:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{178,8}{2,8 \cdot 0,988 \cdot 0,9} = 49,7 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Chọn 16φ20 có $F_a = 50,2$ (cm²).

- Chiều dài mỗi thanh là:

$$l^* = l - 2 \cdot 0,03 = 4,6 - 0,06 = 4,54 \text{ (m)}$$

- Khoảng cách giữa trục các thanh thép :

$$a = 150 \text{ mm}$$

* Đối với cốt thép phía trên chịu mô men dương φ12 a200

Do mô men có giá trị nhỏ nên ta bố trí theo cấu tạo

b-Cốt thép theo phương cạnh ngắn

Theo phương cạnh ngắn, coi đài làm việc như bản côn sơn ngàm tại mép cột

Mô men tương ứng với mặt ngàm I-I là:

$$M_I = r \cdot (P_1^{tt} + P_4^{tt} + P_7^{tt} + P_{10}^{tt} + P_{13}^{tt}) \text{ với } r = 0,9 - 0,2 = 0,7 \text{ (m)}$$

$$\Rightarrow M_I = 0,7 \cdot (56,2 + 60,2 + 64,19 + 68,18 + 72,16) = 224,6 \text{ (T.m)}$$

$$\text{Vậy } F_{a1} = \frac{M_I}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_b} = \frac{224,6}{0,9 \cdot 0,9 \cdot 2,8} = 68,5 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Chọn 27φ18 có $F_a = 68,7$ (cm²).

- Chiều dài mỗi thanh là:

$$b^* = b - 2 \cdot 0,02 = 2,4 - 0,04 = 1,36 \text{ (m)}$$

- Khoảng cách trục các thanh thép:

$$a = 170(\text{mm})$$

CHƯƠNG 1:

BIỆN PHÁP THI CÔNG PHẦN NGẦM

1.1. Giới thiệu tóm tắt đặc điểm công trình:

- Nhà khung bê tông cốt thép chịu lực có xây chèn tường gạch 220
- Móng cọc bê tông cốt thép đài thấp đặt trên lớp bê tông đá mác 100, đáy đài đặt cốt -1,8m so với cốt +0.00 cọc bê tông cốt thép B20 tiết diện 0,3x0,3m dài 24m được chia làm 4 đoạn, đoạn C1 dài 6m, đoạn C2 dài 6m, cọc được ngàm vào đài bằng cách đập đầu cọc để thép neo vào đài 1 đoạn bằng 0,4m, cọc còn nguyên bê tông được neo vào đài 1 đoạn bằng 0,1m

1.2. Điều kiện thi công:

1.2.1. Điều kiện địa chất công trình:

- Số liệu địa chất được khoan khảo sát tại công trường và thí nghiệm trong phòng kết hợp với số liệu xuyên tĩnh cho thấy đất nền trong khu xây dựng có lớp đất có thành phần và trạng thái như sau :

- Lớp 1 : Đất lấp dày 1,0m
- Lớp 2 : Sét pha, nhão dày 7,5m , $\varphi^{tt} = 5^0$, $E = 105 (T/m^2)$, $\gamma = 1,76 (T/m^3)$
- Lớp 3: Sét pha, nửa cứng, dày 8m, $\varphi^{tt} = 16^0$, $E = 1160 (T/m^2)$, $\gamma = 1,88 (T/m^3)$
- Lớp 4: Cát pha, dẻo mềm dày 6,5m, $\varphi^{tt} = 10^0$, $E = 800 (T/m^2)$, $\gamma = 1,86 (T/m^3)$
- Lớp 5 : Cát hạt vừa dày vô cùng , $\varphi^{tt} = 33^0$, $E = 1800 (T/m^2)$, $\gamma = 1,86 T/m^3$

1.2.2. Điều kiện địa chất thủy văn :

- Trong khu vực xây dựng không thấy xuất hiện mực nước ngầm.
- Khu đất xây dựng tương đối bằng phẳng không san lấp nhiều nên thuận tiện cho việc bố trí kho bãi xưởng sản xuất. nằm kề đường giao thông dẫn vào .
- Căn cứ vào thiết kế móng ta thấy công trình nằm trên nền đất tương đối đồng nhất. Nên căn cứ vào chiều sâu chôn móng, căn cứ vào không gian công trình ta thấy công trình gần khu dân cư nên ta áp dụng việc hạ cọc bằng máy ép cọc để đảm bảo năng suất và kịp tiến độ.

1.2.3. Tài nguyên thi công:

Hiện nay nhà thầu có lực lượng thi công và thiết bị thi công hoàn toàn đáp ứng yêu cầu đặt ra về chất lượng và tiến độ thi công công trình.

Tình hình cung cấp vật tư:

- Thành phố Vĩnh Phúc có rất nhiều công ty cung ứng đầy đủ vật tư, máy móc, thiết bị thi công. Vận chuyển đến công trường bằng ô tô.
- Nhà máy xi măng, bãi cát đá, xí nghiệp bê tông tươi thuận lợi cho công tác vận chuyển, cho công tác thi công đổ bê tông.

- Vật tư được chuyển đến công trường theo nhu cầu thi công và được chứa trong các kho tạm hoặc bãi lộ thiên .

Máy móc thi công:

- Công trình có khối lượng thi công lớn do đó để đạt hiệu quả cao phải kết hợp thi công cơ giới với thủ công.

- Phương tiện phục vụ thi công gồm có:

- + Máy ép cọc: Phục vụ cho thi công cọc ép.
- + Máy đào đất, xe tải chở đất: phục vụ công tác đào hố móng.
- + Cần trục tự hành, cần trục tháp: phục vụ công tác ép cọc, cầu lắp thiết bị...
- + Máy vận thăng.
- + Xe vận chuyển bê tông và xe bơm bê tông...
- + Máy đầm bê tông.
- + Máy trộn vữa, máy cắt uốn cốt thép.
- + Các hệ dàn giáo, cốp pha, cột chống và trang thiết bị kết hợp.

Các loại xe được điều đến công trường theo từng giai đoạn và từng biện pháp thi công sao cho thích hợp nhất.

Nguồn nhân công xây dựng, lán trại:

- Nguồn nhân công chủ yếu là người ở nội thành và các vùng ngoại thành xung quanh đi chiều về do đó lán trại được xây dựng chủ yếu nhằm mục đích nghỉ ngơi cho công nhân vào buổi trưa, bố trí căn tin để công nhân ăn uống.

- Dựng lán trại cho ban chỉ huy công trình, các kho chứa vật liệu.

Qua phân tích cho thấy có nhiều thuận tiện cho việc lựa chọn phương án tổ chức thi công nhằm mục đích nhanh nhất đảm bảo qui trình kỹ thuật và chất lượng công trình. Song cần lưu ý đến tình hình mưa gió thất thường để có biện pháp thi công thích hợp.

1.2.4. Thời gian thi công :

Công trình có khối lượng đồ sộ, nhiều tầng, dài, việc tìm giải pháp thi công tối ưu là vô cùng phức tạp, việc tìm ra giải pháp thi công tối ưu là làm cho công trình thi công được điều hoà về nhân lực, công việc, về việc sử dụng vật liệu và giảm chi phí phụ, giảm thời gian thi công. Nhưng vẫn đảm bảo tính ổn định cho kết cấu công trình.

Để đảm bảo tiến độ thi công trên ta phải áp dụng các công nghệ tiên tiến trong thi công, cơ giới hoá trong quá trình sản xuất và thi công, chuyển lao động thủ công sang lao động bằng máy móc làm tăng năng suất lao động và tiêu chuẩn hoá được chất lượng.

1.3. Lập biện pháp thi công ép cọc bê tông cốt thép :

1.3.1. Tính khối lượng cọc bê tông cốt thép.

- Căn cứ vào mặt bằng móng công trình.

- Căn cứ vào thiết kế móng, ta xác định khối lượng cọc như sau:

$$\text{Móng } M_1 = 20^{\text{hố móng}} \times 8^{\text{cọc}} = 160 \text{ cọc.}$$

$$\text{Móng } M_2 = 8^{\text{hố móng}} \times 14^{\text{cọc}} = 96 \text{ cọc.}$$

$$\text{Móng } M_3 = 2^{\text{hố}} \times 1^{\text{cọc}} = 2 \text{ cọc.}$$

$$\text{Móng thang máy} = 1^{\text{hố}} \times 18^{\text{cọc}} = 18 \text{ cọc.}$$

$$\text{Tổng cộng} = 276 \text{ tim cọc.}$$

Để thuận lợi cho việc thi công, chuyên chở và cầu cọc. Cọc dài 24 m chia ra làm bốn đoạn mỗi đoạn dài 6 m.

- Khối lượng cọc cần thiết của công trình là:

$$276 \times 4 = 1104 \text{ (cọc).}$$

- Tổng chiều dài cọc công trình cần đóng là: $1104 \times 6 = 6624 \text{ (m)}$.

- Trọng lượng 1 cọc: $24 \times 0.3 \times 0.3 \times 2.5 = 5.4 \text{ (T)}$

- Khối lượng cọc BTCT cho toàn bộ công trình: $5,4 \times 276 = 1490,4 \text{ (T)}$.

1.3.2. Chọn phương pháp ép cọc bê tông cốt thép:

Phương án:

- Tiến hành san phẳng mặt bằng để tiện di chuyển thiết bị ép và vận chuyển cọc, sau đó tiến hành ép cọc theo yêu cầu cần thiết bị. Như vậy để đạt được cao trình đỉnh cọc cần phải ép âm. Cần phải chuẩn bị các đoạn cọc dẫn bằng thép hoặc bằng bê tông cốt thép để cọc ép được tới chiều sâu thiết kế. Sau khi ép cọc xong ta sẽ tiến hành đào đất để thi công phân đài, hệ giằng đào cọc.

** Ưu điểm:*

- Việc di chuyển thiết bị ép cọc và vận chuyển cọc có nhiều thuận lợi kể cả khi gặp trời mưa.

- Không bị phụ thuộc vào mực nước ngầm.

- Tốc độ thi công nhanh.

** Nhược điểm:*

- Phải dựng thêm các đoạn cọc dẫn để ép âm, có nhiều khó khăn khi ép đoạn cọc cuối cùng xuống đến chiều sâu thiết kế.

- Công tác đào đất hố móng khó khăn, phải đào thủ công nhiều, khó cơ giới hoá.

- Việc thi công đài cọc và giằng móng khó khăn hơn.

- Dùng 2 máy ép cọc thủy lực để tiến hành. Sơ đồ ép cọc xem trong bản vẽ thi công ép cọc.

1.3.3. Tính toán lựa chọn thiết bị ép cọc:

1.3.3.1. Chọn máy ép cọc:

Các yêu cầu kỹ thuật đối với thiết bị ép cọc:

Lý lịch máy, có cơ quan kiểm định các đặc trưng kỹ thuật.

Lưu lượng dầu của máy bơm (l/ph).

Áp lực bơm dầu lớn nhất (kg/cm^2).

Hành trình pittông của kích (cm).

Diện tích đáy pittông của kích (cm^2).

Phiếu kiểm định chất lượng đồng hồ áp lực dầu và van chịu áp (do cơ quan có thẩm quyền cấp).

Thiết bị được lựa chọn để ép cọc phải thoả mãn các yêu cầu:

Lực nén (định k_{gh}) lớn nhất của thiết bị không nhỏ hơn 1,4 lần lực nén lớn nhất P_{\max} theo yêu cầu của thiết kế.

Lực nén của kích phải đảm bảo tác dụng dọc trục cọc khi ép đỉnh hoặc tác dụng đều trên mặt bên cọc ép khi ép ôm, không gây lực ngang khi ép.

Chuyển động của pittông kích phải đều và khống chế được tốc độ ép.

Đồng hồ đo áp lực phải tương xứng với khoảng lực đo.

Thiết bị ép cọc phải bảo đảm điều kiện vận hành theo đúng qui định về an toàn lao động khi thi công.

Giá trị áp lực đo lớn nhất của đồng hồ không vượt quá hai lần áp lực đo khi ép cọc, chỉ nên huy động khoảng 0,7 đến 0,8 khả năng tối đa của thiết bị

1.3.3.2. Chọn kích ép:

Để đưa cọc xuống độ sâu thiết kế cọc phải qua các tầng địa chất khác nhau. Ta thấy cọc muốn qua được những địa tầng đó thì lực ép cọc phải đạt giá trị:

$$P_e^{tk} \geq K \cdot P_{\text{đn}} \text{ trong đó}$$

P_e^{tk} : lực ép thiết kế tối thiểu của máy

K hệ số an toàn có giá trị $2 \div 3$

$P_{\text{đn}}$: sức chịu tải cho phép của cọc theo kết quả xuyên tĩnh, $P=56(T)$

Ngoài ra lực ép phải đảm bảo nhỏ hơn sức chịu tải của cọc theo độ bền của vật liệu chế tạo cọc (P_{vl})

$$\text{Vậy ta có: } P_{ep}^{tk} \leq P_{ep}^{tc} \leq P_{vl} \Leftrightarrow 2 \times 56 \leq P_{ep}^{tc} \leq 142T \Leftrightarrow 112T \leq P_{ep}^{tc} \leq 142T$$

$$(P_{\min}^{ep} = 112T; P_{\max}^{ep} = 142T)$$

- Chọn thiết bị ép cọc là hệ kích thuỷ lực có lực nén lớn nhất của thiết bị là:

$P = 140 (T)$, gồm hai kích thuỷ lực mỗi kích có $P_{\max} = 70 (T)$.

- Chọn giá theo công thức:

$$D_{XL} = 2 \sqrt{\frac{P_{ep}^{tk}}{\Pi \cdot P_d \cdot n_k}}$$

Trong đó: D_{XL} : Đường kính xi lanh của kích

$n_k = 2$ là số quả kích có trong máy ép

P_d : áp lực làm việc của máy bơm dầu thường lấy $P_d = 0,8 P_b$

P_b : áp lực k_{gh} định của máy bơm thường chọn $P_b = (210;310) \text{ kg/cm}^2$

→ Chọn $P_d = 168 \div 248 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow P_d = 240 \text{ Kg/cm}^2 = 2400 \text{ T/m}^2$

$$D_{XL} = 2 \sqrt{\frac{P_{ep}}{\Pi \cdot P_d \cdot n_k}} = 2 \sqrt{\frac{130}{\Pi \cdot 2400 \cdot 2}} = 0,18 \text{ m} \approx 0,2 \text{ m}$$

Chọn $D = 20 \text{ cm}$

- Chọn hành trình kích 1,5 m .
- Chọn máy ép loại ETC - 03 - 94 (CLR - 1502 -ENERPAC)
- Cọc ép có tiết diện 15x15 đến 30x30cm.
- Chiều dài tối đa của mỗi đoạn cọc là 9m.
- Lực ép gây bởi 2 kích thủy lực có đường kính xy lanh 202mm, diện tích 2 xy lanh là $628,3 \text{ cm}^2$.
- Lộ trình của xy lanh là 130cm
- Lực ép máy có thể thực hiện được là 139T.
- Năng suất máy ép là 72m/ca.

1.3.3.3. Chọn giá ép và tính toán đối trọng:

Chức năng : cố định kích ép, truyền lực ép kích vào đỉnh cọc, định hướng chuyển dịch cọc và đỡ đối tải.

-Thiết kế giá ép cho đài cọc móng M1.

Theo phương ngang đài cọc có 3 hàng cọc, theo phương dọc đài cọc có 5 hàng cọc. Ta sẽ thiết kế giá ép để có thể ép được hết các cọc trong đài mà không cần phải di chuyển giá máy ép.

Theo phương ngang khoảng cách giữa các trục cọc là 65cm. Theo phương dọc khoảng cách giữa các trục cọc là 65cm

Giá ép được cấu tạo từ thép hình I , cao 60cm, cánh rộng 30cm.

Khoảng cách từ mép giá đến tim cọc ngoài cùng là 50cm.

Từ các giả thiết trên ta thiết kế giá ép có các kích thước sau.

Bề rộng giá ép: $0,65 \times 2 + 2 \times (0,3 + 0,5) = 2,9 \text{ (m)}$.

Bề dài giá ép: $2 \times (3 + 0,5 + 1,275) = 9,6 \text{ (m)}$.

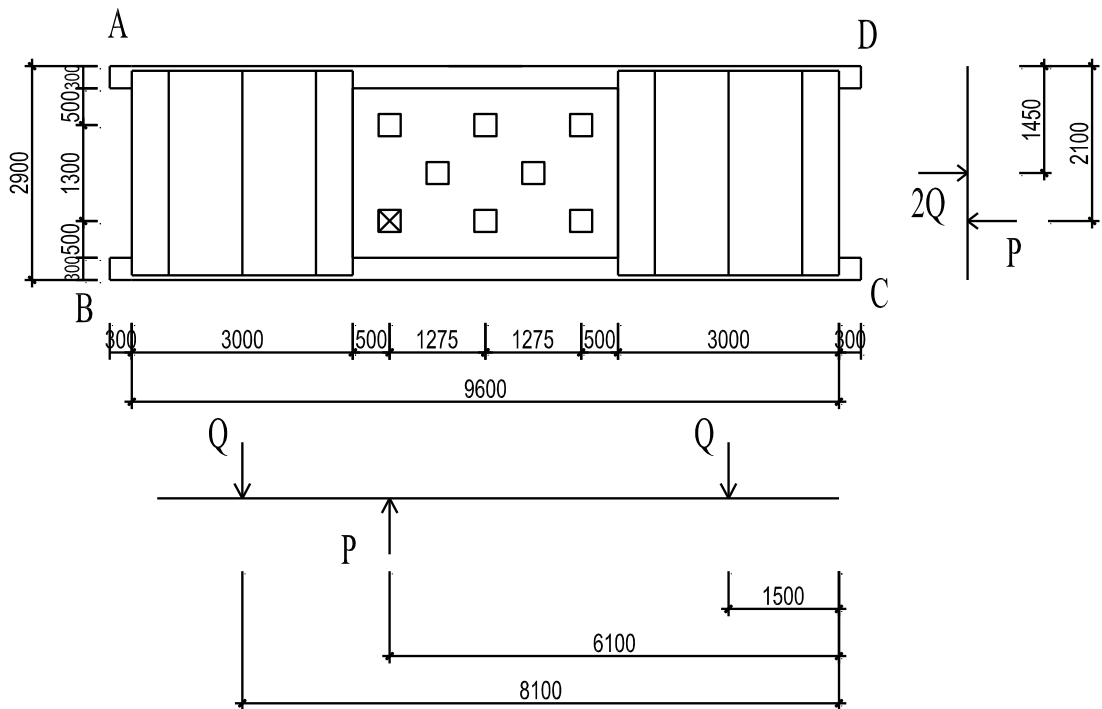
-Tính toán đối trọng

Dùng đối trọng là các khối bê tông có kích thước $(3 \times 1 \times 1) \text{ m}$. Vậy trọng lượng của một khối đối trọng là:

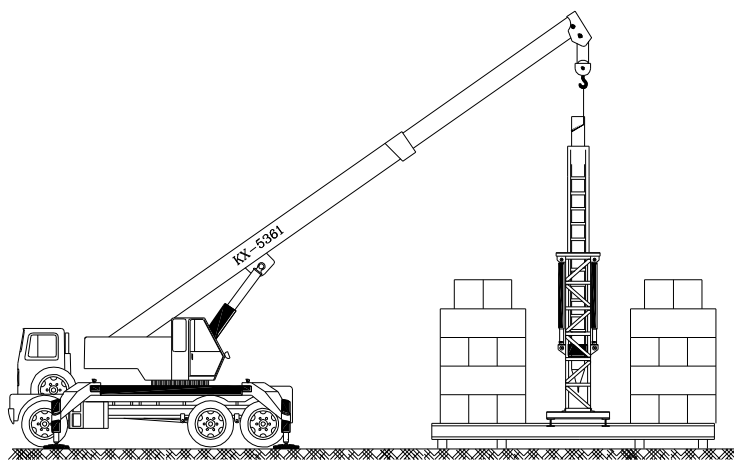
$$P_{dt} = 3 \times 1 \times 1 \times 2,5 = 7,5 \text{ (T)}$$

Tính toán ép cọc ở vị trí bất lợi nhất (cọc ở góc)

Sơ đồ tính toán như hình sau:



Hình vẽ giá ép cọc



Hình vẽ thi công ép cọc

Điều kiện chống lật theo phương x :

$$Qx1.5 + Qx8.1 \geq P_{ep}x6.1$$

$$\Rightarrow Q \geq \frac{P_{ep}x6.1}{9.6} = \frac{140x6.1}{9.6} = 88.9T(1)$$

Điều kiện chống lật theo phương y :

$$Qx1.45x2 \geq P_{ep}x2.1$$

$$Q \geq \frac{P_{ep}x2.1}{2.9} = \frac{140x2.1}{2.9} = 101.3T(2)$$

Từ (1) và (2) \Rightarrow đối trọng mỗi bên là : $n \geq \frac{101.3}{7.5} = 13.5$

⇒ Chọn mỗi bên 14 cục bê tông

1.3.3.4. Chọn cầu phục vụ ép cọc:

Cầu dùng để cầu cọc đưa vào giá ép và bốc xếp đối trọng khi di chuyển giá ép.

Xét khi cầu dùng để cầu cọc vào giá ép tính theo sơ đồ không có vật cản:

$$\alpha = \alpha_{\max} = 70^{\circ}$$

Xác định độ cao nâng cần thiết:

$$H = h_{ct} + h_{at} + h_{ck} + e - c = 10 + 0,5 + 8 + 1,5 - 1,5 = 16,5 \text{ m}$$

Trong đó: $h_{ct} = 10 \text{ m}$ Chiều cao giá đỡ.

$h_{at} = 0,5 \text{ m}$ Khoảng cách an toàn.

$h_{ck} = 6 \text{ m}$ Chiều cao cầu kiện (Cọc)

$e = 1,5 \text{ m}$ Khoảng cách cần với đối trọng

$c = 1,5 \text{ m}$ Khoảng cách điểm dưới cần so với mặt đất.

+ Chiều dài cần:

$$L = \frac{H - h_c}{\sin \alpha} = \frac{16,5 - 1,5}{\sin 70^{\circ}} = 16 \text{ m}$$

+ Tầm với:

$$R = L \cdot \cos \alpha + r = 16 \cos 70^{\circ} + 1,5 = 7 \text{ m}$$

+ Trọng lượng cọc: $G_{cọc} = 8 \times 0,3^2 \times 2,5 \times 1,1 = 1,98 \text{ T}$

+ Trọng lượng cầu lắp: $Q = G_{cọc} \cdot K_d = 1,98 \times 1,3 = 2,57 \text{ T}$

- Vậy các thông số khi chọn cầu là:

$$L = 16 \text{ m}$$

$$R = 7 \text{ m}$$

$$H = 16,5 \text{ m}$$

$$Q = 2,57 \text{ T}$$

* Xét khi bốc xếp đối trọng:

- Chiều cao nâng cần:

$$H = h_{ct} + h_{at} + h_{ck} + e - c = 5,65 + 0,5 + 1 + 1,5 - 1,5 = 7,15 \text{ m}$$

(Chiều cao của khối đối trọng: $h_{ct} = 5 + 0,5 + 0,15 = 5,65 \text{ m}$)

- Trọng lượng cầu: $Q_m = Q \cdot 1,1 = 7,5 \cdot 1,1 = 8,25 \text{ T}$

$$\operatorname{tg} \alpha_{tu} = \sqrt[3]{\frac{h_{ct} - c + e}{d}} = \sqrt[3]{\frac{5,65 - 1,5 + 1,5}{1,5}} = 1,46$$

- Vậy góc nghiêng tối ưu của tay cần: $\alpha_{tu} = \arctg 1,46 = 56^{\circ}$

$$L = \frac{h_{ct} + h_{at} + h_{ck} - c + e}{\sin \alpha_{tu}} + \frac{b}{2 \cdot \cos \alpha_{tu}} = \frac{5,65 + 0,5 + 1 - 1,5 + 1,5}{\sin 56^{\circ}} + \frac{3}{2 \cdot \cos 56^{\circ}} = 10,3 \text{ m}$$

- Tầm với:

$$R = L \cdot \cos \alpha_{tu} + r = 10,3 \cos 56^{\circ} + 1,5 = 7,26 \text{ m}$$

- Vậy các thông số chọn cầu khi bốc xếp đối trọng là:

$$L = 10,3 \text{ m}$$

$$R = 7,26 \text{ m}$$

$$H = 7,15 \text{ m}$$

$$Q = 8,25 \text{ m}$$

Do trong quá trình ép cọc cần trục phải di chuyển trên khắp mặt bằng nên ta chọn cần trục tự hành bánh hơi.

Từ những yếu tố trên ta chọn cần trục bánh hơi KX-5361 có các thông số sau:

+ Sức nâng $Q_{\max} = 9T > 8.25T$.

+ Tầm với $R_{\min}/R_{\max} = 4.9/9.5m$.

+ Chiều cao nâng: $H_{\max} = 20m$.

+ Độ dài cần L: 20m.

+ Thời gian thay đổi tầm với: 1.4 phút.

+ Vận tốc quay cần: 3.1 vòng/phút.

* Chọn cáp cầu đối trọng:

- Chọn cáp mềm có cấu trúc $6 \times 37 + 1$. Cường độ chịu kéo của các sợi thép trong cáp là 150 Kg/mm^2 , số nhánh dây cáp là một dây, dây được cuốn tròn để ôm chặt lấy cọc khi cầu.

+ Trọng lượng 1 đôi trọng là: $Q = 7,5 \text{ T}$

+ Lực xuất hiện trong dây cáp:

$$S = \frac{P}{n \cdot \cos \alpha} = \frac{7.5 \times 2}{4\sqrt{2}} = 2.65T$$

Với n : Số nhánh dây, lấy số nhánh là 4 nhánh $n = 4$

+ Lực làm đứt dây cáp:

$$R = k \cdot S \quad (\text{Với } k = 6 : \text{Hệ số an toàn dây treo}).$$

$$R = 6 \cdot 2,65 = 15,9 \text{ T.}$$

- Giả sử sợi cáp có cường độ chịu kéo bằng cáp cầu $\sigma = 160 \text{ kg/mm}^2$

$$\text{Diện tích tiết diện cáp: } F \geq \frac{R}{\sigma} = \frac{15900}{160} = 99,38 \text{ mm}^2$$

$$\text{Mặt khác: } F = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \geq 99,38 \Rightarrow d \geq 11,25 \text{ mm.}$$

- Tra bảng chọn cáp: Chọn cáp mềm có cấu trúc $6 \times 37 + 1$, có đường kính cáp 12mm, trọng lượng 0,41kg/m, lực làm đứt dây cáp $S = 5700 \text{ kg/mm}^2$

- Khi đưa cọc vào vị trí ép do 4 mặt của khung dẫn kín nên ta đưa cọc vào bằng cách dùng cầu nâng cọc lên cao, hạ xuống đưa vào khung dẫn.

- Theo thực tế thi công 01 ca gồm cả công vận chuyển, lắp dựng, định vị và ép cọc, ta ép được 72m đối với cọc tiết diện $30 \times 30 \text{ cm}$, số ca máy cần thiết $= \frac{6624}{72} = 92(\text{ca})$.

Chọn 2 máy ép làm việc 2ca/1ngày, thời gian phục vụ ép cọc dự kiến khoảng $\frac{92}{2} = 46$

ngày. Lấy thời gian ép cọc dự kiến là: 50 ngày.

- Sử dụng tối thiểu 6 người để phục vụ công tác ép cọc:

+ 1 thợ hàn

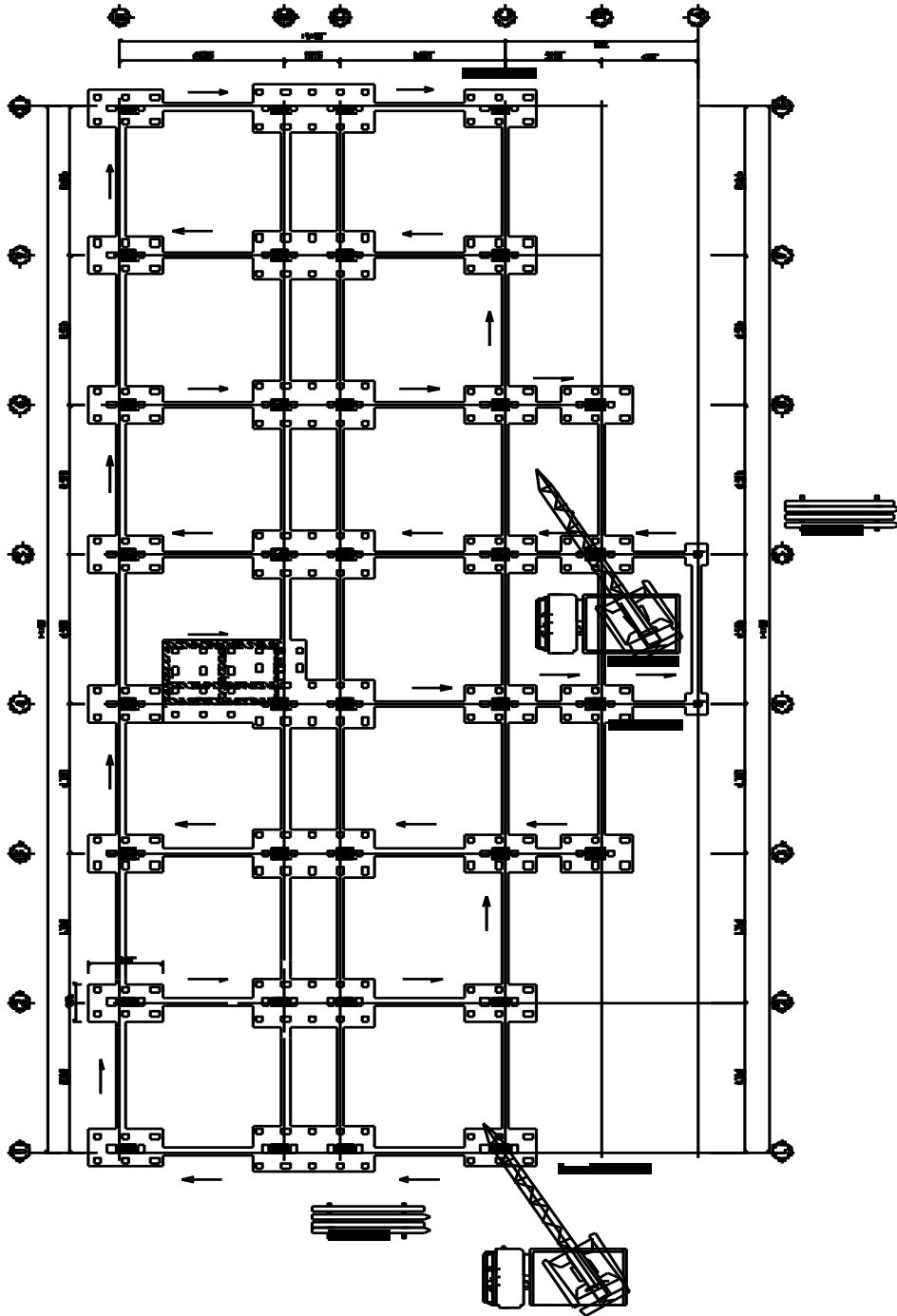
+ 1 công nhân móc cáp vào cọc

+ 1 lái cầu

+ 2 công nhân đứng trên máy thay đổi

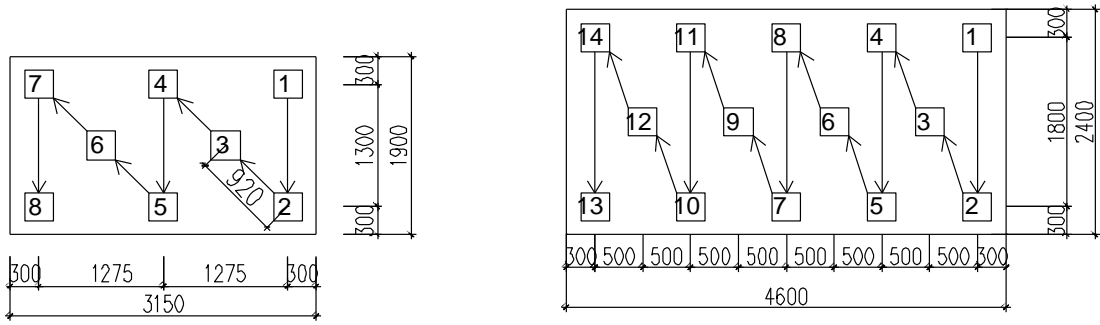
+ 1 công nhân phụ.

Vậy số công nhân làm việc trong 1 ngày là 12 công nhân (hai tổ)

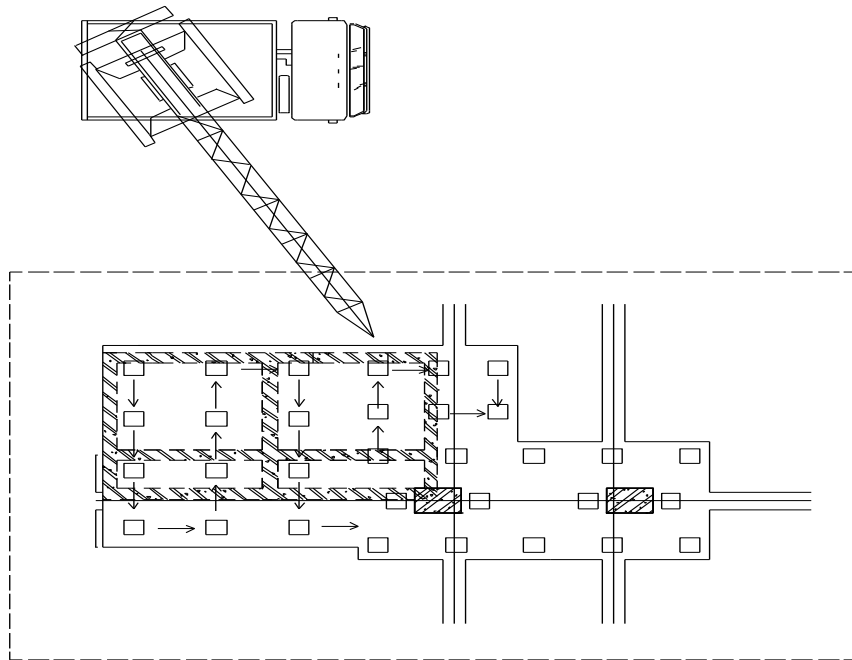


SƠ ĐỒ ÉP CỌC TOÀN MÓNG

Nhà làm việc công ty thép Việt Đức



SƠ ĐỒ ÉP CỌC TRONG ĐÀI M1 VÀ M2



Sơ đồ ép cọc trong đài móng thang máy

*Chọn thiết bị treo buộc cho cầu:

Trọng lượng bản thân cọc: $0.3 \times 0.3 \times 6 \times 2.5 = 1.35$ (T).

Vậy ta chọn dây treo buộc 4 nhánh.

Mã hiệu: 2105-9M.

Có: $[Q] = 3$ (T); $G = 0,088$ (T)

*Tính toán và tổ chức vận chuyển cọc.

- Trọng lượng của một đoạn cọc là : 1,35 (T)

- Khối lượng cọc cần phải di chuyển là : 1104 (cọc)

- Dùng xe ô tô chuyên dùng là xe KAMAX 5151 có tải trọng trở được 20(T)
một chuyến xe KAMAX 5151 chở được số cọc là : $20 / 1,35 = 14$ (cọc)

- Vậy số chuyến xe cần để vận chuyển cọc là:

Số chuyến = $1104 / 14 = 79$ (chuyến).

1.4. Lập biện pháp tổ chức thi công đào đất:

1.4.1. Lựa chọn phương án đào đất:

- Phương án đào hoàn toàn bằng thủ công:

Thi công đất thủ công là phương pháp thi công truyền thống. Dụng cụ để làm đất là dụng cụ cổ truyền như: xẻng, cuốc, mai, cuốc chim, nèo cắt đất... Để vận chuyển đất người ta dùng quang gánh, xe cút kít một bánh, xe cải tiến...

Theo phương án này ta sẽ phải huy động một số lượng rất lớn nhân lực, việc đảm bảo an toàn không tốt, dễ gây tai nạn và thời gian thi công kéo dài. Vì vậy, đây không phải là phương án thích hợp với công trình này.

- Phương án đào hoàn toàn bằng máy:

Việc đào đất bằng máy sẽ cho năng suất cao, thời gian thi công ngắn, tính cơ giới cao. Khối lượng đất đào được rất lớn nên việc dùng máy đào là thích hợp. Tuy nhiên ta không thể đào được tới cao trình đáy đài vì đầu cọc nhô ra. Vì vậy, phương án đào hoàn toàn bằng máy cũng không thích hợp.

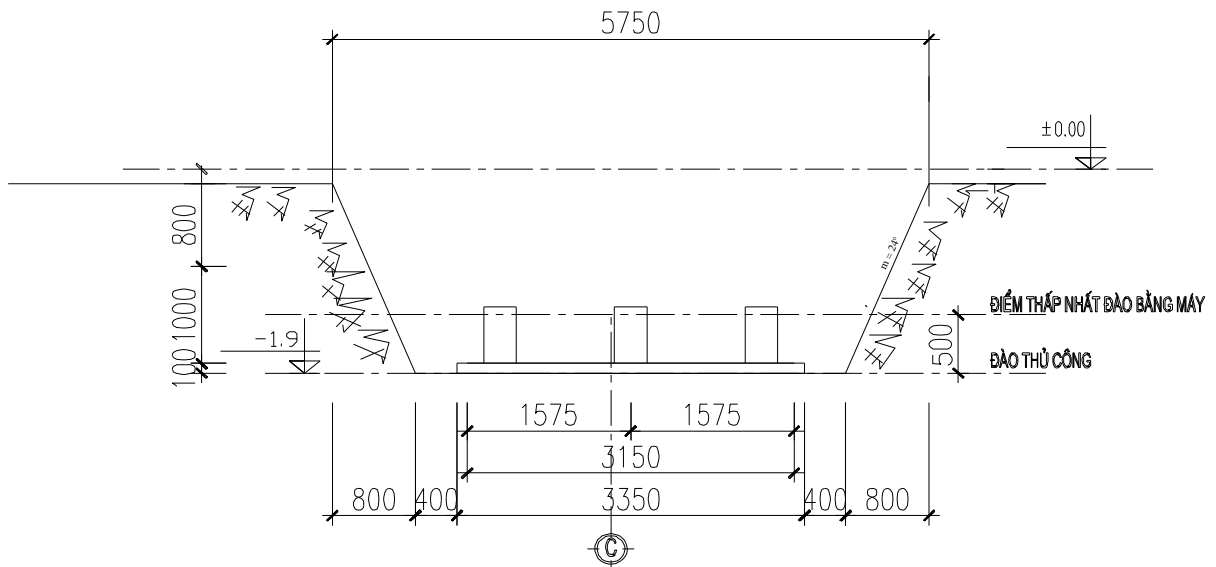
=> Vậy ta chọn phương án đào kết hợp giữa đào bằng máy và thủ công

Giai đoạn 1: Đào máy với chiều cao hố đào 1,4m từ cao trình -0.1 đến cao trình -1.5m

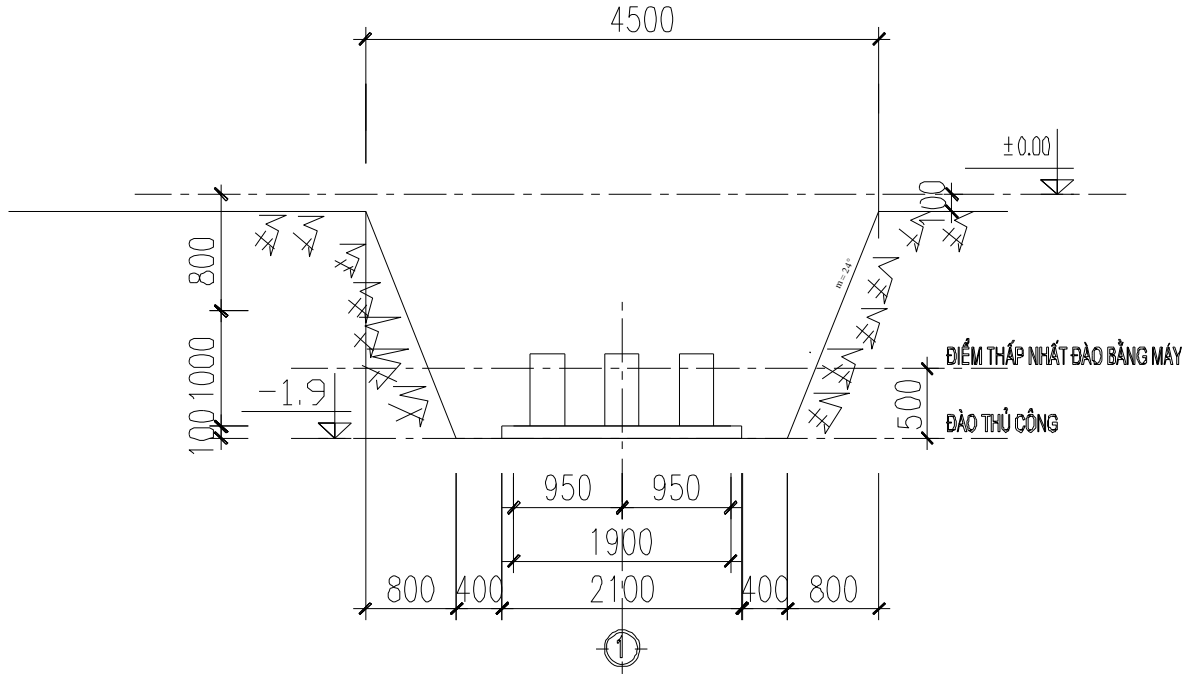
Giai đoạn 2: Đào thủ công với khối lượng còn lại từ cos - 1.5 đến hết chiều sâu đài

1.4.2. Thiết kế hố đào:

1.4.2.1. Móng M1:

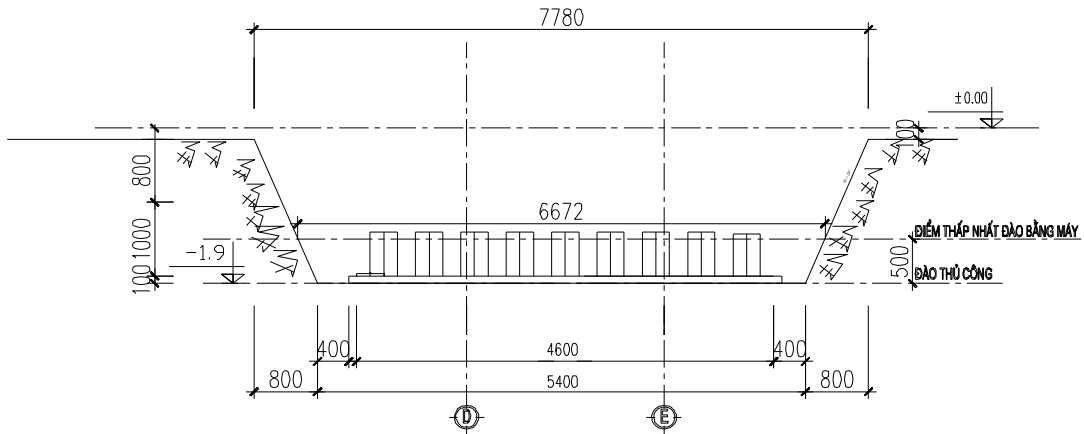


MẶT CẮT DỌC HỐ MÓNG M1(TRỤC C, F)

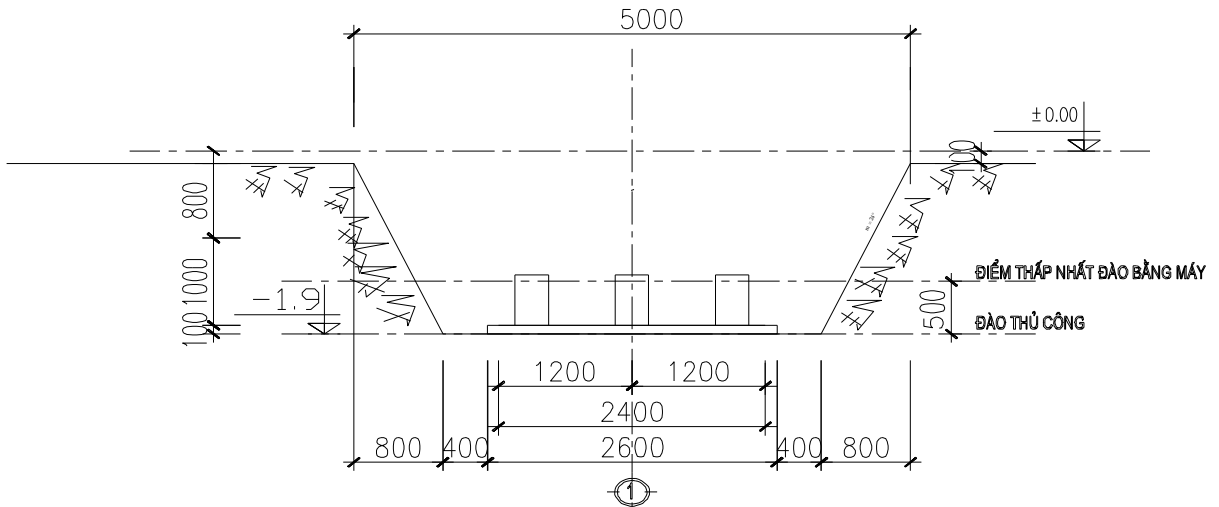


MẶT CẮT NGANG HỒ MÓNG M1(TRỤC C, F)

1.4.2.2. Móng M2:

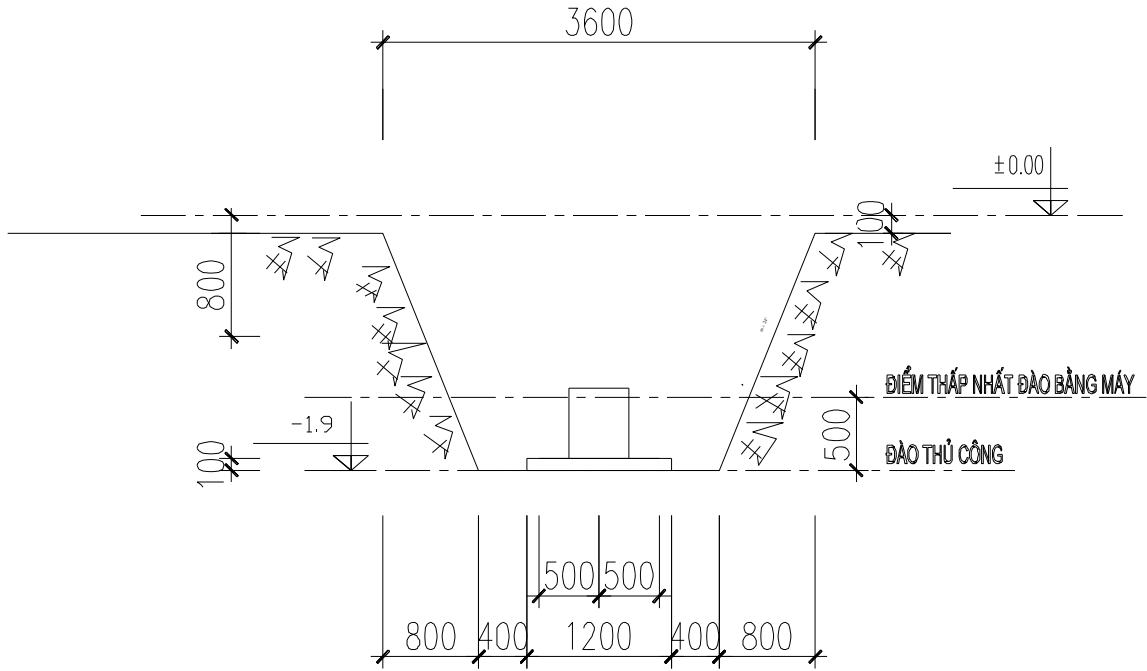


MẶT CẮT DỌC HỒ MÓNG M2(TRỤC D, E)



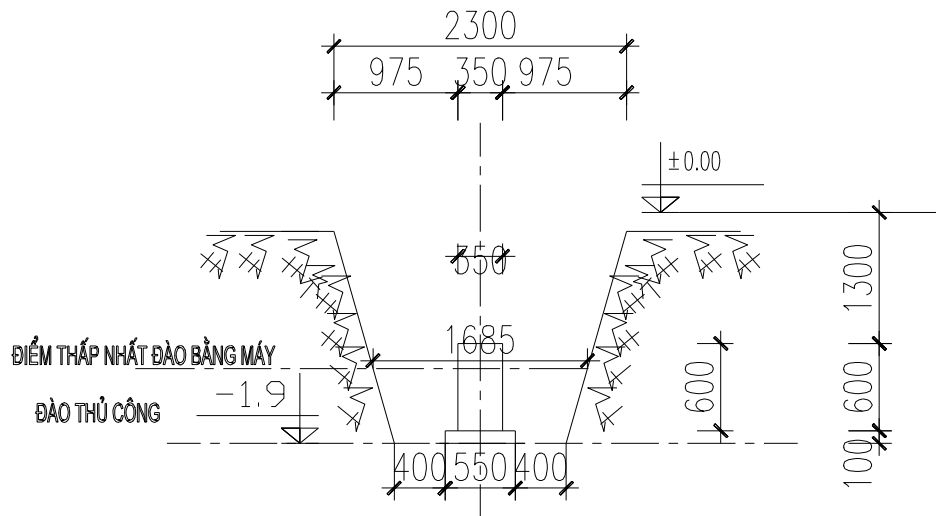
MẶT CẮT NGANG HỒ MÓNG M2(TRỤC D, E)

1.4.2.3. Móng M3:

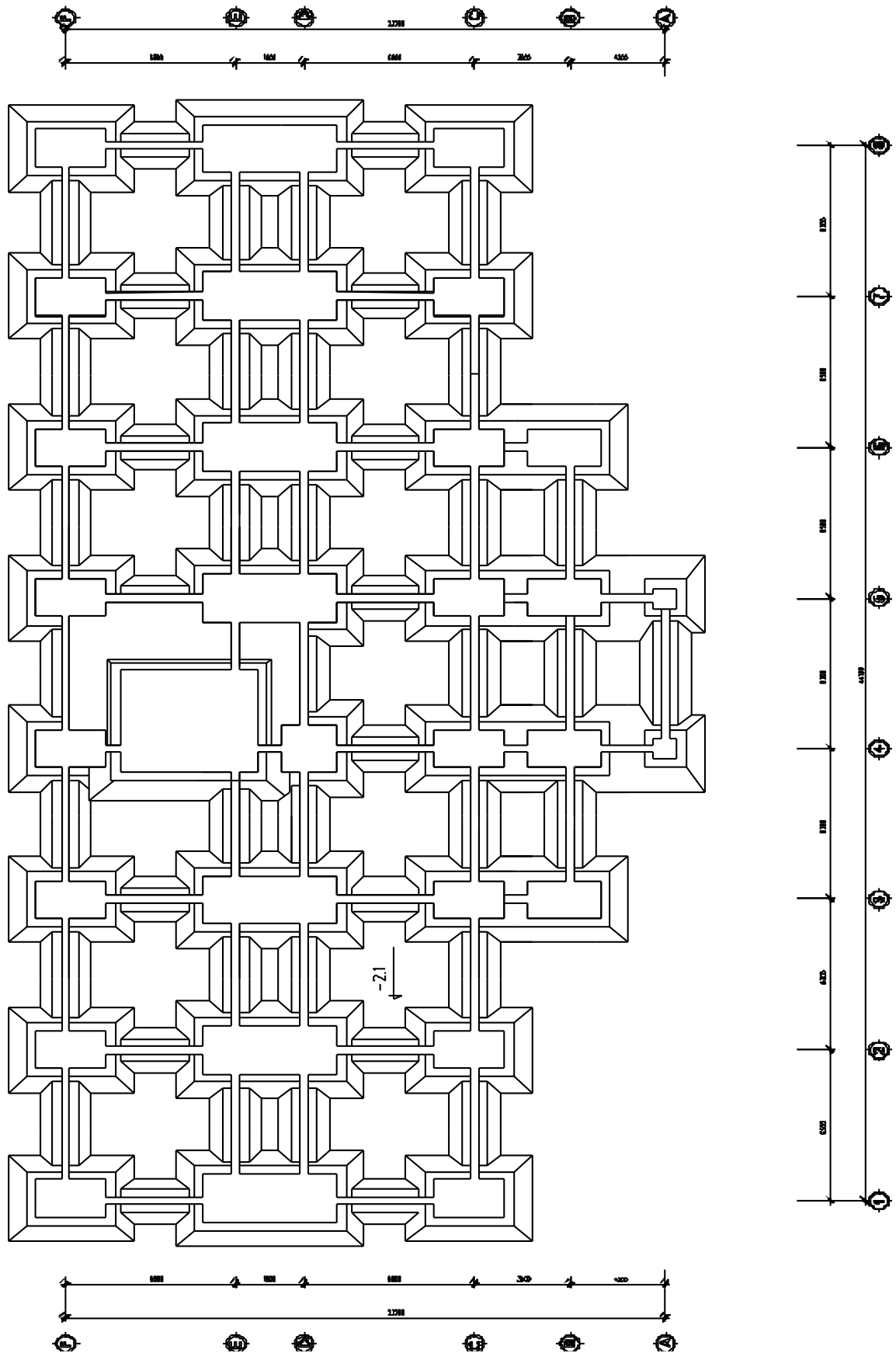


MẶT CẮT HỒ MÓNG M3 (TRỤC A)

1.4.2.3. Giếng móng:



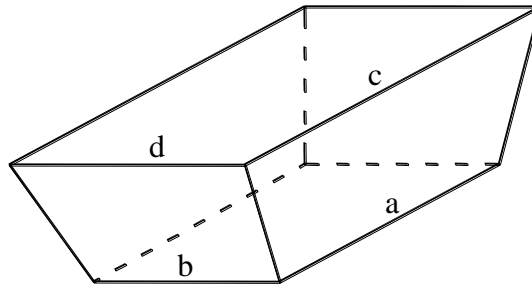
MẶT CẮT NGANG GIẾNG MÓNG



MẶT BẰNG THIẾT KẾ HỒ ĐÀO

1.4.3 Tính khối lượng đất đào, đắp, vận chuyển đi:

1.4.3.1 Tính khối lượng đất đào móng



* Tính khối lượng đất đào móng bằng máy

a) Khối lượng đào đất móng M1 trục B, C, F (móng biên)

a = 4,64 m; b = 3,4 m

c = 5,75 m; d = 4,5 m; h = 1,35 m

Áp dụng công thức:

$$V = \frac{H}{6} [a.b + (a + c)(b + d) + c.d]$$

h: Chiều cao khối đào.

a, b: Kích thước chiều dài, chiều rộng đáy hố đào.

c, d: Kích thước chiều dài, chiều rộng miệng hố đào.

$$V = \frac{1,35}{6} [4,64 \times 3,4 + (4,64 + 5,75)(3,4 + 4,5) + 5,75 \times 4,5] = 27,2 m^3$$

b) Khối lượng đào đất móng M2 trục D, E (móng giữa)

a = 4,4 m; b = 1,8

c = 4,8 m; d = 2,2 m; h = 1,35 m

Áp dụng công thức:

$$V = \frac{H}{6} [a.b + (a + c)(b + d) + c.d]$$

h: Chiều cao khối đào.

a, b: Kích thước chiều dài, chiều rộng đáy hố đào.

c, d: Kích thước chiều dài, chiều rộng miệng hố đào.

$$V = \frac{1,35}{6} [4,4 \times 1,8 + (4,4 + 4,8)(1,8 + 2,2) + 4,8 \times 2,2] = 12,43 m^3$$

c) Khối lượng đào đất móng thang máy

a = 5.9 m, b = 6.8m

c = 6.3 m, d = 7.2m, h = 0.4m

Áp dụng công thức:

$$V = \frac{H}{6} [a.b + (a + c)(b + d) + c.d]$$

h: Chiều cao khối đào.

a, b: Kích thước chiều dài, chiều rộng đáy hố đào.

c, d: Kích thước chiều dài, chiều rộng miệng hố đào.

$$V = \frac{1,4}{6} [5,9 \times 6,8 + (5,9 + 6,3)(6,8 + 7,2) + 6,3 \times 7,2] = 57,66 m^3$$

d) Khối lượng đào đất móng trục A

a = 2,49 m; b = 2,49 m

c = 3,6 m; d = 3,6 m; h = 1,35 m

Áp dụng công thức:

$$V = \frac{H}{6} [a.b + (a + c)(b + d) + c.d]$$

H: Chiều cao khối đào.

a, b: Kích thước chiều dài, chiều rộng đáy hố đào.

c, d: Kích thước chiều dài, chiều rộng miệng hố đào.

$$V = \frac{1,35}{6} [2,49 \times 2,49 + (2,49 + 3,6)(2,49 + 3,6) + 3,6 \times 3,6] = 12,65 m^3$$

⇒ **tổng khối lượng đất đào móng bằng máy là:**

$$27,2 \times 20 + 12,43 \times 8 + 57,66 + 12,65 \times 2 = 726,4 m^3$$

* Tính khối lượng đất đào móng bằng thủ công

a) Khối lượng đào đất móng M1 trục B, C, F (móng biên)

a = 4,15 m; b = 2,9 m

c = 4,64 m; d = 3,4 m; h = 0,6 m

Áp dụng công thức:

$$V = \frac{H}{6} [a.b + (a + c)(b + d) + c.d]$$

h: Chiều cao khối đào.

a, b: Kích thước chiều dài, chiều rộng đáy hố đào.

c, d: Kích thước chiều dài, chiều rộng miệng hố đào.

$$V = \frac{0,6}{6} [4,15 \times 2,9 + (4,15 + 4,64)(2,9 + 3,4) + 4,64 \times 3,4] = 8,32 m^3$$

b) Khối lượng đào đất móng M2 trục D, E (móng giữa)

a = 4,4 m; b = 1,8 m

c = 4,8 m; d = 2,2 m; h = 0,6 m

Áp dụng công thức:

$$V = \frac{H}{6} [a.b + (a + c)(b + d) + c.d]$$

h: Chiều cao khối đào.

a, b: Kích thước chiều dài, chiều rộng đáy hố đào.

c, d: Kích thước chiều dài, chiều rộng miệng hố đào.

$$V = \frac{0,4}{6} [4,4 \times 1,8 + (4,4 + 4,8)(1,8 + 2,2) + 4,8 \times 2,2] = 3,68m^3$$

c) Khối lượng đào đất móng thang máy

$$a = 5.9 \text{ m}, b = 6.8\text{m}$$

$$c = 6.3 \text{ m}, d = 7.2\text{m}, h=0.6\text{m}$$

Áp dụng công thức:

$$V = \frac{H}{6} [a.b + (a + c)(b + d) + c.d]$$

h: Chiều cao khối đào.

a, b: Kích thước chiều dài, chiều rộng đáy hố đào.

c, d: Kích thước chiều dài, chiều rộng miệng hố đào.

$$V = \frac{0,6}{6} [5,9 \times 6,8 + (5,9 + 6,3)(6,8 + 7,2) + 6,3 \times 7,2] = 25,63m^3$$

d) Khối lượng đào đất móng trục A

$$a = 2,49 \text{ m}; b = 2,49 \text{ m}$$

$$c = 2 \text{ m}; d = 2\text{m}; h=0,6\text{m}$$

Áp dụng công thức:

$$V = \frac{H}{6} [a.b + (a + c)(b + d) + c.d]$$

H: Chiều cao khối đào.

a,b: Kích thước chiều dài, chiều rộng đáy hố đào.

c,d: Kích thước chiều dài, chiều rộng miệng hố đào.

$$V = \frac{0,4}{6} [2,9 \times 2,49 + (2,49 + 2)(2,49 + 2) + 2 \times 2] = 3,0m^3$$

⇒ **tổng khối lượng đất đào móng bằng thủ công là:**

$$8,32 \times 20 + 3,68 \times 8 + 25,63 + 3 \times 2 = 224,87m^3$$

1.4.3.2 Tính khối lượng đất đào giằng.

* Tính khối lượng đất đào giằng bằng máy

a) Khối lượng đất đào giằng ngang trục E-F và C-D:

$$V_g = l_{tb} \cdot S$$

Dựa vào mặt cắt giếng ta có: $S = \frac{1,68+2,3}{2} \times 1,4 = 2,68m^2$

Dựa vào mặt cắt móng ta có: $l_{tb} = \frac{1,8+2,95}{2} = 2,37m$

$\Rightarrow V_{g1} = 2,68 \times 2,37 \times 16 = 101,84m^3$

b) Khối lượng đất đào giếng dọc trục 1-2, 2-3, 3-4, 4-5, 5-6, 6-7, 7-8:

$V_g = l_{tb} \cdot S$

Dựa vào mặt cắt giếng ta có: $S = \frac{1,68+2,3}{2} \times 1,4 = 2,68m^2$

Dựa vào mặt cắt móng ta có: $l_{tb} = \frac{3,1+4,2}{2} = 3,65m$

$\Rightarrow V_{g2} = 2,68 \times 3,65 \times 32 = 313m^3$

\Rightarrow **tổng khối lượng đất đào giếng bằng máy là:** $101,84 + 313 = 414,84m^3$

* Tính khối lượng đất đào giếng bằng thủ công

a) Khối lượng đất đào giếng ngang trục E-F và C-D:

$V_g = l_{tb} \cdot S$

Dựa vào mặt cắt giếng ta có: $S = \frac{1,68+2,3}{2} \times 0,4 = 1,19m^2$

Dựa vào mặt cắt móng ta có: $l_{tb} = \frac{1,8+2,95}{2} = 2,37m$

$\Rightarrow V_{g1} = 1,19 \times 2,37 \times 16 = 45,3m^3$

b) Khối lượng đất đào giếng dọc trục 1-2 và 2-3, 3-4, 4-5, 5-6, 6-7, 7-8:

$V_g = l_{tb} \cdot S$

Dựa vào mặt cắt giếng ta có: $S = \frac{1,68+2,3}{2} \times 0,6 = 1,19m^2$

Dựa vào mặt cắt móng ta có: $l_{tb} = \frac{3,1+4,2}{2} = 3,65m$

$\Rightarrow V_{g2} = 1,19 \times 3,65 \times 32 = 138,99m^3$

\Rightarrow **tổng khối lượng đất đào giếng bằng thủ công là:** $45,3 + 138,99 = 184,29m^3$

Tổng cộng:

- Khối lượng đất đào thủ công: $224,87 + 184,29 = 409,16 m^3$

- Khối lượng đất đào máy : $726,4 + 414,84 = 1141,24 m^3$

Vậy tổng khối lượng đất đào (thủ công) + (máy) :

$409,16 + 1141,24 = 1550,4(m^3)$

1.4.3.3 Tính khối lượng đất đắp, vận chuyển đổ đi

Thể tích bê tông móng biên M1:

$$V_d = 20 \times 3.15 \times 1.9 \times 1 = 97.3 m^3$$

Thể tích bê tông lót:

$$V_{lót} = 20 \times 3.4 \times 2.1 \times 0.1 = 11.42 m^3$$

Thể tích bê tông móng giữa M2:

$$V_d = 8 \times 2.4 \times 4.6 \times 1 = 88.32 m^3$$

Thể tích bê tông lót:

$$V_{lót} = 8 \times 2.4 \times 4.6 \times 0.1 = 8.83 m^3$$

Thể tích bê tông móng ngoài M3:

$$V_d = 2 \times 1 \times 1 \times 1 = 2 m^3$$

Thể tích bê tông lót:

$$V_{lót} = 2 \times 1.2 \times 1.2 \times 0.1 = 0.28 m^3$$

Thể tích bê tông móng thang máy M:

$$V_d = 1 \times 6 \times 5.1 \times 1 = 30.6 m^3$$

Thể tích bê tông lót:

$$V_{lót} = 1 \times 6.2 \times 5.3 \times 0.1 = 3.286 m^3$$

Thể tích bê tông giằng móng:

$$V_g = 0.35 \times 0.5 \times 238.62 = 41.75 m^3$$

Thể tích bê tông cổ móng:

$$V_{cm} = 0.5 \times 0.7 \times 1 \times 32 = 11.2 m^3$$

⇒ thể tích bê tông là:

$$V_{bt} = 11.2 + 41.75 + 3.286 + 30.6 + 0.28 + 2 + 8.83 + 88.32 + 11.42 + 97.3 = 294,986 m^3$$

$$\Rightarrow \text{thể tích đất lấp là: } V_{lap} = V_{dao} - V_{bt} = 1550,4 - 294,986 = 1255,414 m^3$$

⇒ khối lượng đất thừa phải chở đi là:

$$V_{thua} = (V_{dao} - V_{lap}) \cdot K_{toi} = (1550,4 - 1255,414) \times 1.25 = 368,7 m^3$$

1.4.4. Chọn máy thi công đào đất.

1.4.4.1. Tính toán chọn máy đào đất.

$$\text{Khối lượng đào bằng máy: } V_{\text{đào máy}} = 1141,24 m^3$$

+ Phương án: Đào đất bằng máy đào gầu nghịch.

Máy đào gầu nghịch có ưu điểm là đứng trên cao đào xuống thấp nên dù gặp nước vẫn đào được. Máy đào gầu nghịch dùng để đào hố nông, năng suất thấp hơn máy đào

gầu thuận cùng dung tích gầu. Khi đào dọc có thể đào sâu tới $4 \div 5$ m. Do máy đứng trên cao và thường cùng độ cao với ô tô vận chuyển đất nên ô tô không bị vướng.

Ta thấy phương án dùng máy đào gầu nghịch có nhiều ưu điểm, ta không phải mất công làm đường cho xe ô tô, không bị ảnh hưởng của nước xuất hiện ở hố đào (nếu có)

Vậy ta chọn máy đào máy xúc một gầu nghịch E140

- Số liệu máy E140 thuộc loại dẫn động thủy lực.

- + Dung tích gầu : $0,63 \text{ m}^3$.
- + Cơ cấu di chuyển : bánh xích.
- + Tốc độ di chuyển : $4,1 \text{ km/h}$.
- + Chiều sâu đào lớn nhất : $4,5 \text{ m}$.
- + Bán kính đào lớn nhất : $7,6 \text{ m}$.
- + Chiều cao đổ lớn nhất : $4,7 \text{ m}$.
- + Chu kỳ làm việc : $t = 16,5 \text{ s}$.
- + Kích thước bao: Chiều dài : 6085 mm .
Chiều rộng : 2260 mm .
Chiều cao : 2570 mm .
- + Khối lượng máy : 14 Tấn .

Năng suất thực tế của máy đào một gầu được tính theo công thức:

$$Q = \frac{3600 \cdot q \cdot k_d \cdot k_{tg}}{T_{ck} \cdot k_t} \quad (\text{m}^3/\text{h}).$$

Trong đó: q : Dung tích gầu. $q = 0,63 \text{ m}^3$.

k_d : Hệ số làm đầy gầu. Với đất loại I ta có: $k_d = 1,2$.

k_{tg} : Hệ số sử dụng thời gian. $k_{tg} = 0,8$.

k_t : Hệ số tơi của đất. Với đất loại I ta có: $k_t = 1,25$.

T_{ck} : Thời gian của một chu kỳ làm việc. $T_{ck} = t_{ck} \times k_{\phi t} \times k_{\text{quay}}$.

t_{ck} : Thời gian 1 chu kỳ khi góc quay là 90° . Tra sổ tay chọn máy

$$t_{ck} = 16 \times 5 \text{ (s)}$$

$k_{\phi t}$: Hệ số điều kiện đổ đất của máy xúc. Khi đổ lên mặt đất $k_{\phi t} = 1$

k_{quay} : Hệ số phụ thuộc góc quay ϕ của máy đào. Với $\phi = 110^\circ$ thì $k_{\text{quay}} = 1,1$.

$$\Rightarrow T_{ck} = 20 \times 1 \times 1,1 = 22 \text{ (s)}.$$

Năng suất của máy xúc là : $Q = \frac{3600 \times 0,63 \times 1,2 \times 0,8}{22 \times 1,25} = 79 \text{ (m}^3/\text{h)}$.

Khối lượng đất đào trong 1 ca là: $7 \times 79 = 553 \text{ (m}^3)$.

Vậy số ca máy cần thiết là : $n = \frac{1141,24}{553} = 2,06 \text{ (ca)}$.

Do trong quá trình đào còn có những thời gian gián đoạn nên ta lấy 3 ca máy.
Tức máy đào đất thực hiện đào trong 4 ngày.

-Nhân công phục vụ cho công tác đào máy lấy : 3 người.

1.4.4.2. Chọn phương tiện vận chuyển đất

Quãng đường vận chuyển trung bình : $L=3\text{km} = 3000\text{m}$.

Thời gian một chuyến xe: $t = t_b + \frac{L}{V_1} + t_d + \frac{L}{V_2} + t_{ch}$.

Trong đó:

+ t_b - Thời gian chờ đổ đất đầy thùng. Tính theo năng suất máy đào, máy đã chọn có $N = 79 \text{ m}^3/\text{h}$. Chọn xe vận chuyển là IFA. Dung tích thùng là 5 m^3 ; để đổ đất đầy thùng xe (giả sử đất chỉ đổ được 80% thể tích thùng) là:

$$t_b = \frac{0,8 \times 5}{79} \times 60 \approx 3,42 \text{ phút.}$$

+ $v_1 = 30 \text{ (km/h)}$, $v_2 = 35 \text{ (km/h)}$ - Vận tốc xe lúc đi và lúc quay về.

$$\frac{L}{V_1} = \frac{3}{30}; \quad \frac{L}{V_2} = \frac{3}{35}$$

+Thời gian đổ đất và chờ, tránh xe là: $t_d = 2 \text{ phút}$; $t_{ch} = 3 \text{ phút}$;

$$\Rightarrow t = 3,42 \times 60 + (0,1 + 0,085) \times 3600 + (2 + 3) \times 60 = 1171,2 \text{ (s)} = 0,33 \text{ (h)}.$$

-Trong 3,42 phút máy đào đổ đầy xe một lượng $0,8 \times 5 = 4 \text{ m}^3$

\Rightarrow Trong 1 ca máy đào được 1 khối lượng đất là:

$$\frac{7 \times 60 \times 4}{3,42} = 491,22 \text{ m}^3 < Q_{\text{máy đào}} = 553 \text{ m}^3/\text{ca} \quad (\text{Thoả mãn})$$

Vậy số xe cần thiết để chở $491,22 \text{ m}^3/1\text{ca}$ là : $\frac{491,22}{0,8 \times 5} \approx 123$ chuyến xe

-Thời gian 1 chuyến xe là : $t = 0,33$ giờ

-Số chuyến xe trong một ca: $m = \frac{T}{t} = \frac{7}{0,33} \approx 21$ (Chuyến)

-Số xe cần thiết vận chuyển đất đào máy :

$$n = \frac{123}{21} \approx 6 \text{ xe}$$

- Bố trí 01 đầu xe thường trực tại công trường để phục vụ vận chuyển đất đào thủ công. Như vậy khi đào móng bằng máy ta cần phải bố trí 6 xe vận chuyển liên tục trong 1 ca, còn khi đào thủ công thì cần 1 xe là đủ. Đất đào lên được đổ trực tiếp lên xe tải và vận chuyển đến nơi khác để đảm bảo vệ sinh môi trường và mỹ quan khu vực xây dựng.

1.4.4.3. Thời gian thi công đào đất

Số nhân công tham gia vào công tác đào đất bằng máy:

(Tra định mức dự toán XDCB mã hiệu AB.25111 Đào móng công trình chiều rộng móng $\leq 6\text{m}$, bằng máy đào $\leq 0.8\text{m}^3$)

Thành phần công việc: Đào đất đổ đúng nơi quy định hoặc đổ lên phương tiện vận chuyển trong phạm vi 30 m. Hoàn thiện hố móng theo đúng yêu cầu kỹ thuật.

Có (nhân công 3/7) $0,0475$ công/1 m^3

Vậy tổng số công đào đất cần thiết cho công trường:

$$n_c = 1141,24 \cdot 0,047 = 54 \text{ công}$$

Công nhân làm việc đồng thời cùng với máy đào, máy đào làm việc trong 6 ngày

\Rightarrow Số công nhân cần thiết trong 1 ngày là: $54/6 \approx 9$ (người)

Tổ chức thi công đào đất bằng thủ công

(Tra định mức dự toán XDCB mã hiệu AB.11441 Đào móng cột trụ, hố kiểm tra, rộng $> 1\text{m}$, sâu $> 1\text{m}$; mã hiệu AB.11911 Vận chuyển đất tiếp theo bằng thủ công)

Có (nhân công 3/7) $0,71$ công/1 m^3 khi đào và $0,031$ công/1 m^3 vận chuyển trong phạm vi 10 m.

Vậy số công nhân đào đất là: $0,741$ công/1 m^3 .

Tổng số công đào đất cần thiết cho công trường:

$$n_c = 409,16 \times 0,741 = 428 \text{ (công)}$$

-Ta chia ra làm 3 tổ đội, thi công trong 15 ngày:

Vậy khối lượng công nhân trong một ngày là: $\frac{304}{15} \approx 21$ người/1 ngày

Số người trong một tổ $\frac{21}{3} = 7$ người

1.5. Lập biện pháp thi công bê tông đài, giằng móng.

Trình tự thi công: đập đầu cọc, đổ bê tông lót, gia công lắp dựng cốt thép, lắp dựng ván khuôn, đổ bê tông và bảo dưỡng bê tông, tháo dỡ ván khuôn, lấp đất.

1.5.1. Công tác đập đầu cọc:

- Sau khi đào xong hố móng thì tiến hành đập đầu cọc để lộ đoạn thép liên kết với đài cọc theo chỉ dẫn của bản vẽ thiết kế.

- Đầu cọc sau khi đập phải được ghép khuôn và đổ bê tông.

- Đầu cọc bê tông còn lại ngàm vào đài một đoạn 0,1m, phần bê tông đập bỏ theo thiết kế là 0,4 m.

Tổng khối lượng bê tông cần đập bỏ của cả công trình:

$$V_t = 0,4 \times 0,3 \times 0,3 \times 276 = 9,93 \text{ (m}^3\text{)}$$

Tra Định mức xây dựng cơ bản 2405, mã hiệu AA.22211 cho công tác phá dỡ kết cấu BT bằng máy khoan, BT có cốt thép ; với nhân công 3,5/7 cần 0.22 công/1 m^3 .

⇒ Khối lượng công nhân cần thiết cho phá dỡ: $0,22 \times 9,93 = 2,18$ (công).

Thi công trong 1 ngày.

Vậy khối lượng công nhân trong 1 ngày: $\frac{2,18}{1} = 2,18 \approx 3$ người

1.5.2. Công tác đổ bê tông lót:

Sau khi đào sửa móng bằng thủ công xong ta tiến hành đổ bê tông lót móng. Bê tông lót được đổ bằng thủ công và được đầm phẳng.

- Bê tông lót móng là bê tông mác 100 được đổ dưới đáy đài và lót dưới giằng móng với chiều dày 10 cm, và rộng hơn đáy đài và đáy giằng 10 cm về mỗi bên.

- Tận dụng lớp bê tông đầu cọc vụn đã đập ở trên đài lên bề mặt đáy móng.

Bảng khối lượng bê tông lót

Cấu kiện	Kích thước			Khối lượng 1 ck	Số lượng	V (m ³)
	Dài	Rộng	Cao			
	(m)	(m)	(m)	(m ³)		
Móng M1	3.4	2.1	0.1	0.714	20	11.424
Móng M2	2.4	4.6	0.1	0.676	8	10.816
Móng M3	1.2	1.2	0.1	0.144	2	0.288
Móng thang máy	6.2	5.3	0.1	3.286	1	3.286
Giằng móng G1	5.36	0.55	0.1	0.3	14	4.2
Giằng móng G2	4.22	0.55	0.1	0.23	16	3.68
Giằng móng G3	1.08	0.55	0.1	0.06	8	0.48
Giằng móng G4	6.16	0.55	0.1	0.34	2	0.68
Giằng móng G5	4.9	0.55	0.1	0.27	14	3.78
Giằng móng G6	6.5	0.55	0.1	0.35	1	0.35
Tổng						38.613

- Tổ chức thi công BT lót đài, giằng móng: Tra định mức xây dựng cơ bản 24, mã hiệu AF.11111 cho công tác bê tông lót móng ta được 1.42 công/1 m³

Khối lượng nhân công cần thiết cho BT lót là: $1.42 \times 38.613 = 54.8$ công

Ta bố trí đổ trong 1 ngày

Số lượng công nhân trong 1 ngày là: 55 người.

1.5.3. Công tác gia công lắp dựng cốt thép:

Sau khi đổ bê tông lót móng ta tiến hành lắp đặt cốt thép móng.

1.5.3.1. Những yêu cầu chung đối với cốt thép móng:

Cốt thép được dùng đúng chủng loại theo thiết kế.

Cốt thép được cắt, uốn theo thiết kế và được buộc nối bằng dây thép mềm $\phi 1$.

Cốt thép được cắt uốn trong xưởng chế tạo sau đó đem ra lắp đặt vào vị trí. Trước khi lắp đặt

Cốt thép cần phải xác định vị trí chính xác tìm đài cọc, trục giằng móng.

Sau khi hoàn thành việc buộc thép cần kiểm tra lại vị trí của thép đài cọc và thép giằng.

Cốt thép trước khi gia công và trước khi đổ bê tông cần đảm bảo: Bề mặt sạch, không dính bùn đất, không có vẩy sắt và các lớp rỉ.

Các thanh thép bị bẹp, bị giảm tiết diện do làm sạch hoặc do các nguyên nhân khác không vượt quá giới hạn đường kính cho phép là 2%. Nếu vượt quá giới hạn này thì loại thép đó được sử dụng theo diện tích tiết diện còn lại.

Cắt và uốn cốt thép chỉ được thực hiện bằng các phương pháp cơ học. Sai số cho phép khi cắt, uốn lấy theo quy phạm.

1.5.3.2. Những yêu cầu đối với việc lắp dựng cốt thép:

Các bộ phận lắp dựng trước không gây trở ngại cho bộ phận lắp dựng sau, cần có biện pháp ổn định vị trí cốt thép để không gây biến dạng trong quá trình đổ bê tông.

Theo thiết kế ta rải lớp cốt thép dưới xuống trước sau đó rải tiếp lớp thép phía trên và buộc tại các nút giao nhau của 2 lớp thép. Yêu cầu là nút buộc phải chắc không để cốt thép bị lệch khỏi vị trí thiết kế. Không được buộc bỏ nút.

Cốt thép được kê lên các con kê bằng bê tông mác M100 để đảm bảo chiều dày lớp bảo vệ. Các con kê này có kích thước 50'50, dày bằng lớp bảo vệ được đặt tại các góc của móng và ở giữa sao cho khoảng cách giữa các con kê không lớn hơn 1m. Chuyển vị của từng thanh thép khi lắp dựng xong không được lớn hơn 1/5 đường kính thanh lớn nhất và 1/4 đường kính của chính thanh ấy.

Các thép chờ để lắp dựng cột phải được lắp vào trước và tính toán độ dài chờ phải $> 25d$. ở đây ta để cao hơn mặt đài 1.6m.

Cốt thép đài cọc được thi công trực tiếp ngay tại vị trí của đài. Các thanh thép được cắt theo đúng chiều dài thiết kế, đúng chủng loại thép. Lưới thép đáy đài là lưới thép buộc với nguyên tắc giống như buộc cốt thép sàn.

Đảm bảo vị trí các thanh.

Đảm bảo khoảng cách giữa các thanh.

Đảm bảo sự ổn định của lưới thép khi đổ bê tông.

Vận chuyển và lắp dựng cốt thép cần: Không làm hư hỏng và biến dạng sản phẩm cốt thép, cốt thép khung phân chia thành bộ phận nhỏ phù hợp với phương tiện vận chuyển.

1.5.3.3. Lắp cốt thép đài móng:

Xác định trục móng, tâm móng và cao độ đặt lưới thép ở móng.

Đặt lưới thép ở đế móng. Lưới này có thể được gia công sẵn hay lắp đặt tại hố móng, lưới thép được đặt tại trên những miếng kê bằng bê tông để đảm bảo chiều dày lớp bảo vệ. Xác định cao độ bê tông móng.

1.5.3.4. Lắp đặt cốt thép cổ móng:

Cốt thép chờ cổ móng được được bẻ chân và được định vị chính xác bằng một khung gỗ sao cho khoảng cách thép chủ được chính xác theo thiết kế. Sau đó đánh dấu vị trí cốt đai. Lồng cốt đai vào các thanh thép đứng, dùng thép mềm $\phi = 1$ mm buộc chặt cốt đai vào thép chủ, các mối nối của cốt đai phải so le không nằm trên một thanh thép đứng. Sau khi buộc xong dọn sạch hố móng, kiểm tra vị trí đặt lưới thép đế móng và buộc chặt lưới thép với cốt thép đứng, cố định lồng thép chờ vào đài cọc.

1.5.3.5. Lắp dựng cốt thép giằng móng:

Dùng thước vạch vị trí cốt đai của giằng, sau đó lồng cốt đai vào cốt thép chịu lực, nâng 2 thanh thép chịu lực lên cho chạm vào góc của cốt đai rồi buộc cốt đai vào cốt thép chịu lực, buộc 2 đầu trước, buộc dần vào giữa, 2 thanh thép dưới tiếp tục được buộc vào thép đai theo trình tự trên. Tiếp tục buộc các thanh thép ở 2 mặt bên với cốt đai.

Tra định mức XD/CB 1776/QĐ-BXD cho công tác cốt thép móng, tra định mức mã hiệu AF.61120 (nhân công 3,5/7) có 8.34 công/1 tấn. Ta tính được khối lượng nhân công cần thiết cho thi công cốt thép móng trong bảng.

Như vậy tổng khối lượng nhân công cần thiết cho thi công cốt thép móng: 356 công.

-Ta chia khối lượng cốt thép thành 7 phân đoạn, mỗi phân đoạn là 1 ngày.

Vậy khối lượng cốt thép của 1 ngày thi công là: $\frac{42.6}{7} = 6.1$ (T)

Khối lượng công nhân cho 1 ngày là: $\frac{356}{7} = 50$ (người)

1.5.4. Công tác ván khuôn:

1.5.4.1. Các yêu cầu kỹ thuật:

Coffa móng: dùng ván khuôn gỗ có $\sigma = 110$ kg/cm².

Coffa , cây chống phải được thiết kế và thi công đảm bảo độ cứng, ổn định, dễ tháo lắp không gây khó khăn cho việc, đổ và đầm bê tông.

Coffa phải được ghép kín, khít để không làm mất nước xi măng, bảo vệ cho bê tông mới đổ dưới tác động của thời tiết.

Coffa khi tiếp xúc với bê tông cần được chống dính.

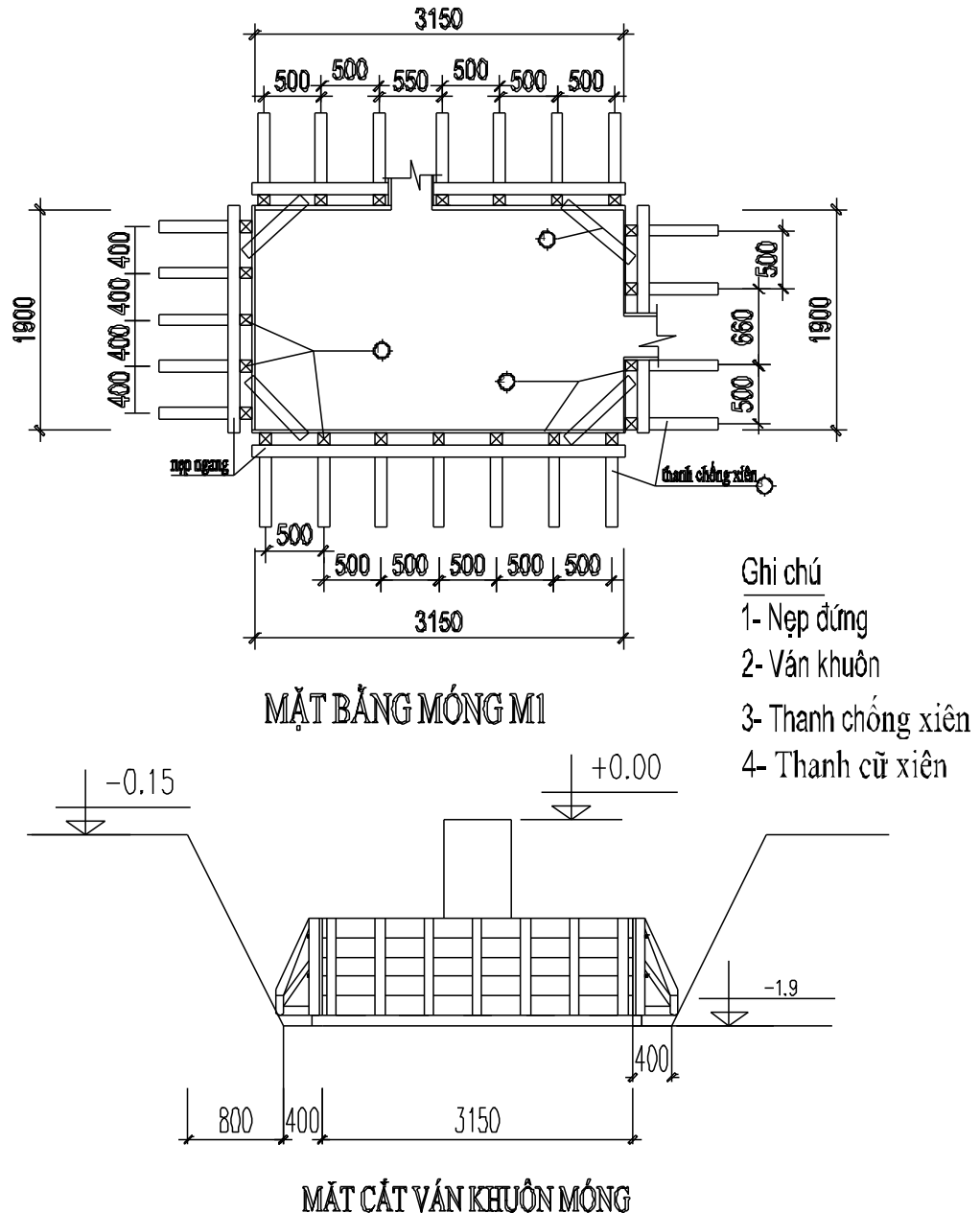
Trong qua trình lắp, dựng coffa cần cấu tạo 1 số lỗ thích hợp ở phía dưới khi cọ rửa mặt nền nước và rác bẩn thoát ra ngoài.

Coffa chỉ được tháo dỡ khi bê tông đạt cường độ cần thiết để kết cấu chịu được trọng lượng bản thân và tải trọng thi công khác.

Khi tháo dỡ coffa cần tránh không gây ứng suất đột ngột hoặc va chạm mạnh làm hư hại đến kết cấu.

1.5.4.2. Tính toán ván khuôn dài móng:

❖ Tính toán ván thành móng M1:



Đài móng có kích thước là 3.15x1.9x1m.

Do tính ván thành đài móng, là ván khuôn của khối bê tông lớn, theo bảng 5.4/122 giáo trình “Ván Khuôn Và Giàn Giáo”, tải trọng ngang tác dụng vào ván thành gồm:

Áp lực hông của bê tông mới đổ.

Tải trọng do chấn động phát sinh ra khi đổ bê tông.

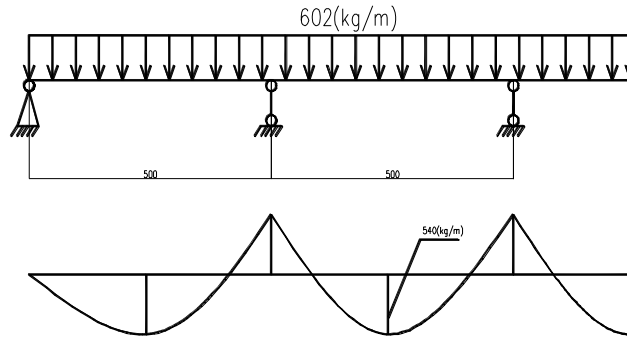
Áp lực hông của bê tông mới đổ:

$$P_1^{tc} = \gamma H = 2500 \times 1 = 2500 \text{ kg/m}^2$$

$$P_1^{tt} = nP_1^{tc} = 1.3 \times 2500 = 3250 \text{ kg/m}^2$$

với H là chiều cao của lớp bê tông sinh ra áp lực ngang

Tải trọng do chấn động phát sinh ra khi đầm bê tông:



$$P_2^{tc} = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$P_2^{tt} = nP_2^{tc} = 1.3 \times 200 = 260 \text{ kg/m}^2$$

Tổng tải trọng tác dụng lên ván thành:

$$P^{tc} = P_1^{tc} + P_2^{tc} = 2500 + 200 = 2700 \text{ kg/m}^2$$

$$P^{tt} = P_1^{tt} + P_2^{tt} = 3250 + 260 = 3510 \text{ kg/m}^2$$

Sơ đồ tính ván thành là dầm liên tục có gối tựa là các thanh nẹp đứng

Chọn ván thành 5 tấm 20cm, dày 2.5cm

Tính toán và kiểm tra với tấm 20 cm, dày 2.5 cm

Tải trọng tác dụng dọc ván: $q^{tc} = 0.2 \times P^{tc} = 0.2 \times 2700 = 540 \text{ kg/m} = 5.4 \text{ kg/cm}$

$q^{tt} = 0.2 \times P^{tt} = 0.2 \times 3510 = 702 \text{ kg/m} = 7.02 \text{ kg/cm}$

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{20 \times 2.5^3}{12} = 26.04 \text{ cm}^4; W = \frac{bh^2}{6} = \frac{20 \times 2.5^2}{6} = 20.83 \text{ cm}^3$$

Cường độ chịu uốn của gỗ $[\sigma_u] = 110 \text{ kg/cm}^2$

Theo điều kiện bền:

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W} \leq [\sigma_u]$$

$$\Rightarrow l \leq \sqrt{\frac{10 \cdot W \cdot [\sigma_{rc}]}{q}} = \sqrt{\frac{10 \times 20.83 \times 110}{6.02}} = 57.1 \text{ cm}$$

Chọn khoảng cách giữa các thanh nẹp đứng là 50 cm

Kiểm tra theo điều kiện biến dạng:

$$f_{\max} = \frac{q^{tc} l^4}{128 EJ} \leq [f] = \frac{l}{400}$$

Trong đó : E là môđun đàn hồi của gỗ, lấy $E = 10^5 \text{ kg/cm}^2$

$$f_{\max} = \frac{5.4 \times 10^4}{128 \times 10^5 \times 26.04} = 0.1 < [f] = \frac{l}{400} = \frac{50}{400} = 0.125$$

$f_{\max} < [f]$ vậy khoảng cách giữa các thanh nẹp bằng 50 cm là hợp lý.

❖ *Tính toán nẹp đứng:*

Sơ đồ tính nẹp đứng là dầm đơn giản gối tựa là các thanh chống xiên.

$l_{\text{nhíp}} = 50 \text{ cm}$, chọn nẹp $10 \times 10 \text{ cm}$

Tải trọng tiêu chuẩn $q^{\text{tc}} = P^{\text{tc}} \times 0.5 = 2700 \times 0.5 = 1350 \text{ kg/m}$

$\Rightarrow q^{\text{tc}} = 13.5 \text{ kg/cm}$

Tải trọng tính toán: $q^{\text{tt}} = P^{\text{tt}} \times 0.5 = 3510 \times 0.5 = 1755 \text{ kg/m}$

$\Rightarrow q^{\text{tt}} = 17.55 \text{ kg/cm}$

Kiểm tra khả năng chịu lực:

điều kiện kiểm tra $\sigma_{\max} \leq [\sigma_u] = 110 \text{ kg/cm}^2$

$$J = \frac{bh^3}{12} = \frac{10 \times 10^3}{12} = 833.33 \text{ cm}^4$$

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{10 \times 10^2}{6} = 166.67 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{\max} = \frac{q^{\text{tt}} \cdot l^2}{10 \cdot W} = \frac{17.55 \cdot 100^2}{10 \cdot 166.67} = 105.3 \leq [\sigma_{\text{tc}}]$$

Vậy thanh nẹp đảm bảo điều kiện bền.

Kiểm tra theo điều kiện biến dạng:

điều kiện kiểm tra:

$$f_{\max} = \frac{q^{\text{tc}} l^4}{128 E J} \leq [f] = \frac{l}{400}$$

$$f_{\max} = \frac{13.5 \times 100^4}{128 \times 10^5 \times 833.33} = 0.12 \text{ cm} < \frac{l}{400} = \frac{100}{400} = 0.25 \text{ cm}$$

Vậy thanh nẹp đảm bảo điều kiện biến dạng.

Bảng thống kê khối lượng ván khuôn móng

S T T	Cấu Kiện	KÍCH THƯỚC		SỐ LƯỢNG		TỔNG KL	TỔNG KL	ĐỊNH MỨC	NHU CẦU	TỔNG NC
		RỘNG (m)	DÀI (m)	1CK	TỔNG BỘ	m ²	m ² /1 TẦNG	CÔNG/m ²	NHÂN CÔNG	NGƯỜI/1 TẦNG
1	M1	1	3.15	2	20	102.4	661	0,136	14	93
		1	1.9	2	20	60.8		0,136	8	
2	M2	1	2.4	2	16	76.8		0,136	11	
		1	2.4	2	16	76.8		0,136	11	
3	Thang máy	1	6	2	1	12		0,136	2	
		1	5.1	2	1	10.2		0,136	2	
4	Giằng móng	0.5	238.62	2	1	238.62		0,136	33	
5	Cổ móng	0.25	1	2	32	32		0,136	5	
		0.6	1	2	32	44.8		0,136	6	
6	M3	1	1	4	2	8		0,136	1	

Định mức cho công tác ván khuôn móng có mã hiệu AF.81111: nhân công 3.5/7 có định mức ngày công là 0.136

1.5.5. Công tác đổ và bảo dưỡng bê tông:

1.5.5.1. Tính toán khối lượng bê tông:

Cấu kiện	Kích thước			Khối lượng 1 ck (m ³)	Số lượng	V (m ³)
	Dài (m)	Rộng (m)	Cao (m)			
Móng M1	3.15	1.9	1	6.08	20	97.28
Móng M2	4,6	2.4	1	5.76	8	92.16
Móng M3	1	1	1	1	2	2
Móng thang máy	6	5.1	1	30.6	1	30.6
Cổ móng 25x60	0.5	0.7	1	0.35	32	11.2
Giăng móng	238.62	0.35	0.5	41.75	1	41.75
Tổng						271.4

1.5.5.2. Lựa chọn phương án thi công và chọn máy thi công:

Do khối lượng bê tông móng khá lớn, công trình lại có yêu cầu cao về chất lượng nên tiến hành đổ bê tông bằng máy bơm bê tông. Sử dụng bê tông thương phẩm.

❖ Chọn máy bơm bê tông:

- Khối lượng bê tông móng và giăng tương đối lớn,. Vì vậy với bê tông móng và giăng dùng phương án sử dụng bê tông thương phẩm .

- Chọn máy bơm di động *s30 protege* có công suất bơm cao nhất 30 (m³/h).

- Trong thực tế, do yếu tố làm việc của bơm thường chỉ đạt 75% kể đến việc điều chỉnh, đường xá công trường chật hẹp, xe chở bê tông bị chậm,...

- Năng suất thực tế bơm được : $30 \times 0.75 = 22.5 \text{ m}^3/\text{h}$

- Vậy thời gian cần bơm xong 271.4(m³) bê tông móng là : $\frac{271.4}{22.5} = 12 \text{ giờ} \Leftrightarrow 2 \text{ ca}$ làm

việc có kể đến hệ số sử dụng thời gian.

Vậy chọn 2 ca và chia làm 2 phân khu.

Ưu điểm: của việc thi công bê tông bằng máy bơm là với khối lượng lớn thì thời gian thi công nhanh, đảm bảo kỹ thuật, hạn chế được các mạch ngừng, chất lượng bê tông đảm bảo.

❖ Chọn xe vận chuyển bê tông:

- Những yêu cầu đối với việc vận chuyển vữa bê tông:
 - + Thiết bị vận chuyển phải kín để tránh cho nước xi măng khỏi bị rò rỉ, chảy mất nước vữa.
 - + Tránh xóc nảy để không gây phân tầng cho vữa bê tông trong quá trình vận chuyển.
 - + Thời gian vận chuyển phải ngắn.

- Chọn phương tiện vận chuyển vữa bê tông: chọn ô tô có thùng trộn .

Mã hiệu SB-92B có các thông số kỹ thuật (xem trong bảng phụ lục máy thi công)

Tính số xe vận chuyển bê tông

$$\text{áp dụng công thức : } N = \frac{K_{dt} \cdot Q_{sd}}{P_{vc}}$$

Trong đó: N : Số xe vận chuyển.

K_{dt} : hệ số dự trữ công suất của máy bơm ($K_{dt}=0,85 \div 0,9$)

Q_{sd} : công suất bơm bê tông của máy bơm $22.5\text{m}^3/\text{h}$

P_{vc} : công suất thực vận chuyển vữa bê tông của xe trong 1 ca (m^3/h)

được xác định :

$$P_{vc} = \frac{60 \cdot V_{vc} \cdot t \cdot K_{vc}}{T_{ck}^{vc}}$$

V_{vc} : thể tích vận chuyển của xe 8m^3

t : thời gian làm việc của 1 ca 7h

K_{vc} : hệ số sử dụng xe vận chuyển = $0,8 \div 0,9$

T_{ck}^{vc} : thời gian 1 chu kỳ vận chuyển tính theo

$$T_{ck}^{vc} = t_{nv} + t_{vc}^{oto} + t_{rv}$$

t_{nv} : thời gian xe nhận vữa tại nhà máy (10phút)

t_{vc}^{oto} : thời gian xe chạy đến công trình và quay lại nhận vữa (20phút)

t_{rv} : thời gian rót bê tông từ xe vào thùng của máy bơm (10 phút)

Vậy ta có : $T_{ck}^{vc} = 10 + 20 + 10 = 40\text{ phút}$

$$P_{vc} = \frac{60 \times 8 \times 7 \times 0.8}{40} = 67.2 (\text{m}^3/\text{ca})$$

→ số xe vận chuyển

$$N = \frac{0.8}{67.2} \times 22.5 \times 7 = 1.8 \text{ xe}$$

Chọn 2 xe để phục vụ công tác đổ bê tông đài và giằng móng.

Số chuyến xe cần thiết để đổ bê tông đài móng và giằng móng là :

$$\frac{271.4}{8 \times 2} = 17 \text{ chuyến.}$$

1.5.5.3. Công tác chuẩn bị trước khi đổ bê tông:

+ Giám sát kỹ thuật bên B phải tiến hành nghiệm thu ván khuôn cốt thép, ký kết văn bản

+ Dọn dẹp các vị trí đổ, tạo mặt bằng cho xe ô tô.

+ Chuẩn bị máy móc, dụng cụ, nếu thi công vào trời tối phải chuẩn bị hệ thống chiếu sáng toàn công trường và tại các vị trí đổ.

+ Các xe ô tô chở bê tông được tập kết sẵn ngoài công trường đúng thời gian quy định (thường thời gian đổ bê tông được tiến hành vào buổi tối để thuận lợi cho công tác vận chuyển)

+ Bê tông móng được dùng loại bê tông thương phẩm Mác300 của công ty Bê tông Thành hưng

+ Công nghệ thi công: sử dụng máy bơm bê tông có cần điều khiển từ xa.

+ Khi bê tông được xe trở đến trước khi đổ phải đo độ sụt của hình chóp cắt, độ sụt phải đảm bảo theo yêu cầu thiết kế và theo tiêu chuẩn TCVN4453-95, sau đó lấy mẫu bê tông vào các hình hộp có kích thước 20x20x15(cm) để đem đi thử cường độ.

1.5.5.4. Tiến hành đổ bê tông móng:

Xe bê tông được sắp xếp vào vị trí để trút bê tông vào máy bơm, trong suốt quá trình bơm thùng trộn bê tông được quay liên tục để đảm bảo độ dẻo của bê tông.

Bê tông được đổ từ vị trí xa cho đến vị trí gần để tránh hiện tượng đi lại trên mặt bê tông, cần ít nhất 2 công nhân để giữ ống vòi rồng, vòi rồng được đưa xuống cách đáy đài khoảng 0,8-1m. Bê tông được trút liên tục theo từng lớp ngang, mỗi lớp từ 20-30cm, đầm dùi được đưa vào ngay sau mỗi lần trút bê tông, thời gian đầm tối thiểu là (15 |20) s. Điều kiện để chuyển sang vị trí đầm khác:

. Thê tích vữa bê tông sụt xuống

. Nôi sữa xi măng

. Thời gian đầm tại một vị trí phải đủ

. Đầm rút lên một cách từ từ, không được tắt điện.

+ Lớp bê tông sau được đổ chồng lên lớp bê tông dưới trước khi lớp bê tông này bắt đầu liên kết. Đầm dùi đưa vào lớp sau phải ngập sâu vào lớp trước 5-10cm.

1.5.5.5. Công tác bảo dưỡng bê tông:

Bê tông sau khi đổ 4 ÷ 7 giờ phải được tưới nước bảo dưỡng ngay. Hai ngày đầu cứ hai giờ tưới nước một lần, những ngày sau từ 3 ÷ 10 giờ tưới nước một lần tùy theo điều kiện thời tiết. Bê tông phải được giữ ẩm ít nhất là 7 ngày đêm.

1.5.6. Công tác tháo dỡ ván khuôn.

Ván khuôn móng được tháo ngay sau khi bê tông đạt cường độ 25 kG/cm² (1 ÷ 2 ngày sau khi đổ bê tông). Trình tự tháo dỡ được thực hiện ngược lại với trình tự lắp dựng ván khuôn.

Với bê tông móng là khối lớn, ván khuôn móng là loại ván khuôn không chịu lực nên có thể tháo ván khuôn sau khi đổ bê tông 2 ngày.

Độ bám dính của bê tông và ván khuôn tăng theo thời gian do vậy sau 7 ngày thì việc tháo dỡ ván khuôn có gặp khó khăn (Đối với móng bình thường thì sau 1-3 ngày

là có thể tháo dỡ ván khuôn được rồi). Bởi vậy khi thi công lắp dựng ván khuôn cần chú ý sử dụng chất dầu chống dính cho ván khuôn.

1.6. An toàn lao động khi thi công phần ngầm:

1.6.1. An toàn lao động khi ép cọc:

- Khi ép cọc cần phải nhắc nhở công nhân trang bị bảo hộ kiểm tra an toàn các thiết bị phục vụ ép cọc .
- Chấp hành nghiêm chỉnh quy định an toàn lao động về sử dụng vận hành động cơ thủy lực , động cơ điện , cần cẩu , máy hàn , các hệ tời cáp ròng rọc .
- Các khối đối trọng phải được chõng xếp theo nguyên tắc tạo thành khối ổn định.
- Phải chấp hành nghiêm chỉnh các quy chế an toàn lao động ở trên cao phải có dây an toàn , thang sắt lên xuống .
- Việc sắp xếp cọc phải đảm bảo thuận tiện , vị trí và các mối buộc cáp cẩu phải đúng quy định thiết kế .
- Dây cáp để tạo cọc phải có hệ số an toàn > 6 .
- Trước khi dựng cọc phải kiểm tra an toàn .Những người không có nhiệm vụ phải đứng ra ngoài phạm vi dựng cọc một khoảng cách ít nhất bằng chiều cao tháp cộng thêm 2(m).

1.6.2. An toàn lao động trong công tác đào đất:

Để đảm bảo cho người và phương tiện an toàn trong quá trình thi công đất cần phải có.

- Rào chắn , biển báo , ban đêm phải có đèn báo hiệu.
- Làm bậc lên xuống để đảm bảo cho việc lên xuống hố đào.
- Không đào hố móng theo kiểu hàm ếch.
- Đảm bảo hệ số mái dốc chống sụt lở.
- Khi làm việc dưới đáy hố móng cần chú ý các vết nứt để phòng sụt lở , không được ngồi nghỉ dưới chân mái dốc.
- Vật liệu dọc hố móng và rãnh đào phải cách mép hố (rãnh) ít nhất là 0,5 m .Khi tường đất phải chống hay khi mái dốc lớn hơn góc dốc tự nhiên của đất thì thì khoảng cách từ đồng vật liệu đến mép hố phải xác định bằng tính toán cụ thể.
- Trang bị đủ dụng cụ cho công nhân theo chế độ hiện hành.
- Đào hố móng sau mỗi trận mưa phải rải cát vào bậc lên xuống để tránh trượt ngã .- Trong khu vực đang đào đất nếu có cùng nhiều người làm việc phải bố trí khoảng cách giữa người này và người kia đảm bảo an toàn.

1.6.3. Công tác gia công, lắp dựng coffa:

- Coffa dùng để đỡ kết cấu bê tông phải được chế tạo và lắp dựng theo đúng yêu cầu trong thiết kế thi công đã được duyệt.
- Coffa ghép thành khối lớn phải đảm bảo vững chắc khi cẩu lắp và khi cẩu lắp phải tránh va chạm vào các bộ kết cấu đã lắp trước.

- Không được để trên coffa những thiết bị vật liệu không có trong thiết kế, kể cả không cho những người không trực tiếp tham gia vào việc đổ bê tông đứng trên coffa.
- Cấm đặt và chắt xếp các tấm coffa các bộ phận của coffa lên chiếu nghỉ cầu thang, lên ban công, các lối đi sát cạnh lỗ hổng hoặc các mép ngoài của công trình. Khi chưa giằng kéo chúng.
- Trước khi đổ bê tông cán bộ kỹ thuật thi công phải kiểm tra coffa, nên có hư hỏng phải sửa chữa ngay. Khu vực sửa chữa phải có rào ngăn, biển báo.

1.6.4. Công tác gia công lắp dựng cốt thép:

- Gia công cốt thép phải được tiến hành ở khu vực riêng, xung quanh có rào chắn và biển báo.
- Cắt, uốn, kéo cốt thép phải dùng những thiết bị chuyên dụng, phải có biện pháp ngăn ngừa thép văng khi cắt cốt thép có đoạn dài hơn hoặc bằng 0,3m.
- Bàn gia công cốt thép phải được cố định chắc chắn, nếu bàn gia công cốt thép có công nhân làm việc ở hai giá thì ở giữa phải có lưới thép bảo vệ cao ít nhất là 1,0 m. Cốt thép đã làm xong phải để đúng chỗ quy định.
- Khi gia công cốt thép và làm sạch rỉ phải trang bị đầy đủ phương tiện bảo vệ cá nhân cho công nhân.
- Không dùng kéo tay khi cắt các thanh thép thành các mẫu ngắn hơn 30cm.
- Trước khi chuyển những tấm lưới khung cốt thép đến vị trí lắp đặt phải kiểm tra các mối hàn, nút buộc. Khi cắt bỏ những phần thép thừa ở trên cao công nhân phải đeo dây an toàn, bên dưới phải có biển báo. Khi hàn cốt thép chờ cần tuân theo chặt chẽ qui định của quy phạm.
- Buộc cốt thép phải dùng dụng cụ chuyên dùng, cấm buộc bằng tay cho phép trong thiết kế.
- Khi dựng lắp cốt thép gần đường dây dẫn điện phải cắt điện, trường hợp không cắt được điện phải có biện pháp ngăn ngừa cốt thép và chạm vào dây điện.

1.6.5. Đổ và đầm bê tông:

- Trước khi đổ bê tông cán bộ kỹ thuật thi công phải kiểm tra việc lắp đặt coffa, cốt thép, dàn giáo, sàn công tác, đường vận chuyển. Chỉ được tiến hành đổ sau khi đã có văn bản xác nhận.
- Lối qua lại dưới khu vực đang đổ bê tông phải có rào ngăn và biển cấm. Trường hợp bắt buộc có người qua lại cần làm những tấm che ở phía trên lối qua lại đó.
- Khi dùng đầm rung để đầm bê tông cần:
 - + Dùng dây buộc cách điện nối từ bảng phân phối đến động cơ điện của đầm.
 - + Làm sạch đầm rung, lau khô và quấn dây dẫn khi làm việc.
 - + Ngừng đầm rung từ 5-7 phút sau mỗi lần làm việc liên tục từ 30-35 phút.

- Công nhân vận hành máy phải được trang bị ủng cao su cách điện và các phương tiện bảo vệ cá nhân khác.

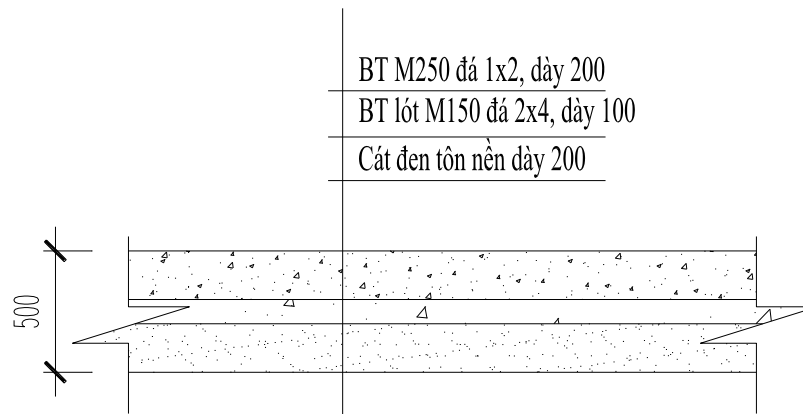
1.6.6. Tháo dỡ coffa:

Khi tháo dỡ coffa phải tháo theo trình tự hợp lý phải có biện pháp để phẳng coffa rơi, hoặc kết cấu công trình bị sập đổ bất ngờ. Nơi tháo coffa phải có rào ngăn và biển báo.

- Trước khi tháo coffa phải thu gọn hết các vật liệu thừa và các thiết bị đặt trên các bộ phận công trình sắp tháo coffa.

1.6.7. Công tác tôn nền:

Cấu tạo nền:



Sau khi thi công xong bê tông đài và giằng móng ta sẽ tiến hành lấp đất hố móng.

Tiến hành lấp đất theo 2 phần:

Phần 1: Lấp đất hố móng từ đáy hố đào đến cốt thiên nhiên

Phần 2: Tôn nền từ cốt thiên nhiên đến cốt mặt nền theo thiết kế.: 0.00 m.

Yêu cầu kỹ thuật đối với công tác lấp đất:

Sau khi bê tông đài và cả phần cột tới cốt mặt nền đã được thi công xong thì tiến hành lấp đất bằng thủ công, không được dùng máy bởi lẽ vương vãi trên mặt bằng sẽ gây trở ngại cho máy, hơn nữa máy có thể va đập vào phần cột đã đổ tới cốt mặt nền.

Khi thi công đắp đất phải đảm bảo đất nền có độ ẩm trong phạm vi không chế: đất khô cần tưới thêm nước; đất quá ướt cần phải có biện pháp giảm độ ẩm, để đất nền được đầm chặt, đảm bảo theo thiết kế.

CHƯƠNG 2

BIỆN PHÁP THI CÔNG PHẦN THÂN

2.1. Chọn loại ván khuôn, đà giáo, cây chống:

Sử dụng giáo Pal do hãng Hòa Phát chế tạo

-Ưu điểm của giáo PAL:

- +Giáo PAL là một chân chống vạn năng bảo đảm an toàn và kinh tế.
- +Giáo PAL có thể sử dụng thích hợp cho mọi công trình xây dựng với những kết cấu nặng đặt ở độ cao lớn.
- +Giáo PAL làm bằng thép nhẹ, đơn giản, thuận tiện cho việc lắp dựng, tháo dỡ, vận chuyển nên giảm giá thành công trình.

Bảng độ cao và tải trọng cho phép

Lực giới hạn của cột chống (kG)	35300	22890	16000	11800	9050	7170	5810
Chiều cao (m)	6	7,5	9	10,5	12	13,5	15
Tương ứng với số tầng	4	5	6	7	8	9	10

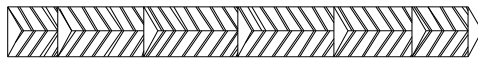
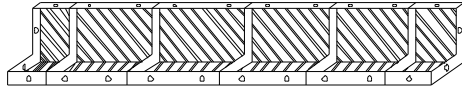
Chọn cây chống cột:

- Sử dụng cây chống đơn kim loại LENEX. Dựa vào chiều dài và sức chịu tải ta chọn cây chống V1 của hãng LENEX có các thông số sau:
 - Chiều dài lớn nhất : 3300 (mm)
 - Chiều dài nhỏ nhất : 1800 (mm)
 - Chiều dài ống trên : 1800 (mm)
 - Chiều dài đoạn điều chỉnh : 120 (mm)
 - Sức chịu tải lớn nhất khi l_{\min} : 2200 (kG)
 - Sức chịu tải lớn nhất khi l_{\max} : 1700 (kG)
 - Trọng lượng : 12,3 (kG)

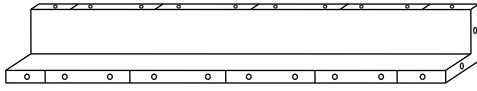
Bảng đặc tính kỹ thuật của tấm khuôn phẳng

Réng (mm)	Dài (mm)	Dày (mm)	Momen quán tĩnh (cm ⁴)	Momen kháng ngùn (cm ³)
300	1500	55	28,46	6,55
300	1200	55	28,46	6,55
220	1200	55	22,58	4,57
200	1200	55	20,02	4,42
200	900	55	20,02	4,42
150	900	55	17,63	4,3
150	750	55	17,63	4,3
100	600	55	15,68	4,08

Bảng đặc tính kỹ thuật tấm khuôn góc trong

Kiểu	Réng (mm)	Dài (mm)
	700	1500
	600	1200
	300	900
	150×150	1800
		1500
	100×150	1200
		900
		750
		600

Bảng đặc tính kỹ thuật tấm khuôn góc ngoài

Kiểu	Réng (mm)	Dài (mm)
	100×100	1800
		1500
		1200
		900
		750

		600
--	--	-----

2.2. Tính toán ván khuôn, xà gồ, cột chống

2.2.1. Tính toán ván khuôn, xà gồ, cột chống cho cột tầng 3.

2.2.1.1. Lựa chọn ván khuôn và gông cột.

- Kích thước cột tầng 3 có tiết diện 40x35 cm (cột biên)

- Kích thước cột tầng 3 có tiết diện 40x45 cm (cột giữa)

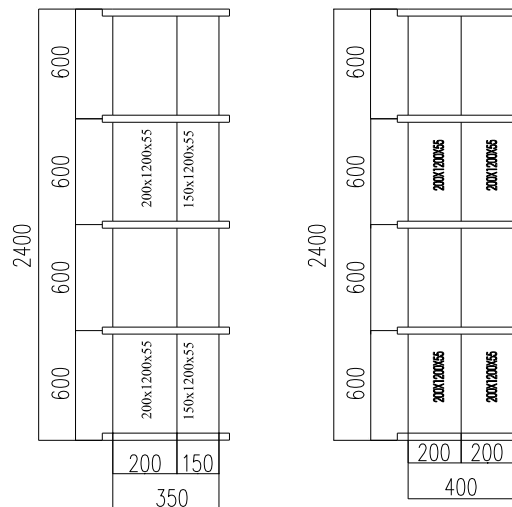
→ Chiều cao cột: $H = 3,3 - 0,65 = 2,55$ (m);

(tính đến cao trình đáy dầm, dầm cao 650 mm)

- Chiều cao tầng 3: 3,3 (m)

- Vì chiều cao đổ bê tông cột > 2m, nên khi ghép ván khuôn phải để cửa đổ bê tông. Cửa này được tạo ra bằng cách: nhắc 1 tấm ván khuôn phía trên 1 khoảng đúng bằng khoảng cách 1 lỗ chốt nêm (300 mm), khi đổ bê tông đến gần miệng lỗ thì cho tháo chốt nêm ra và hạ ván thành xuống. Đổ bê tông đến cao trình 2,4(m), phần còn lại sẽ đổ khi đổ bê tông dầm, sàn

Tổ hợp ván khuôn như hình vẽ dưới:



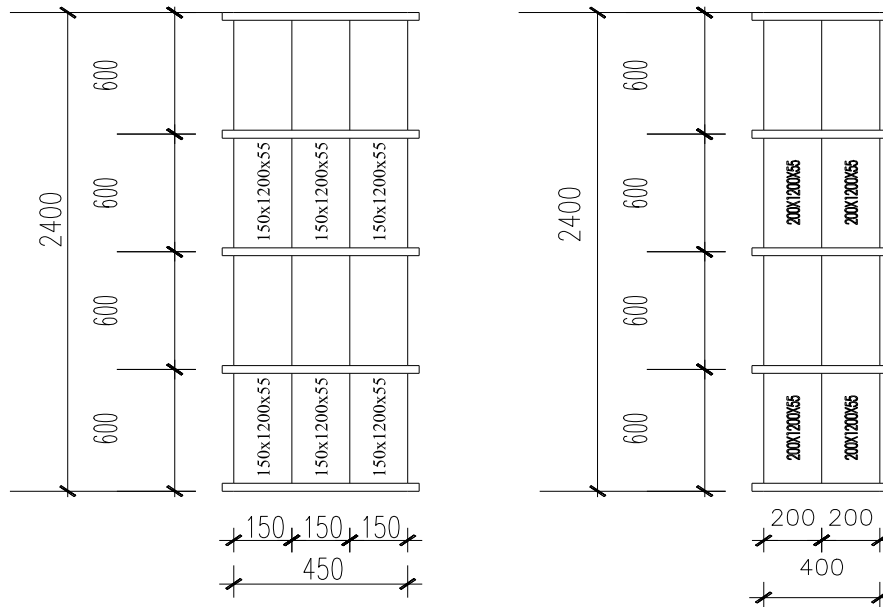
CỘT BIÊN

- Với cột biên 400×350 (mm) ta dùng:

+ 12 tấm ván khuôn có kích thước 200x1200x55 (mm)

+ 4 tấm ván khuôn có kích thước 150x1200x55 (mm)

Nhà làm việc công ty thép Việt Đức



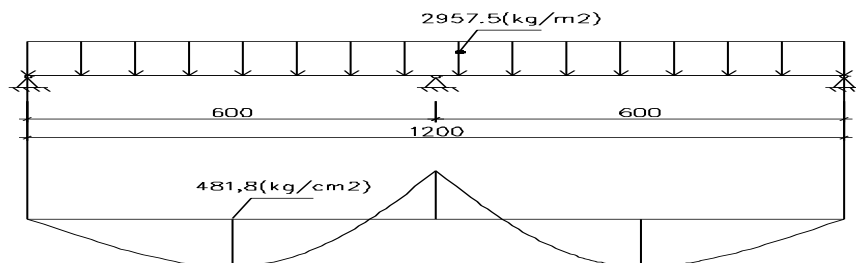
CỘT GIỮA

- Với cột giữa 400×450 (mm) ta dùng:
 - + 12 tấm ván khuôn có kích thước 150x1200x55 (mm)
 - + 8 tấm ván khuôn có kích thước 200x1200x55 (mm)

2.2.1.2. Kiểm tra ván khuôn cột

❖ Sơ đồ tính

Dầm liên tục chịu tải trọng phân bố đều gồ tựa là các gông có $l_g = 600$ (mm).



❖ Tải trọng tác dụng lên ván khuôn cột

- Tải trọng do áp lực ngang tối đa của bê tông tươi.

$$q_1^{tt} = n_1 \cdot \gamma \cdot H = 1.3 \times 2500 \times 0.75 = 2437.5 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

Trong đó: $n_1 = 1.5$ là hệ số độ tin cậy

$H = 0.7 \div 0.75$ (m) chiều cao ảnh hưởng của thiết bị đầm sâu

$\gamma = 2500$ (Kg/m³) dung trọng của bê tông

$$q_1^{tc} = 2437.5 / 1.3 = 1625 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

- Tải trọng do áp lực ngang đầm bê tông bằng máy.

$$q_2^{tt} = n_2 \cdot q_d = 1.3 \times 200 = 260 \text{ (kG/m}^2\text{)}; \text{ với } n_2 = 1.3 \text{ là hệ số độ tin cậy}$$

$$q_2^{tc} = 260 / 1.3 = 200 \text{ (kG/m}^2\text{)};$$

- Tải trọng ngang do bơm bê tông.

$$q_3^{tt} = n_3 \cdot q_b = 1.3 \times 400 = 520 \text{ (kG/m}^2\text{)}; \text{ với } n_3 = 1.3 \text{ là hệ số độ tin cậy}$$

$$q_3^{tc} = 520/1.3 = 4000 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

→ Tổng tải trọng tác dụng vào 1 (m²) ván khuôn cột là:

$$q^{tt} = q_1^{tt} + q_3^{tt} = 2437.5 + 520 = 2957.5 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

$$q^{tc} = q_1^{tc} + q_3^{tc} = 1625 + 400 = 2025 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

→ Tải trọng tác dụng lên ván khuôn có bề rộng 200 (mm) là:

$$q_v^{tt} = 2957.5 \times 0.2 = 591.5 \text{ (kG/m)}$$

$$q_v^{tc} = 2025 \times 0.2 = 405 \text{ (kG/m)}$$

❖ Kiểm tra bền và độ võng ván khuôn

- Kiểm tra bền: $\sigma = \frac{M''_{\max}}{W} \leq [\sigma]_{\text{thép}}$

Trong đó :

$$M''_{\max} = \frac{q_v^{tt} \cdot l_g^2}{10} \quad (l_g - \text{khoảng cách bố trí các gông})$$

W: Mômen kháng uốn của tấm ván khuôn (tra bảng); W = 4.42 (cm³)

$[\sigma]_{\text{thép}} = 2100 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$ – Cường độ của thép

$$\rightarrow \sigma = \frac{591.5 \times 10^{-2} \times 60^2}{10 \times 4.42} = 481.8 \text{ (kG/cm}^2\text{)} \leq [\sigma]_{\text{thép}} = 2100 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$$

→ Ván khuôn thỏa mãn điều kiện bền

- Kiểm tra độ võng: $f = \frac{q_v^{tc} \cdot J_g^4}{128 \cdot E \cdot J} \leq [f] = \frac{l_g}{400}$

Trong đó :

E: Modul đàn hồi của thép; E = 2,1.10⁶ (KG/cm²)

J: Mômen quán tính (tra bảng); J = 20.2 (cm⁴)

$$\rightarrow f = \frac{405 \times 10^{-2} \times 60^4}{128 \times 2.1 \times 10^6 \times 20.2} = 0.01 \text{ (cm)} < [f] = \frac{60}{400} = 0.15 \text{ (cm)}$$

→ Ván khuôn thỏa mãn điều kiện độ cứng

2.2.1.3. Kiểm tra gông

❖ Sơ đồ tính

Dầm đơn giản với nhịp tính toán: $l^t = h_{\text{cột}} = 600 \text{ (mm)}$

Tải trọng tác dụng lên gông

$$q_g^{tt} = q^{tt} \times l_g = 2957.5 \times 0.6 = 1774.5 \text{ (kG/m)}$$

$$q_g^{tc} = q^{tc} \times l_g = 2025 \times 0.6 = 1215 \text{ (kG/m)}$$

- Chọn gông thép hình CIC 7512 có: $W = 5.43 \text{ (cm}^3\text{)}$; $J = 24.52 \text{ (cm}^4\text{)}$

❖ Kiểm tra bền và độ võng của gông

- Kiểm tra bền: $\sigma = \frac{M''_{\max}}{W} \leq [\sigma]_{\text{thép}}$

Trong đó :

$$M''_{\max} = \frac{q_g'' \cdot l''^2}{8}$$

$[\sigma]_{\text{thép}} = 2100 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$ – Cường độ của thép

$$\rightarrow \sigma = \frac{1774.5 \times 10^{-2} \times 60^2}{8 \times 5.43} = 1470.58 \text{ (kG/cm}^2\text{)} \leq [\sigma]_{\text{thép}} = 2100 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$$

→ Vậy gông thỏa mãn điều kiện bền

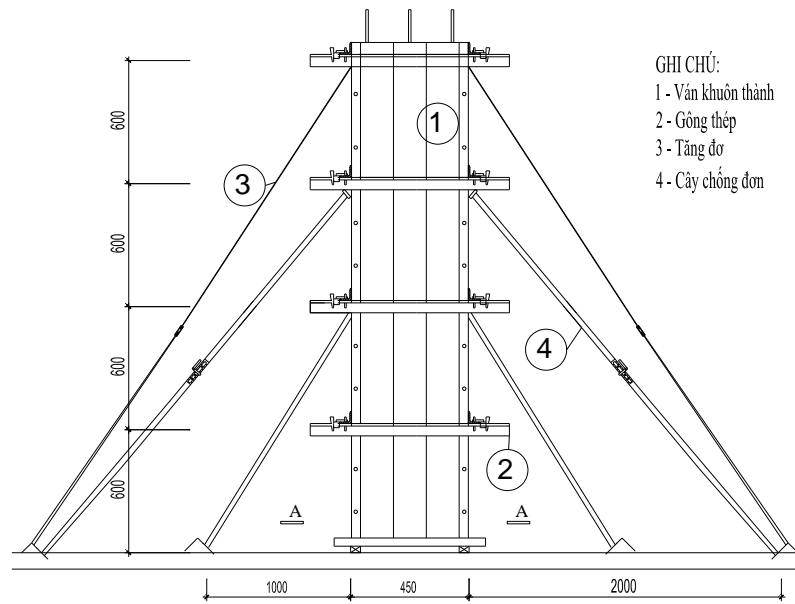
- Kiểm tra độ võng: $f = \frac{5 \cdot q_g'' \cdot l''^4}{384 \cdot E \cdot J} \leq [f] = \frac{l''}{400}$

Trong đó :

E: Modul đàn hồi của thép; $E = 2.1 \times 10^6 \text{ (KG/cm}^2\text{)}$

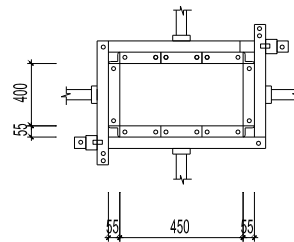
$$\rightarrow f = \frac{5 \times 1215 \times 10^{-2} \times 60^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 24.52} = 0.039 \text{ (cm)} < [f] = \frac{60}{400} = 0.15 \text{ (cm)}$$

→ Vậy gông thỏa mãn điều kiện độ cứng.



- GHI CHÚ:
 1 - Ván khuôn thành
 2 - Gông thép
 3 - Tầng đỡ
 4 - Cây chống đơn

VÁN KHUÔN C? T T? NG 3



M? T C? T A-A

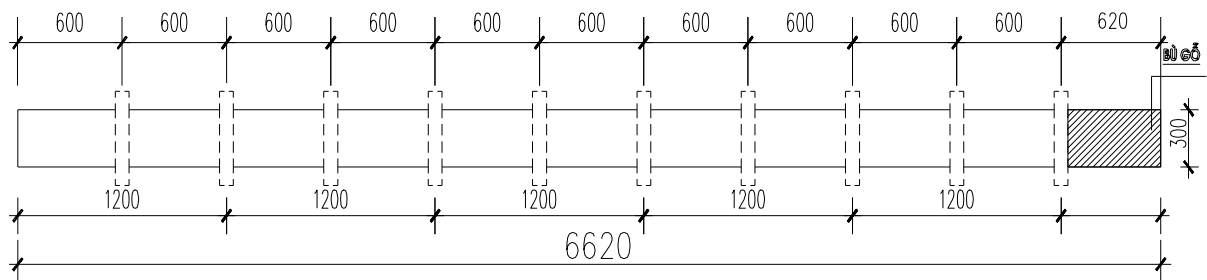
Hình vẽ cấu tạo ván khuôn cột

2.2.2. Tính toán ván khuôn, xà gồ, cột chống cho dầm (300×650) trục C-D tầng 3

- Ván khuôn dầm cũng sử dụng ván khuôn thép, các tấm ván dầm được tựa lên các thanh xà ngang, xà dọc, dùng giáo PAL để đỡ xà gồ.

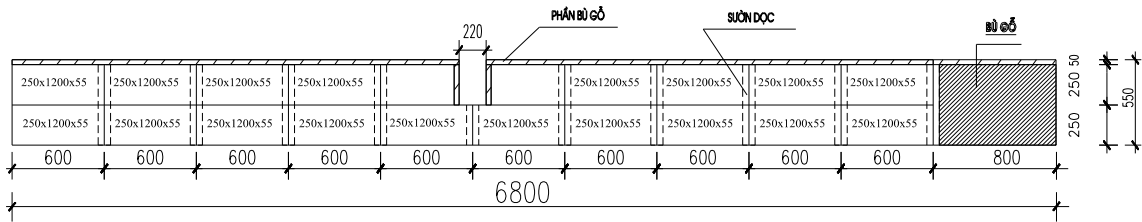
Chiều dài dầm $l_d = 6800 + 220 - (350 + 450)/2 = 6620$ (mm)

- Chiều dài tính toán của dầm là 6,62m nên sử dụng 5 tấm chiều dài 1200x300 tựa lên các xà gồ kê trực tiếp lên 2 xà gồ dọc còn lại bù gõ 620mm, 2 xà gồ dọc được tựa lên giá đỡ chữ U của hệ giáo PAL.



TỔ HỢP VÁN KHUÔN ĐÁY DẦM

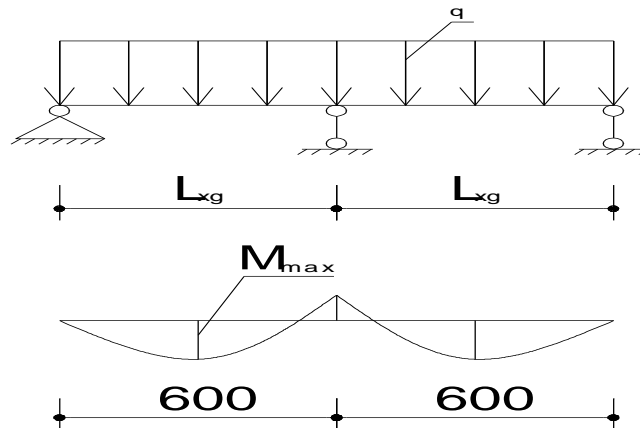
- Chiều cao tính toán của ván khuôn thành dầm là: $h = h_{\text{dầm}} - h_{\text{sàn}} = 65 - 10 = 55$ (cm)



TỔ HỢP VÁN KHUÔN THÀNH DẦM

2.2.2.1. Kiểm tra ván khuôn đáy dầm

❖ Sơ đồ tính:



- Sơ đồ dầm đơn giản chịu tải trọng phân bố đều tựa lên các xà gồ ngang.

❖ Tải trọng tác dụng lên đáy dầm

- q_1 : Tải trọng bản thân ván khuôn, $n_1 = 1.1$

$$q_1^{tt} = n_1 \cdot q_1^{tc} \cdot b$$

$$q_1^{tc} = 20 \text{ (KG/m}^2\text{)}$$

$$\rightarrow q_1^{tt} = 1.1 \times 20 \times 0.2 = 4.4 \text{ (KG/m)}$$

- q_2 : Trọng lượng BTCT dầm, $n_2 = 1.2$

$$q_2^{tt} = n_2 \cdot \gamma_{\text{BTCT}} \cdot h_d \cdot b$$

$$\gamma_{\text{BTCT}} = 2500 + 100 = 2600 \text{ (KG/m}^3\text{)}$$

$$\rightarrow q_2^{tt} = 1.2 \times 2600 \times 0.6 \times 0.25 = 436.8 \text{ (KG/m)}$$

- q_3 : Tải trọng do trút vữa BT, $n_3 = 1.3$

$$q_3^{tt} = n_3 \cdot q_3^{tc} \cdot b$$

$$\text{Đổ BT bằng bơm có } 0.2 < V_{\text{thùng}} < 0.8 \text{ m}^3 \rightarrow q_3^{tc} = 400 \text{ (KG/m}^2\text{)}$$

$$\rightarrow q_3^{tt} = 1.3 \times 400 \times 0.2 = 104 \text{ (KG/m)}$$

- q_4 : Tải trọng do đầm BT, $n_4 = 1.3$

$$q_4^{tt} = n_4 \cdot q_4^{tc} \cdot b$$

$$\rightarrow q_4^{tt} = 1.3 \times 200 \times 0.25 = 52 \text{ (KG/m)}$$

- Tổng tải trọng tác dụng lên ván khuôn: (Trong 2 giá trị q_3 và q_4 ta lấy q_3)

$$q^{tc} = q_1^{tt}/n_1 + q_2^{tt}/n_2 + q_3^{tt}/n_3 = 4.4/1.1 + 436.8/1.2 + 104/1.3 = 448 \text{ (KG/m)}$$

$$q^{tt} = q_1^{tt} + q_2^{tt} + q_3^{tt} = 4.4 + 436.8 + 104 = 545.2 \text{ (KG/m)}$$

❖ Kiểm tra ván khuôn đáy đầm P2512 theo điều kiện bền và độ cứng

- Kiểm tra bền: $\sigma = \frac{M_{\max}}{W} \leq R_{thép}$

Trong đó :

$$M_{\max} = \frac{q_v^{tt} \cdot l_{x.ng}^2}{8} \quad (l_{x.ng} - \text{khoảng cách bố trí các xà ngang})$$

W: Mômen kháng uốn của tấm ván khuôn (tra bảng); $W = 6.34 \text{ (cm}^3\text{)}$

$R_{thép} = 2100 \text{ (KG/cm}^2\text{)}$ – Cường độ của thép

$$\rightarrow \sigma = \frac{5.452 \times 60^2}{8 \times 6.34} = 1283.7 \text{ (KG/cm}^2\text{)} \leq R_{thép} = 2100 \text{ (KG/cm}^2\text{)}$$

→ Ván khuôn thỏa mãn điều kiện bền

- Kiểm tra độ võng : $f = \frac{5 \cdot q_v^{tc} \cdot l_{x.ng}^4}{384 \cdot E \cdot J} \leq [f] = \frac{l_{x.ng}}{400}$

Trong đó :

E: Modul đàn hồi của thép; $E = 2.1 \times 10^6 \text{ (KG/cm}^2\text{)}$

J: Mômen quán tính (tra bảng); $J = 27.33 \text{ (cm}^4\text{)}$

$$\rightarrow f = \frac{5 \times 4.48 \times 60^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 27.33} = 0.05 \text{ (cm)} < [f] = \frac{90}{400} = 0.225 \text{ (cm)}$$

→ Ván khuôn thỏa mãn điều kiện độ cứng.

2.2.2.2. Kiểm tra xà ngang đỡ đáy đầm

- Chọn tiết diện xà gỗ: $80 \times 120 \text{ (mm)}$

Sơ đồ dầm đơn giản chịu tải trọng tập trung đặt giữa dầm, gối tựa là các xà gỗ dọc, nhịp 1.2 (m)

❖ Tải trọng tác dụng lên xà ngang

- Tải trọng tác dụng lên xà ngang là tải phân bố trên bề rộng ván đáy, coi như tải tập trung đặt giữa xà gỗ + trọng lượng bản thân xà gỗ.

$$P_{x.ng}^{tc} = P_1^{tc} + P_2^{tc}$$

- Tải trọng ván truyền xuống:

$$P_1^{tt} = q^{tt} \cdot l_{x.ng} = 545.2 \times 0.6 = 327.12 \text{ (KG)}$$

$$P_1^{tc} = q^{tc} \cdot l_{x.ng} = 448 \times 0.6 = 268.8 \text{ (KG)}$$

- Tải trọng bản thân xà gỗ:

$$P_2^{tt} = n_2 \cdot b_{x.ng} \cdot h_{x.ng} \cdot l_{x1} \cdot \gamma_{gỗ} = 1.1 \times 0.08 \times 0.12 \times 1.4 \times 600 = 8.87 \text{ (KG)}$$

$$P_2^{tc} = P_2^{tt} / n_2 = 8.06 \text{ (kG)}$$

$$\text{Với } \gamma_{gỗ} = 600 \text{ (kG/m}^3\text{)}$$

$$\rightarrow P_{x.ng}^{tc} = P_1^{tc} + P_2^{tc} = 268.8 + 8.06 = 276.86 \text{ (KG)}$$

$$\rightarrow P_{x.ng}^{tt} = P_1^{tt} + P_2^{tt} = 327.12 + 8.87 = 336 \text{ (KG)}$$

Trong đó :

$b_{x.ng}$: Chiều rộng tiết diện xà gỗ ngang 0.08 (m)

$h_{x.ng}$: Chiều cao tiết diện xà gỗ ngang 0.12 (m)

l_{x1} : Chiều dài xà gỗ ngang 1.4 (m)

❖ Kiểm tra độ bền và độ võng của xà ngang

- Kiểm tra bền: $\sigma = \frac{M_{\max}}{W} \leq [\sigma]_{gỗ}$

Trong đó:

$$M_{\max} = \frac{P_{x.ng}^{tt} \cdot l_{xd}}{4} = \frac{336 \times 1.2}{4} = 100.8 \text{ (kG.m)}$$

(l_{xd} : khoảng cách bố trí các xà dọc)

$$W = \frac{b_{x.ng} \cdot h_{x.ng}^2}{6} = \frac{8 \times 12^2}{6} = 192 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$\rightarrow \sigma = \frac{100.8 \times 10^2}{192} = 52.5 \text{ (kG/cm}^2\text{)} \leq [\sigma] = 110 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$$

→ Vây ván khuôn thoả mãn điều kiện bền.

- Kiểm tra độ võng: $f = \frac{P_{x.ng}^{tc} \cdot l_{x.d}^3}{48 \cdot E \cdot J} \leq [f] = \frac{l_{x.d}}{400}$

Trong đó :

E : Modul đàn hồi của gỗ: $E = 1.2 \times 10^5$ (KG/cm²)

J : Momen quán tính: $J = \frac{b_{x.ng} \cdot h_{x.ng}^3}{12} = \frac{8 \times 12^3}{12} = 1152$ (cm⁴)

→ $f = \frac{276.86 \times 120^3}{48 \times 1.2 \times 10^5 \times 1152} = 0.07$ (cm) < $[f] = \frac{120}{400} = 0.3$ (cm)

→ Vây ván khuôn thoả mãn điều kiện độ cứng.

2.2.2.3. Kiểm tra xà dọc đỡ xà ngang

Sơ đồ dầm liên tục chịu tải trọng tập trung đặt tại gối và giữa dầm, gối tựa là các đầu giáo nhịp 1.2 (m).

Tải trọng tác dụng lên xà dọc

- Tải trọng tác dụng lên xà dọc là tải tập trung đặt tại gối và giữa dầm.

$$P_{x.d}^{tc} = P_{x.ng}^{tc}/2 + P_{b.t.x.d}^{tc}$$

$$P_{b.t.x.d}^{tc} = b_{x.d} \cdot h_{x.d} \cdot l_{x2} \cdot \gamma_{g\ddot{o}} = 0.1 \times 0.12 \times 1.2 \times 600 = 8.64$$
 (KG)

→ $P_{x.d}^{tc} = 276.86/2 + 8.64 = 147.07$ (KG)

$$P_{x.d}^{tt} = P_{x.ng}^{tt}/2 + P_{b.t.x.d}^{tt}$$

$$P_{b.t.x.d}^{tt} = n \cdot b_{x.d} \cdot h_{x.d} \cdot l_{x2} \cdot \gamma_{g\ddot{o}} = 1.1 \times 0.1 \times 0.12 \times 1.2 \times 600 = 9.504$$
 (KG)

→ $P_{x.d}^{tt} = 336/2 + 9.504 = 177.5$ (KG)

Kiểm tra độ bền và độ võng của xà dọc Trong đó :

n: Hệ số vượt tải

$b_{x.d}$: Chiều rộng tiết diện xà gỗ dọc 0.1 (m)

$h_{x.d}$: Chiều cao tiết diện xà gỗ dọc 0.12 (m)

l_{x2} : Chiều dài đoạn xà dọc 1.2 (m)

- Kiểm tra bền: $\sigma = \frac{M_{\max}}{W} \leq [\sigma]_{g\ddot{o}}$

Trong đó:

$$M_{\max} = \frac{P_{x.d}^{tt} \cdot l_c}{4} = \frac{177.5 \times 1.2}{4} = 53.25$$
 (kG.m)

(l_c : khoảng cách giáo chống)

$$W = \frac{b_{x.d} \cdot h^2_{x.d}}{6} = \frac{10 \times 12^2}{6} = 240 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$\rightarrow \sigma = \frac{53.25 \times 10^2}{240} = 22.18 \text{ (kG/cm}^2\text{)} \leq [\sigma] = 110 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$$

→ Ván khuôn thoả mãn điều kiện bền.

- Kiểm tra độ võng: $f = \frac{P^{tc} \cdot l_c^3}{48 \cdot E \cdot J} \leq [f] = \frac{l_c}{400}$

Trong đó :

E : Modul đàn hồi của gỗ: $E = 1.2 \times 10^5 \text{ (KG/cm}^2\text{)}$

J : Momen quán tính: $J = \frac{b_{x.d} \cdot h^3_{x.d}}{12} = \frac{10 \times 12^3}{12} = 1440 \text{ (cm}^4\text{)}$

$$\rightarrow f = \frac{147.07 \times 120^3}{48 \times 1.2 \times 10^5 \times 1440} = 0.03 \text{ (cm)} < [f] = \frac{120}{400} = 0.3 \text{ (cm)}$$

→ Ván khuôn thoả mãn điều kiện độ cứng.

2.2.2.4. Kiểm tra lực tới hạn của giáo chống.

Lực tác dụng lên đầu giáo :

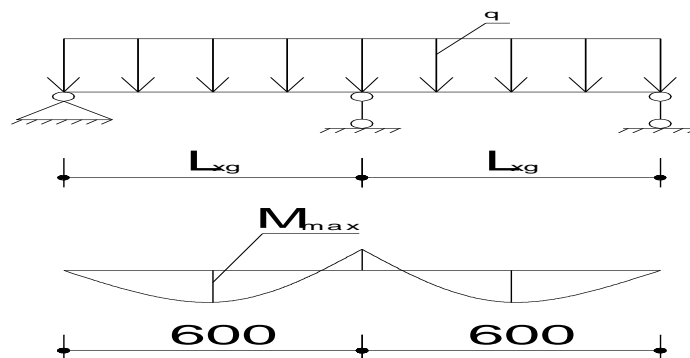
$$N = 2 \cdot P^{tt}_{x.d} = 2 \times 177.5 = 355 \text{ (KG)}$$

Điều kiện: $N \leq [P_{gh}]$; với $[P_{gh}] = 35300 \text{ (KG)}$

Vậy $N \leq [P_{gh}] \rightarrow$ Giáo đủ khả năng chịu lực.

2.2.2.5. Kiểm tra ván khuôn thành dầm

- Sơ đồ tính ván khuôn là dầm liên tục kê trên các gối tựa là các thanh sườn.



→ Khoảng cách bố trí các thanh sườn là 600 (mm)

❖ Tải trọng tác dụng lên ván khuôn

- q_1 : Tải trọng do áp lực tĩnh của bê tông, $n_1 = 1.2$

$$q_1^{tc} = \gamma.H - \text{nếu } H \leq R$$

$$q_1^{tc} = \gamma.R - \text{nếu } H \geq R$$

Với :

R – Bán kính tác dụng đầm BT, thường lấy bằng 0.6 (m).

H – Chiều cao đổ BT

Vậy :

$$q_1^{tc} = \gamma.H = 2500 \times 0.6 = 1500 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

$$q_1^{tt} = n_1.\gamma.H = 1.2 \times 2500 \times 0.6 = 1800 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

- q_2 : Tải trọng do đầm BT, $n_2 = 1.3$

Với đầm có $D = 70$ (mm), lấy:

$$q_2^{tc} = 200 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

$$q_2^{tt} = 1.3 \times 200 = 260 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

- Tổng tải trọng tác dụng lên hệ thống ván khuôn:

$$q^{tc} = q_1^{tc} + q_2^{tc} = 1500 + 200 = 1700 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

$$q^{tt} = q_1^{tt} + q_2^{tt} = 1800 + 260 = 2060 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

- Tổng tải trọng tác dụng lên hệ thống ván khuôn có bề rộng $b = 250$ (mm).

$$q_v^{tc} = q^{tc} . b = 1700 \times 0.25 = 425 \text{ (kG/m)}$$

$$q_v^{tt} = q^{tt} . b = 2060 \times 0.25 = 515 \text{ (kG/m)}$$

❖ Kiểm tra độ bền và độ võng ván khuôn:

- Kiểm tra bền: $\sigma = \frac{M_{\max}}{W} \leq R_{thép}$

Trong đó :

$$M_{\max} = \frac{q_v^{tt} . l_s^2}{10} \text{ (} l_s \text{ – khoảng cách bố trí các thanh sườn)}$$

W: Momen kháng uốn của tấm ván khuôn (tra bảng); $W = 6.34 \text{ (cm}^3\text{)}$

$R_{thép} = 2100 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$ – Cường độ của thép

$$\rightarrow \sigma = \frac{6.275 \times 60^2}{10 \times 6.34} = 556.7 \text{ (kG/cm}^2\text{)} \leq R_{thép} = 2100 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$$

→ Vậy ván khuôn thoả mãn điều kiện bền

- Kiểm tra độ võng :
$$f = \frac{q_v^{tc} J_s^4}{128.E.J} \leq [f] = \frac{l_s}{400}$$

Trong đó :

E: Modul đàn hồi của thép; $E = 2.1 \times 10^6$ (KG/cm²)

J: Mômen quán tính (tra bảng); $J = 27.33$ (cm⁴)

$$\rightarrow f = \frac{518.75 \times 10^2 \times 60^4}{128 \times 2.1 \times 10^6 \times 27.33} = 0.02 \text{ (cm)} < [f] = \frac{75}{400} = 0.187 \text{ (cm)}$$

→ Vậy ván khuôn thoả mãn điều kiện độ cứng.

2.2.2.6. Kiểm tra sườn đứng ván khuôn thành dầm

❖ Tải trọng tác dụng lên thanh sườn:

$$q^{tt} = 2510 \times 0.6 = 1882,5 \text{ (kG/m)}$$

$$q^{tc} = 2075 \times 0.6 = 1556,25 \text{ (kG/m)}$$

❖ Kiểm tra độ bền và độ võng thanh sườn :

- Kiểm tra độ bền:
$$\sigma = \frac{q'' \times l_s^2}{8 \times W} \leq [\sigma]_{gỗ} = 110 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Chọn sườn bằng gỗ có kích thước 80 x 12 (mm)

$$\rightarrow W = 8 \times 12^2 / 6 = 192 \text{ (cm}^3\text{)}; J = 8 \times 12^3 / 12 = 1152 \text{ (cm}^4\text{)}; E = 1.2 \times 10^5 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

$l_s = 60$ (cm), sườn làm việc như dầm đơn giản:

$$\rightarrow \sigma = \frac{q'' \times l_s^2}{8 \times W} = \frac{2510 \times 10^{-2} \times 60^2}{8 \times 192} = 35.3 \leq [\sigma]_{gỗ} = 110 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

→ Vậy thanh sườn thoả mãn điều kiện bền.

- Kiểm tra độ võng:
$$f = \frac{q_v^{tc} J_s^4}{128.E.J} \leq [f] = \frac{l_s}{400}$$

$$\rightarrow f = \frac{1556,255 \times 10^{-2} \times 60^4}{128 \times 1.2 \times 10^5 \times 1152} = 0.009 \text{ (cm)} < [f] = \frac{60}{400} = 0.15 \text{ (cm)}$$

→ Vậy thanh sườn thoả mãn điều kiện độ cứng.

2.2.3. Tính toán ván khuôn, xà gồ, cột chống sàn

2.2.3.1. Tính toán ván khuôn sàn có kích thước 6800x3150mm

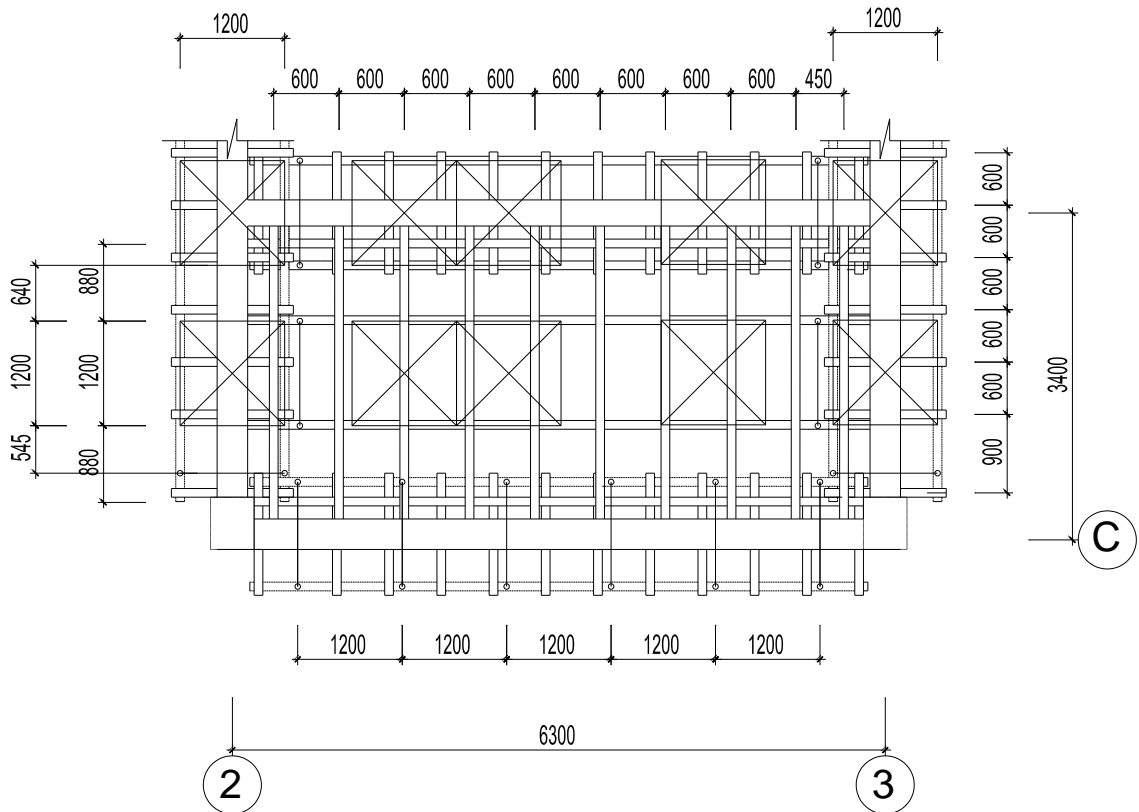
- Kích thước: $L_{th} = 6300 - 250 = 6050$ (mm); $B_{th} = 3400 - 250 = 3150$ (mm)

- Dùng hết 50 tấm ván khuôn 300x1200, phần còn thiếu bù bằng ván gỗ. Ván khuôn được bố trí như hình vẽ trên.

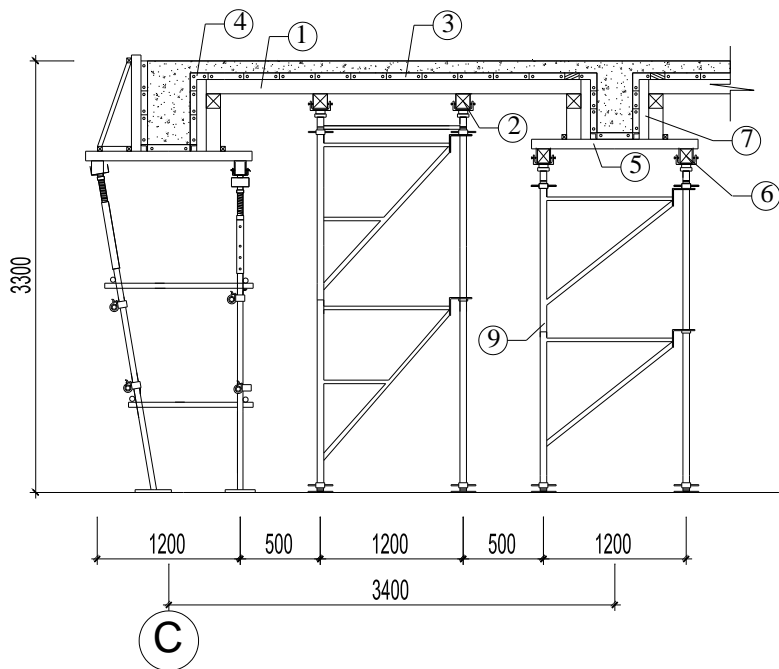
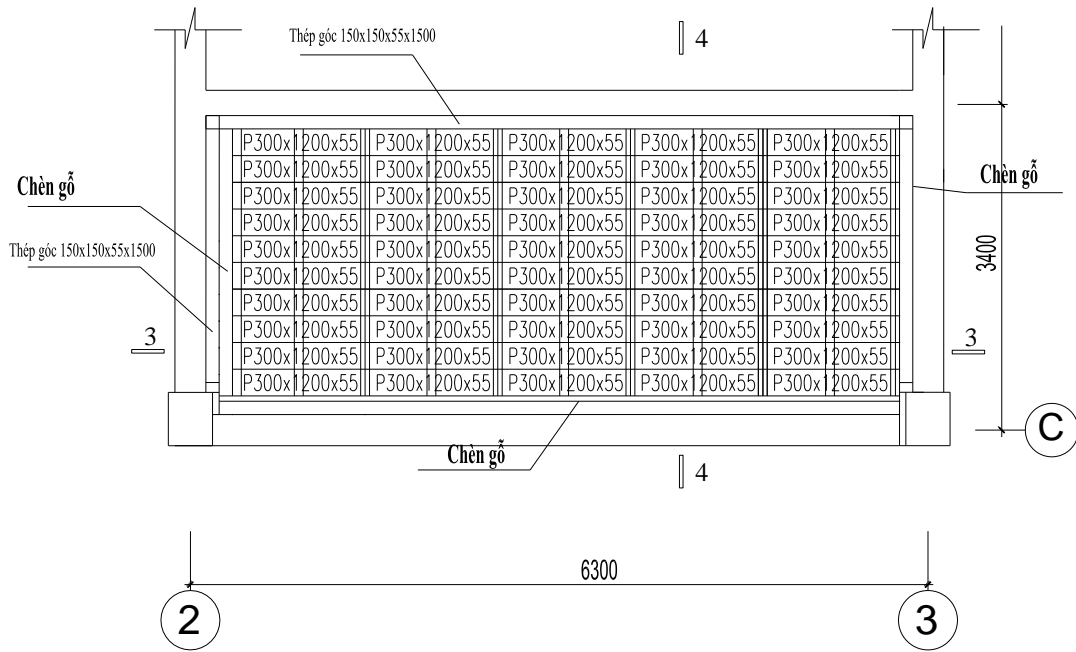
Nhà làm việc công ty thép Việt Đức

- Để thuận tiện cho việc thi công ta chọn khoảng cách giữa các thanh xà gồ lớp trên là 60 cm, khoảng cách giữa các thanh xà gồ lớp dưới là 120cm (bằng kích thước của giáo PAL)

Ta tính toán kiểm tra độ bền và độ võng của ván khuôn sàn và chọn tiết diện các thanh xà ngang, xà dọc.



Nhà làm việc công ty thép Việt Đức

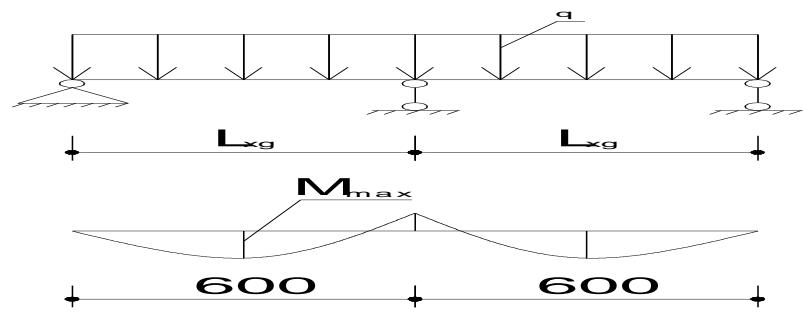


GHI CHÚ:

- 1 - Xà gồ lớp trên đỡ ván sàn
- 2 - Xà gồ lớp dưới đỡ xà gồ lớp trên
- 3 - Ván khuôn thép định hình
- 4 - Ván khuôn góc
- 5 - Xà ngang đỡ ván khuôn đáy dầm
- 6 - Xà dọc đỡ xà ngang
- 7 - Sườn đứng đỡ ván thành dầm
- 8 - Giáo Pal đôi
- 9 - Giáo Pal đơn
- 10 - Cây chống đơn

❖ Sơ đồ tính ván khuôn

Sơ đồ dầm liên tục chịu tải trọng phân bố đều tựa lên các xà gồ ngang.



❖ Tải trọng tác dụng lên ván khuôn

- q_1 : Tải trọng bản thân ván khuôn, $n_1 = 1.1$

$$q_1^{tt} = n_1 \cdot q_1^{tc}$$

$$q_1^{tc} = 20 \text{ (KG/m}^2\text{)}$$

$$\rightarrow q_1^{tt} = 1.1 \times 20 = 22 \text{ (KG/m}^2\text{)}$$

- q_2 : Trọng lượng BTCT, $n_2 = 1.2$

$$q_2^{tt} = n_2 \cdot \gamma_{\text{BTCT}} \cdot h_s$$

$$\gamma_{\text{BTCT}} = 2500 + 100 = 2600 \text{ (KG/m}^3\text{)}$$

$$\rightarrow q_2^{tt} = 1.2 \times 2600 \times 0.12 = 312 \text{ (KG/m}^3\text{)}$$

- q_3 : Tải trọng do trút vữa BT, $n_3 = 1.3$

$$q_3^{tt} = n_3 \cdot q_3^{tc}$$

$$\text{Đồ BT bằng bơm có } 0,2 < V_{\text{thùng}} < 0,8 \text{ m}^3 \rightarrow q_3^{tc} = 400 \text{ KG/m}^2$$

$$\rightarrow q_3^{tt} = 1.3 \times 400 = 520 \text{ (KG/m}^2\text{)}$$

- q_4 : Tải trọng do đầm BT, $n_4 = 1.3$

$$q_4^{tt} = n_4 \cdot q_4^{tc}$$

$$\rightarrow q_4^{tt} = 1.3 \times 130 = 169 \text{ (KG/m}^2\text{)}$$

- q_5 : hoạt tải do người đi lại và dụng cụ thi công, $q_5^{tc} = 250 \text{ (KG/m}^2\text{)}$, $n_5 = 1.3$

$$q_5 = n_5 \cdot q_5^{tc} = 1.3 \times 250 = 325 \text{ (KG/m}^2\text{)}$$

- Tổng tải trọng tác dụng lên ván khuôn: (Trong 2 giá trị q_3 và q_4 ta lấy q_3)

$$q^{tt} = q_1^{tt} + q_2^{tt} + q_3^{tt} + q_5^{tt} = 22 + 312 + 520 + 325 = 1179 \text{ (KG/m}^2\text{)}$$

$$q^{tc} = q_1^{tc} + q_2^{tc} + q_3^{tc} + q_5^{tc} = 20 + 260 + 400 + 250 = 930 \text{ (KG/m}^2\text{)}$$

- Tổng tải trọng tác dụng lên ván khuôn bề rộng b :

$$q_v^{tc} = q^{tc} \cdot b = 930 \times 0.3 = 279 \text{ (KG/m)}$$

$$q_v^{tt} = q^{tt} \cdot b = 1179 \times 0.3 = 353.7 \text{ (KG/m)}$$

❖ Kiểm tra ván khuôn sàn

- Kiểm tra bền: $\sigma = \frac{M_{\max}}{W} \leq R_{thép}$

Trong đó :

$$M_{\max} = \frac{q_v^{tt} \cdot l_{x1}^2}{10} \text{ (} l_{x1} \text{ – khoảng cách bố trí các xà gồ lớp trên)}$$

W: Momen kháng uốn của tấm ván khuôn (tra bảng); $W = 6.45 \text{ (cm}^3\text{)}$

$R_{\text{thép}} = 2100 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$ – Cường độ của thép

$$\rightarrow \sigma = \frac{353.7 \times 10^{-2} \times 60^2}{10 \times 6.45} = 308.46 \leq R_{\text{thép}} = 2100 \text{ (KG/cm}^2\text{)}$$

→ Vây ván khuôn thoả mãn điều kiện bền

- Kiểm tra độ võng: $f = \frac{q_v^{tc} J_{x1}^4}{128.E.J} \leq [f] = \frac{lx1}{400}$

Trong đó:

E: Modul đàn hồi của thép ; $E = 2.1 \times 10^6 \text{ (KG/cm}^2\text{)}$

J: Momen quán tính (tra bảng) ; $J = 28.59 \text{ (cm}^4\text{)}$

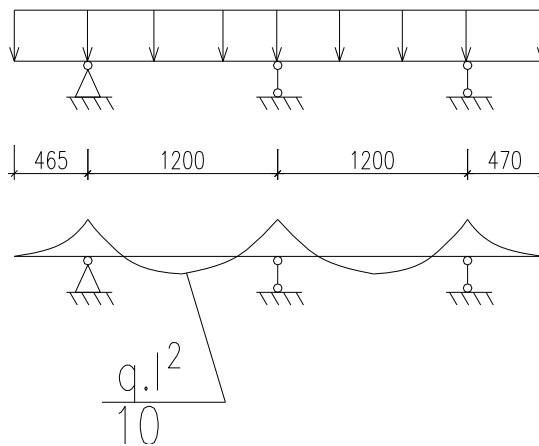
$$\rightarrow f = \frac{279 \times 10^{-2} \times 60^4}{128 \times 2.1 \times 10^6 \times 28.59} = 0.01 \text{ (cm)} < [f] = \frac{60}{400} = 0.15 \text{ (cm)}$$

→ Vây ván khuôn thoả mãn điều kiện độ cứng.

2.2.3.2. Tính toán kiểm tra xà gồ lớp trên đỡ ván sàn

❖ Sơ đồ tính

Sơ đồ dầm liên tục chịu tải trọng phân bố đều, gối tựa là các xà gồ lớp dưới.



❖ Tải trọng tác dụng lên xà gồ

$$q_{x1}^{tc} = q^{tc} \cdot l_{x1} + b_{x1} \cdot h_{x1} \cdot \gamma_{g\delta} = 930 \times 0.6 + 0.1 \times 0.12 \times 600 = 704.7 \text{ (KG/m)}$$

$$q_{x1}^{tt} = q^{tt} \cdot l_{x1} + n \cdot b_{x1} \cdot h_{x1} \cdot \gamma_{g\delta} = 1179 \times 0.6 + 1.1 \times 0.1 \times 0.12 \times 600 = 892.17 \text{ (KG/m)}$$

Trong đó :

b_{x1} : Chiều rộng tiết diện xà gồ lớp trên: 0.1 (m)

h_{x1} : Chiều cao tiết diện xà gồ lớp trên: 0.12 (m)

l_{x1} : Khoảng cách bố trí xà gồ lớp trên: 0.6 (m)

❖ Kiểm tra độ bền và độ võng của xà gồ lớp trên

- Kiểm tra bền: $\sigma = \frac{M_{\max}}{W} \leq [\sigma]_{\text{gỗ}}$

Trong đó:

$$M_{\max} = \frac{q''_{x1} \cdot l_{x2}^2}{10} = \frac{892.17 \times 1.2^2}{10} = 128.47 \text{ (kG.m)}$$

$$W = \frac{b_{x1} \cdot h_{x1}^2}{6} = \frac{10 \times 12^2}{6} = 240 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$\rightarrow \sigma = \frac{128.47 \times 10^2}{240} = 53.53 \text{ (kG/cm}^2\text{)} \leq [\sigma] = 110 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$$

→ Vậy xà gồ thỏa mãn điều kiện bền.

- Kiểm tra độ võng: $f = \frac{q''_{x1} \cdot J_{x2}^4}{128 \cdot E \cdot J} \leq [f] = \frac{l_{x2}}{400}$

Trong đó :

E : Modul đàn hồi của gỗ: $E = 1.2 \times 10^5 \text{ (KG/cm}^2\text{)}$

$$J : \text{Momen quán tính: } J = \frac{b_{x1} \cdot h_{x1}^3}{12} = \frac{10 \times 12^3}{12} = 1440 \text{ (cm}^4\text{)}$$

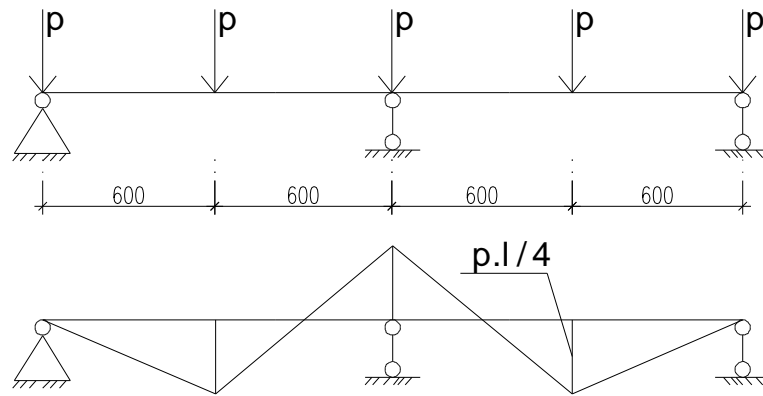
$$\rightarrow f = \frac{704.7 \times 10^{-2} \times 120^4}{128 \times 1.2 \times 10^5 \times 1440} = 0.06 \text{ (cm)} < [f] = \frac{120}{400} = 0.3 \text{ (cm)}$$

→ Vậy xà gồ thỏa mãn điều kiện độ cứng.

2.2.3.3. Tính toán kiểm tra xà gồ lớp dưới đỡ xà gồ lớp trên

❖ Sơ đồ tính

- Sơ đồ dầm liên tục chịu tải trọng tập trung đặt tại gối, gối tựa là các đầu giáo nhịp 1.2m và các thanh chống



❖ Tải trọng tác dụng lên xà dọc

- Tải trọng tác dụng lên xà dọc là tải tập trung đặt tại gối và giữa dầm.

$$P_{x2}^{tc} = q_{x1}^{tc} \cdot l_{x2} + b_{x2} \cdot h_{x2} \cdot l_g \cdot \gamma_{g\delta} = 704.7 \times 1.2 + 0.12 \times 0.12 \times 1.2 \times 600 = 856 \text{ (KG)}$$

$$P_{x2}^{tt} = q_{x1}^{tt} \cdot l_{x2} + n \cdot b_{x2} \cdot h_{x2} \cdot l_g \cdot \gamma_{g\delta} = 892.17 \times 1.2 + 1.1 \times 0.12 \times 0.12 \times 1.2 \times 600 = 1082 \text{ (KG)}$$

Trong đó :

n: Hệ số vượt tải

b_{x2} : Chiều rộng tiết diện xà gồ lớp dưới 0.12 (m)

h_{x2} : Chiều cao tiết diện xà gồ lớp dưới 0.12 (m)

l_{x2} : Khoảng cách các đầu giáo: 1.2 (m)

❖ Kiểm tra độ bền và độ võng của xà dọc

- Kiểm tra bền: $\sigma = \frac{M_{\max}}{W} \leq [\sigma]_{g\delta}$

Trong đó :

$$M_{\max} = \frac{q_{x2}^{tt} \cdot l_g}{4} = \frac{1082 \times 1.2}{4} = 273 \text{ (kG.m)}$$

(l_g : khoảng cách bố trí các giáo chống)

$$W = \frac{b_{x2} \cdot h_{x2}^2}{6} = \frac{12 \times 12^2}{6} = 288 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$\rightarrow \sigma = \frac{273 \times 10^2}{288} = 94,8 \text{ (kG/cm}^2\text{)} \leq [\sigma] = 110 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$$

→ Vậy xà gồ thỏa mãn điều kiện bền.

- Kiểm tra độ võng: $f = \frac{P_{x2}^{tc} \cdot l_g^3}{48 \cdot E \cdot J} \leq [f] = \frac{l_g}{400}$

Trong đó :

$$E: \text{Modul đàn hồi của gỗ: } E = 1.2 \times 10^5 \text{ (KG/cm}^2\text{)}$$

$$J: \text{Momen quán tính: } J = \frac{b_{x1} \cdot h_{x1}^3}{12} = \frac{12 \times 12^3}{12} = 1728 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$\rightarrow f = \frac{856 \times 120^3}{48 \times 1.2 \times 10^5 \times 1728} = 0.148 \text{ (cm)} < [f] = \frac{120}{400} = 0.3 \text{ (cm)}$$

→ Vậy xà gồ thỏa mãn điều kiện độ cứng.

2.2.3.4. Kiểm tra cột chống giáo

- Lực tác dụng lên đầu giáo :

$$N = 2 \cdot P_{x,2}^{tt} = 2 \times 1082 = 2164 \text{ (KG)}$$

$$N \leq [P_{gh}]$$

$$[P_{gh}] = 35300 \text{ (KG)}$$

Vậy $N \leq [P_{gh}] \rightarrow$ Giáo đủ khả năng chịu lực.

2.3. Thống kê bê tông, cốt thép, ván khuôn phần thân:

Bảng thống kê khối lượng bê tông

Tầng	Tên cấu kiện	Kích thước cấu kiện (m)			V 1 cấu kiện (m ³)	Số lượng CK	Tổng V (m ³)	Tổng V 1 tầng (m ³)
		Dài	Rộng	Cao				
Tầng trệt	Cột biên	0.55	0.4	2.55	0.588	20	11.76	217.42
	Cột giữa	0.65	0.45	2.55	0.59	16	9.44	
	Lõi	2.896	1	2.55	8.69	1	8.69	
	Thang				2.95	2	5.90	
	Dầm D1 biên	6.8	0.3	0.65	1.55	16	24.77	
	Dầm D1 giữa	1.8	0.3	0.65	0.44	8	3.50	
	Dầm dọc	6.3	0.22	0.45	1.72	28	48.02	
	Dầm phụ	3.15	0.22	0.45	1.29	15	19.31	
	Sàn 1	6.3	3.4	0.1	2.40	23	55.2	
	Sàn 2	6.3	1.8	0.1	1.99	7	13.93	
	Sàn 3	6.3	3.6	0.1	2.68	3	8.04	
	Sàn 4	6.8	3.6	0.1	2.44	1	2.44	
Sàn WC	3.4	3.15	0.1	1.22	4	4.90		
Tầng 1	Cột biên	0.55	0.4	3.65	0.756	20	15.12	239.00
	Cột giữa	0.65	0.45	3.65	0.756	16	12.096	
	Lõi	2.896	1	3.65	13.03	1	13.03	
	Thang				3.17	2	6.34	
	Dầm D1 biên	6.8	0.3	0.65	1.55	16	24.77	
	Dầm D1 giữa	1.8	0.3	0.65	0.44	8	3.50	
	Dầm dọc	6.3	0.22	0.45	1.72	28	48.02	
	Dầm phụ	3.15	0.22	0.45	1.29	15	19.31	

Nhà làm việc công ty thép Việt Đức

	Sàn 1	6.3	3.4	0.1	2.40	23	55.2	
	Sàn 2	6.3	1.8	0.1	1.99	7	13.93	
	Sàn 3	6.3	3.6	0.1	2.68	3	8.04	
	Sàn 4	6.8	3.6	0.1	2.44	1	2.44	
	Sàn WC	3.4	3.15	0.1	1.22	4	4.90	
Tầng 2	Cột biên	0.55	0.4	2.65	0.651	20	13.02	226.01
	Cột giữa	0.65	0.45	2.65	0.651	16	10.416	
	Lõi	2.896	1	2.65	10.43	1	10.43	
	Thang				3.02	2	6.04	
	Dầm D1 biên	6.8	0.3	0.65	1.55	16	24.77	
	Dầm D1 giữa	1.8	0.3	0.65	0.44	8	3.50	
	Dầm dọc	6.3	0.22	0.45	1.72	28	48.02	
	Dầm phụ	3.15	0.22	0.45	1.29	15	19.31	
	Sàn 1	6.3	3.4	0.1	2.40	23	55.2	
	Sàn 2	6.3	1.8	0.1	1.99	7	13.93	
	Sàn 3	6.3	3.6	0.1	2.68	3	8.04	
	Sàn 4	6.8	3.6	0.1	2.44	1	2.44	
Sàn WC	3.4	3.15	0.1	1.22	4	4.90		
Tầng 3,4,5	Cột biên	0.4	0.35	2.65	0.54	20	10.85	220.25
	Cột giữa	0.4	0.45	2.65	0.59	16	9.54	
	Lõi	2.896	1	2.65	10.43	1	10.43	
	Thang				3.02	2	6.04	
	Dầm D1 biên	6.8	0.3	0.65	1.55	16	24.77	
	Dầm D1 giữa	1.8	0.3	0.65	0.44	8	3.50	
	Dầm dọc	6.3	0.22	0.45	1.72	28	48.02	
	Dầm phụ	3.15	0.22	0.45	1.29	15	19.31	

Nhà làm việc công ty thép Việt Đức

	Sàn 1	6.3	3.4	0.1	2.40	23	55.2	
	Sàn 2	6.3	1.8	0.1	1.99	7	13.93	
	Sàn 3	6.3	3.6	0.1	2.68	3	8.04	
	Sàn 4	6.8	3.6	0.1	2.44	1	2.44	
	Sàn WC	3.4	3.15	0.1	1.22	4	4.90	
Tầng 6,7&8	Cột biên	0.4	0.22	2.65	0.54	20	10.85	219.65
	Cột giữa	0.4	0.25	2.65	0.59	16	9.54	
	Lõi	2.896	1	2.65	10.43	1	10.43	
	Thang				3.02	2	6.04	
	Dầm D1 biên	6.8	0.3	0.65	1.55	16	24.77	
	Dầm D1 giữa	1.8	0.3	0.65	0.44	8	3.50	
	Dầm dọc	6.3	0.22	0.45	1.72	28	48.02	
	Dầm phụ	3.15	0.22	0.45	1.29	15	19.31	
	Sàn 1	6.3	3.4	0.1	2.40	23	55.2	
	Sàn 2	6.3	1.8	0.1	1.99	7	13.93	
	Sàn 3	6.3	3.6	0.1	2.68	3	8.04	
	Sàn 4	6.8	3.6	0.1	2.44	1	2.44	
	Sàn WC	3.4	3.15	0.1	1.22	4	4.90	
Tổng thể tích các phân đoạn								1788.92

Bảng thống kê khối lượng cốt thép

Phân đoạn	Tên cấu kiện	V 1 CK (m ³)	HLCT (%)	KL 1 CK (T)	SLCK	Tổng KL (T)	Tổng KL 1 tầng (T)
Tầng trệt	Cột biên	0.588	0.0096	0.079	20	1.58	16.015
	Cột giữa	0.59	0.0096	0.079	16	1.266	
	Lõi	8.69	0.02	1.364	1	1.364	

Nhà làm việc công ty thép Việt Đức

	Thang	2.95	0.0015	0.035	2	0.069	
	Dầm D1 biên	1.55	0.01	0.122	16	1.947	
	Dầm D1 giữa	0.44	0.0066	0.023	8	0.182	
	Dầm dọc	1.72	0.01	0.135	28	3.781	
	Dầm phụ	1.29	0.01	0.101	15	1.519	
	Sàn 1	2.40	0.008	0.151	23	3.165	
	Sàn 2	1.99	0.008	0.125	7	0.875	
	Sàn 3	2.68	0.008	0.168	3	0.504	
	Sàn 4	2.99	0.008	0.239	1	0.239	
	Sàn WC	1.22	0.008	0.106	4	0.424	
Tầng 1	Cột biên	0.756	0.0096	0.119	20	2.38	17.980
	Cột giữa	0.756	0.0096	0.119	16	1.905	
	Lõi	13.03	0.02	2.046	1	2.046	
	Thang	3.17	0.0015	0.037	2	0.075	
	Dầm D1 biên	1.55	0.01	0.122	16	1.947	
	Dầm D1 giữa	0.44	0.0066	0.023	8	0.182	
	Dầm dọc	1.72	0.01	0.135	28	3.781	
	Dầm phụ	1.29	0.01	0.101	15	1.519	
	Sàn 1	2.40	0.008	0.151	23	3.165	
	Sàn 2	1.99	0.008	0.125	7	0.875	
	Sàn 3	2.68	0.008	0.168	3	0.504	
	Sàn 4	2.99	0.008	0.239	1	0.239	
	Sàn WC	1.22	0.008	0.106	4	0.424	
Tầng 2	Cột biên	0.651	0.0096	0.095	20	1.90	16.797
	Cột giữa	0.651	0.0096	0.095	16	1.519	
	Lõi	10.43	0.02	1.638	1	1.638	
	Thang	3.02	0.0015	0.036	2	0.071	
	Dầm D1 biên	1.55	0.01	0.122	16	1.947	
	Dầm D1 giữa	0.44	0.0066	0.023	8	0.182	
	Dầm dọc	1.72	0.01	0.135	28	3.781	
	Dầm phụ	1.29	0.01	0.101	15	1.519	
	Sàn 1	2.40	0.008	0.151	23	3.165	
	Sàn 2	1.99	0.008	0.125	7	0.875	

Nhà làm việc công ty thép Việt Đức

	Sàn 3	2.68	0.008	0.168	3	0.504	
	Sàn 4	2.99	0.008	0.239	1	0.239	
	Sàn WC	1.22	0.008	0.106	4	0.424	
Tầng 3,4&5	Cột biên	0.54	0.011	0.093	20	1.86	15.293
	Cột giữa	0.59	0.011	0.093	16	1.492	
	Lõi	10.43	0.02	1.638	1	1.638	
	Thang	3.02	0.0015	0.036	2	0.071	
	Dầm D1 biên	1.55	0.008	0.097	16	1.557	
	Dầm D1 giữa	0.44	0.0066	0.023	8	0.182	
	Dầm dọc	1.72	0.008	0.108	28	3.024	
	Dầm phụ	1.29	0.008	0.081	15	1.215	
	Sàn 1	2.40	0.008	0.151	23	3.165	
	Sàn 2	1.99	0.008	0.125	7	0.875	
	Sàn 3	2.68	0.008	0.168	3	0.504	
	2.99	0.008	0.239	1	0.239	Sàn 4	
	Sàn WC	1.22	0.008	0.106	4	0.424	
Tầng 6,7&8	Cột biên	0.44	0.011	0.093	20	1.86	14.393
	Cột giữa	0.49	0.011	0.093	16	1.492	
	Lõi	10.43	0.02	1.638	1	1.638	
	Thang	3.02	0.0015	0.036	2	0.071	
	Dầm D1 biên	1.55	0.008	0.097	16	1.557	
	Dầm D1 giữa	0.44	0.0066	0.023	8	0.182	
	Dầm dọc	1.72	0.008	0.108	28	3.024	
	Dầm phụ	1.29	0.008	0.081	15	1.215	
	Sàn 1	2.40	0.008	0.151	23	3.165	
	Sàn 2	1.99	0.008	0.125	7	0.875	
	Sàn 3	2.68	0.008	0.168	3	0.504	
	2.99	0.008	0.239	1	0.239	Sàn 4	
	Sàn WC	1.22	0.008	0.106	4	0.424	
Tổng							124.908T

Bảng thống kê khối lượng ván khuôn

Tầng	Tên cấu kiện	Kích thước cấu kiện (m3)			Diện tích m ²	SLCK 1 tầng	ΣS m ²	ΣS 1 tầng m ²
		Dài	Rộng	Cao				
Tầng trệt	Cột biên	0.55	0.4	2.55	0.554	20	11.8	1647.924
	Cột giữa	0.65	0.45	2.55	0.559	16	8.94	
	Lõi	2.896	1	2.55	62.50	1	62.5	
	Thang				24.60	2	49.2	
	Dầm D1 biên	6.8	0.3	0.65	9.80	16	156.736	
	Dầm D1 giữa	1.8	0.3	0.65	2.92	8	23.352	
	Dầm dọc	6.3	0.22	0.45	10.85	28	303.8	
	Dầm phụ	3.15	0.22	0.45	9.30	15	139.425	
	Sàn 1	6.3	3.4	0.1	28.125	23	504.504	
	Sàn 2	6.3	1.8	0.1	18	7	139.139	
	Sàn 3	6.3	3.6	0.1	31.5	3	94.5	
	Sàn 4	6.8	3.6	0.1	32.6	1	32.6	
Sàn WC	3.4	3.15	0.1	1.22	4	56.25		
Tầng 1	Cột biên	0.55	0.4	3.65	0.756	20	15.2	1789.624
	Cột giữa	0.65	0.45	3.65	0.82	16	13.1	
	Lõi	2.896	1	3.65	83.20	1	83.2	
	Thang				27.50	2	55	
	Dầm D1 biên	6.8	0.3	0.65	9.80	16	156.736	
	Dầm D1 giữa	1.8	0.3	0.65	2.92	8	23.352	
	Dầm dọc	6.3	0.22	0.45	10.85	28	303.8	
	Dầm phụ	3.15	0.22	0.45	9.30	15	139.425	
	Sàn 1	6.3	3.4	0.1	28.125	23	504.504	
	Sàn 2	6.3	1.8	0.1	18	7	139.139	
	Sàn 3	6.3	3.6	0.1	31.5	3	94.5	
	Sàn 4	6.8	3.6	0.1	32.6	1	32.6	
Sàn WC	3.4	3.15	0.1	1.22	4	56.25		
Tầng 2	Cột biên	0.55	0.4	2.65	0.651	20	13.02	1707.784

Nhà làm việc công ty thép Việt Đức

	Cột giữa	0.65	0.45	2.65	0.7	16	11.28	
	Lõi	2.896	1	2.65	74.88	1	74.88	
	Thang				25.30	2	50.6	
	Dầm D1 biên	6.8	0.3	0.65	9.80	16	156.736	
	Dầm D1 giữa	1.8	0.3	0.65	2.92	8	23.352	
	Dầm dọc	6.3	0.22	0.45	10.85	28	303.8	
	Dầm phụ	3.15	0.22	0.45	9.30	15	139.425	
	Sàn 1	6.3	3.4	0.1	28.125	23	504.504	
	Sàn 2	6.3	1.8	0.1	18	7	139.139	
	Sàn 3	6.3	3.6	0.1	31.5	3	94.5	
	Sàn 4	6.8	3.6	0.1	32.6	1	32.6	
	Sàn WC	3.4	3.15	0.1	1.22	4	56.25	
Tầng 3,4,5	Cột biên	0.4	0.35	2.65	0.54	20	10.85	1689.224
	Cột giữa	0.4	0.45	2.65	0.59	16	9.55	
	Lõi	2.896	1	2.65	74.88	1	74.88	
	Thang				25.30	2	50.6	
	Dầm D1 biên	6.8	0.3	0.65	9.80	16	156.736	
	Dầm D1 giữa	1.8	0.3	0.65	2.92	8	23.352	
	Dầm dọc	6.3	0.22	0.45	10.85	28	303.8	
	Dầm phụ	3.15	0.22	0.45	9.30	15	139.425	
	Sàn 1	6.3	3.4	0.1	28.125	23	504.504	
	Sàn 2	6.3	1.8	0.1	18	7	139.139	
	Sàn 3	6.3	3.6	0.1	31.5	3	94.5	
Sàn 4	6.8	3.6	0.1	32.6	1	32.6		
Sàn WC	3.4	3.15	0.1	1.22	4	56.25		
Tầng 6,7&8	Cột biên	0.4	0.22	2.65	0.554	20	11.8	1602.236
	Cột giữa	0.4	0.25	2.65	0.559	16	8.94	
	Lõi	2.896	1	2.65	62.50	1	62.5	
	Thang				24.60	2	49.2	
	Dầm D1 biên	6.8	0.3	0.65	9.80	16	156.736	

Nhà làm việc công ty thép Việt Đức

Dầm D1 giữa	1.8	0.3	0.65	2.92	8	23.352
Dầm dọc	6.3	0.22	0.45	10.85	28	303.8
Dầm phụ	3.15	0.22	0.45	9.30	15	139.425
Sàn 1	6.3	3.4	0.1	28.125	23	504.504
Sàn 2	6.3	1.8	0.1	18	7	139.139
Sàn 3	6.3	3.6	0.1	31.5	3	94.5
Sàn 4	6.8	3.6	0.1	32.6	1	32.6
Sàn WC	3.4	3.15	0.1	1.22	4	56.25
Tổng						13504.466

Bảng thống kê khối lượng trát cột dầm trần

Tầng	Tên cấu kiện	Kích thước cấu kiện (m ³)			Diện tích m ²	SLCK 1 tầng	ΣS m ²	ΣS 1 tầng m ²
		Dài	Rộng	Cao				
Tầng trệt	Cột biên	0.55	0.4	2.55	0.554	20	11.8	1647.924
	Cột giữa	0.65	0.45	2.55	0.559	16	8.94	
	Lõi	2.896	1	2.55	62.50	1	62.5	
	Thang				24.60	2	49.2	
	Dầm D1 biên	6.8	0.3	0.65	9.80	16	156.736	
	Dầm D1 giữa	1.8	0.3	0.65	2.92	8	23.352	
	Dầm dọc	6.3	0.22	0.45	10.85	28	303.8	
	Dầm phụ	3.15	0.22	0.45	9.30	15	139.425	
	Sàn 1	6.3	3.4	0.1	28.125	23	504.504	
	Sàn 2	6.3	1.8	0.1	18	7	139.139	
	Sàn 3	6.3	3.6	0.1	31.5	3	94.5	
	Sàn 4	6.8	3.6	0.1	32.5	1	32.5	
	Sàn WC	3.4	3.15	0.1	1.22	4	56.25	
Tầng 1	Cột biên	0.55	0.4	3.65	0.756	20	15.2	1789.624
	Cột giữa	0.65	0.45	3.65	0.82	16	13.1	
	Lõi	2.896	1	3.65	83.20	1	83.2	
	Thang				27.50	2	55	
	Dầm D1 biên	6.8	0.3	0.65	9.80	16	156.736	
	Dầm D1 giữa	1.8	0.3	0.65	2.92	8	23.352	
	Dầm dọc	6.3	0.22	0.45	10.85	28	303.8	
	Dầm phụ	3.15	0.22	0.45	9.30	15	139.425	
	Sàn 1	6.3	3.4	0.1	28.125	23	504.504	
	Sàn 2	6.3	1.8	0.1	18	7	139.139	
	Sàn 3	6.3	3.6	0.1	31.5	3	94.5	
	Sàn 4	6.8	3.6	0.1	32.5	1	32.5	
	Sàn WC	3.4	3.15	0.1	1.22	4	56.25	
Tầng 2	Cột biên	0.55	0.4	2.65	0.651	20	13.02	1707.784

Nhà làm việc công ty thép Việt Đức

	Cột giữa	0.65	0.45	2.65	0.7	16	11.28	
	Lõi	2.896	1	2.65	74.88	1	74.88	
	Thang				25.30	2	50.6	
	Dầm D1 biên	6.8	0.3	0.65	9.80	16	156.736	
	Dầm D1 giữa	1.8	0.3	0.65	2.92	8	23.352	
	Dầm dọc	6.3	0.22	0.45	10.85	28	303.8	
	Dầm phụ	3.15	0.22	0.45	9.30	15	139.425	
	Sàn 1	6.3	3.4	0.1	28.125	23	504.504	
	Sàn 2	6.3	1.8	0.1	18	7	139.139	
	Sàn 3	6.3	3.6	0.1	31.5	3	94.5	
	Sàn 4	6.8	3.6	0.1	32.5	1	32.5	
	Sàn WC	3.4	3.15	0.1	1.22	4	56.25	
Tầng 3,4,5	Cột biên	0.4	0.35	2.65	0.54	20	10.85	1689.224
	Cột giữa	0.4	0.45	2.65	0.59	16	9.55	
	Lõi	2.896	1	2.65	74.88	1	74.88	
	Thang				25.30	2	50.6	
	Dầm D1 biên	6.8	0.3	0.65	9.80	16	156.736	
	Dầm D1 giữa	1.8	0.3	0.65	2.92	8	23.352	
	Dầm dọc	6.3	0.22	0.45	10.85	28	303.8	
	Dầm phụ	3.15	0.22	0.45	9.30	15	139.425	
	Sàn 1	6.3	3.4	0.1	28.125	23	504.504	
	Sàn 2	6.3	1.8	0.1	18	7	139.139	
	Sàn 3	6.3	3.6	0.1	31.5	3	94.5	
	Sàn 4	6.8	3.6	0.1	32.5	1	32.5	
	Sàn WC	3.4	3.15	0.1	1.22	4	56.25	
Tầng 6,7&8	Cột biên	0.4	0.22	2.65	0.554	20	11.8	1602.236
	Cột giữa	0.4	0.25	2.65	0.559	16	8.94	
	Lõi	2.896	1	2.65	62.50	1	62.5	
	Thang				24.60	2	49.2	
	Dầm D1 biên	6.8	0.3	0.65	9.80	16	156.736	

Nhà làm việc công ty thép Việt Đức

Dầm D1 giữa	1.8	0.3	0.65	2.92	8	23.352
Dầm dọc	6.3	0.22	0.45	10.85	28	303.8
Dầm phụ	3.15	0.22	0.45	9.30	15	139.425
Sàn 1	6.3	3.4	0.1	28.125	23	504.504
Sàn 2	6.3	1.8	0.1	18	7	139.139
Sàn 3	6.3	3.6	0.1	31.5	3	94.5
Sàn 4	6.8	3.6	0.1	32.5	1	32.5
Sàn WC	3.4	3.15	0.1	1.22	4	56.25
ΣS						13504.466

Bảng thống kê khối lượng xây trát tầng

Tầng	S ngoài	V tường ngoài	V tường trong	S trát ngoài	S trát trong
Tầng trệt	425.64	56.18448	140.4612	255.384	638.46
Tầng 1	638.46	84.27672	210.6918	383.076	957.69
Tầng 2	510.768	67.421376	168.55344	306.4608	766.152
Tầng 3	510.768	67.421376	168.55344	306.4608	766.152
Tầng 4	510.768	67.421376	168.55344	306.4608	766.152
Tầng 5	510.768	67.421376	168.55344	306.4608	766.152
Tầng 6	510.768	67.421376	168.55344	306.4608	766.152
Tầng 7	510.768	67.421376	168.55344	306.4608	766.152
Tầng 8	510.768	67.421376	168.55344	306.4608	766.152
Tổng	4639.746	612.41	1531.03	2783.68	6959.21

Bảng thống kê khối lượng lát nền 1 tầng

Tầng	Tên CK	Kích thước cấu kiện (m)			S lát nền 1 CK	Số lượng CK	Tổng S lát nền
		Dày	Dài	Rộng			
Tầng điển hình	Sàn S1	0.1	6.3	3.4	21.42	23	492.66
	Sàn S2	0.1	6.3	1.8	11.34	7	79.38
	Sàn S3	0.1	6.3	3.6	22.68	3	68.04
	Sàn S4	0.1	6.8	3.6	24.48	1	24.48
	Sàn WC	0.1	3.4	3.15	10.71	4	42.84

Bảng thống kê khối lượng sơn bả

Tầng	Tên CK	Kích thước cấu kiện (m)			S sơn bả 1 CK	Số lượng CK	Tổng S sơn bả
		Dài	Rộng	Cao			
Tầng trệt	S ngoài	105	43.2	3.2	408.6144	1	408.61
	S trong				1667.44	1	1667.4
Tầng 1	S ngoài	105	43.2	4.3	612.9216	1	612.92
	S trong				2203.89	1	2203.9
Tầng 2,3,4,5,6,7,8	S ngoài	105	43.2	3.9	490.3373	1	490.34
	S trong				1970	1	1970

2.4. Tính toán chọn máy và phương tiện thi công chính:

2.4.1. Chọn máy bơm bê tông:

Chọn máy bơm: JSP.90HP-D

Năng suất bơm: 60 m³/h

Áp suất bơm lớn nhất: 115 bar

Khả năng bơm cao: 37m

Khả năng bơm xa: 37m

2.4.2. Chọn xe vận chuyển bê tông:

- Ôtô vận chuyển mã hiệu: SB-92B có các thông số kỹ thuật sau:

Bảng thông số kỹ thuật ô tô vận chuyển bê tông

Đặc trưng	SB-92B
Dung tích thùng trộn	8 m ³
Ôtô cơ sở	KAMAZ-5511
Dung tích thùng nước	0,75m ³
Công suất động cơ	40KW
Tốc độ quay thùng trộn	(9 - 14,5) phút
Độ cao đổ vật liệu vào	3,5 m
Thời gian đổ bê tông ra	10 phút
Trọng lượng xe (có bê tông)	21,85 Tấn
Vận tốc trung bình	30 km/h

Tính toán số xe trộn cần thiết để đổ bê tông:

áp dụng công thức :
$$n = \frac{Q_{\max}}{V} \left(\frac{L}{S} + T \right)$$

Trong đó:

n : Số xe vận chuyển.

V : Thể tích bê tông mỗi xe ; V = 8m³

L : Đoạn đường vận chuyển ; L=3 km

S : Tốc độ xe ; S = 30÷35 km

T : Thời gian gián đoạn ; T=10 s

Q : Năng suất máy bơm ; Q = 60 m³/h.

$$n = \frac{60}{8} \left(\frac{3}{35} + \frac{10}{60} \right) = 2 \text{ xe.}$$

Chọn 2 xe để phục vụ công tác đổ bê tông.

Số chuyến xe cần thiết để đổ bê tông là : $105/8 = 13$ chuyến

2.4.3. Chọn máy đầm bê tông:

- Đầm dùi : Loại đầm sử dụng U21-75.

- Đầm mặt : Loại đầm U7.

Các thông số của đầm được cho trong bảng sau:

Các chỉ số	Đơn vị tính	U21	U7
Thời gian đầm bê tông	giây	30	50
Bán kính tác dụng	cm	20-35	20-30
Chiều sâu lớp đầm	cm	20-40	10-30
Năng suất:			
- Theo diện tích được đầm	m ² /giờ m ³ /giờ	20	25
- Theo khối lượng bê tông		6	5 ÷ 7

2.4.4. Chọn cần trục tháp:

- Công trình có chiều cao lớn nên để vận chuyển vật tư phục vụ thi công ta phải sử dụng cần trục tháp. Mặt khác do khối lượng bê tông trong các phân đoạn không lớn nên ta cũng sử dụng cần trục tháp để vận chuyển bê tông phục vụ cho công tác đổ bê tông dầm, sàn, cột, lõi.

- Cần trục tháp được chọn phải đáp ứng được các yêu cầu kỹ thuật thi công công trình: thi công được toàn bộ công trình, an toàn cho người và cần trục trong lúc thi công, kinh tế nhất.

- Các thông số để lựa chọn cần trục tháp:

- Tải trọng cần nâng: Q_{yc}

- Chiều cao nâng vật: H_{yc}

- Bán kính phục vụ lớn nhất: R_{yc}

2.4.4.1. Tính khối lượng cấu lắp trong 1 ca:

. - Theo tiến độ thi công thì trong ngày làm việc nặng nhất cần trục phải vận chuyển ván khuôn dầm sàn, cốt thép dầm sàn cho các phân đoạn khác nhau, do đó cần trục

tháp được chọn phải có năng suất phù hợp với các công tác diễn ra trong cùng ngày đó.

- Cốt thép dầm, sàn: $Q_1 = 3,623 \text{ T}$ (Lấy giá trị trung bình)

- Ván khuôn dầm sàn: $S = 339,74 \text{ m}^2$

$$Q_2 = 339,74 \cdot \frac{48,84}{1000} = 16,6 \text{ (T)}$$

- Tổng khối lượng cầu lắp trong một ca:

$$Q = Q_1 + Q_2 = 3,623 + 16,6 = 20,223 \text{ (T)}$$

- Sức trục yêu cầu đối với một lần cầu: $Q^{yc} = 2,5T$, trọng lượng bê tông và thùng chứa với dung tích thùng chọn $V_{\text{thùng}} = 0,8\text{m}^3$.

2.4.4.2. Tính chiều cao nâng hạ vật:

$$H^{yc} = H_{ct} + H_{at} + H_{ck} + H_t = 35,1 + 1 + 2 + 1,5 = 39,6 \text{ (m)}$$

Trong đó:

H_{ct} : =35,1 (m) Chiều cao của công trình đến đỉnh mái tầng kỹ thuật;

H_{at} : Khoảng cách an toàn; $H_{at} = 1\text{m}$

H_{ck} : Chiều cao cầu kiện cầu lắp; $H_{ck} = 2\text{m}$

H_t : Chiều cao thiết bị treo buộc; $H_t = 1,5\text{m}$

2.4.4.3. Tính tâm với của cần trục: R^v .

- Xác định khoảng cách đến hai điểm xa nhất ở các góc công trình:

$$R_{yc} = \sqrt{(B + S)^2 + \left(\frac{L}{2}\right)^2}$$

Trong đó: $L = 44, \text{m}$: Chiều dài của nhà tính hết mép ngoài nhà.

$B = 23,2 \text{m}$: Bề rộng của nhà.

Khoảng cách từ tâm quay của cần trục đến mép công trình.

$$S = r + a + b_0 + b_g = 3 + 1,5 + 0,3 + 1,2 = 6,0\text{m}$$

$r = 3, \text{m}$: Khoảng cách từ tâm cần trục tới các điểm tựa của cần trục trên nền.

$a = 1,5\text{m}$: Khoảng cách an toàn.

$b_g = 1,2\text{m}$: Chiều dài của dàn giáo.

$b_0 = 0,3\text{m}$: Khoảng cách từ giáo đến mép công trình.

Vậy: $R_{yc} \geq = 29,36 \text{ (m)}$

Xác định sức trục: khi vận chuyển lên cao bê tông được coi là có khối lượng lớn nhất. Chọn thùng đựng bê tông có dung tích là $V = 1500(l)$. Trọng lượng bản thân thùng là $0,25 \text{ tấn}$. Sức trục đòi hỏi là: $Q = 1,5 \times 2,5 + 0,25 = 4 \text{ (T)}$.

- Ta chọn cần trục tháp có đối trọng trên cao mã hiệu KB-504. .

* Các thông số kỹ thuật của cần trục:

- Chiều cao nâng lớn nhất: $H_{\max} = 77(m) > 29,36 (m)$.

- Tầm với lớn nhất: $R_{\max} = 40 \text{ m}$

- Trọng lượng nâng: $Q_{\max} = 10 \text{ Tấn}, Q_{\min} = 6.2(T)$

- Vận tốc nâng: $V_n = 60 \text{ m/phút}$ (lấy trung bình).

- Vận tốc quay: $V_n = \varphi = 0,6(v/ph) = 0,063 (rad/s)$.

- Vận tốc di chuyển xe con: $V_{dcx} = 27.5 \text{ m/phút}$.

Năng suất tính toán của cần trục chính là năng suất đổ bê tông của nó và được tính theo công thức: $N_s = 7.N_k.K_2.K_3 (m^3/ca)$

Trong đó:

- N_k là năng suất kỹ thuật đổ bê tông của cần trục (m^3/h)

- K_2 là hệ số sử dụng cần trục theo thời gian. Với cần trục tháp $K_2 = 0,85$

- K_3 là hệ số sử dụng theo mức độ khó đổ của kết cấu.

$$K_3 = 0,8 \text{ với sàn vườn}$$

$$K_3 = 0,75 \text{ với cột vách}$$

Tính năng suất kỹ thuật của cần trục tháp:

Năng suất kỹ thuật đổ bê tông của cần trục tính theo công thức: $N_k = V.n_k.K_1$

Trong đó:

- V là dung tích thùng đựng vữa bê tông: $V = 1 \text{ m}^3.(0,8 - 1,0m^3)$

- K_1 : Hệ số sử dụng cần trục theo sức nâng với mã hàng cố định, lấy $K_1 = 1$

- n_k : là số lần đổ bê tông trong 1 giờ. $n_k = \frac{60}{T_{ck}}$

Với T_{ck} là thời gian 1 chu kì đổ bê tông (Phút): $T_{ck} = T_1 + T_2$

- T_1 là thời gian máy làm việc: $T_1 = T_{\text{nâng}} + T_{\text{hạ}} + T_{\text{quay}}$

$$T_{\text{nâng}} = \frac{S_n}{V_n} = 0.5 \text{ (phút)}$$

S_n là khoảng cách từ mặt đất đến sàn mái $S_n = 32,1 (m)$

$$T_{\text{hạ}} = T_{\text{nâng}} = \frac{H_{\text{nâng}}}{V_{\text{nâng}}} + (3 \div 4) = \frac{26,5}{60} 60 + 3 = 30(s) = 0.5 \text{ (phút)}$$

$$T_{\text{quay}} = 2.T_{\text{quay}} = \frac{2 \times \alpha_{\text{quay}}}{360^0 \times v_{\text{quay}}} = \frac{2.180}{360.0.63} = 1,6 \text{ (phút)} \text{ (Giả thiết quay } 180^0)$$

$$\Rightarrow T_1 = 0.5 + 0.5 + 1.6 = 2.6 \text{ (phút)}$$

- T_2 là thời gian móc và tháo cầu, thời gian trút vữa bê tông. Lấy $T_2 = 2$ phút

$$\rightarrow T_{ck} = T_{ck} = T_1 + T_2 = 2.6 + 2 = 4.6 = 5 \text{ (phút)}$$

$$n_k = \frac{60}{T_{quay}} = 60/5 = 12 \text{ (mê)}$$

$$\text{Vậy : } N_k = V \cdot n_k \cdot K_1 = 1.12.1 = 12 \text{ (m}^3/\text{ca)}$$

- Năng suất sử dụng cần trục là:

$$N_s = 7 \cdot N_k \cdot K_2 \cdot K_3 = 7 \times 12 \times 0.85 \times 0.8 = 60.69 \text{ (m}^3/\text{ca)}$$

- Khối lượng tương ứng là:

$$Q = N_s \times 2.5 = 60.69 \times 2.5 = 151,725 > Q^{yc} = 20,223 \text{ (T/ca)}$$

2,5 - là trọng lượng riêng của bê tông.

Q^{yc} - Trọng lượng tương ứng với thể tích bê tông cần vận chuyển trong phân đoạn lớn nhất.

2.4.5. Chọn vận thăng:

Thăng tải được dùng để vận chuyển gạch, vữa, xi măng, .. phục vụ cho công tác hoàn thiện.

Xác định nhu cầu vận chuyển :

$$+ \text{Khối lượng tường trung bình một tầng : } 99.13 \text{ m}^3$$

$$\Rightarrow Q_t = 99,13 \cdot 1,8 = 178.4 \text{ (T)}$$

$$+ \text{Khối lượng cần vận chuyển trong một ca : } 1178,4/8 = 22.3 \text{ (T)}$$

$$\text{Khối lượng vữa trát cho một tầng : } 2383.0,015 = 35,7 \text{ m}^3$$

$$\Rightarrow Q_v = 35,7 \cdot 1,8 = 68 \text{ (T)}$$

$$- \text{Khối lượng vữa trát cần vận chuyển trong một ca : } 68/4 = 17 \text{ (T)}$$

Tổng khối lượng cần vận chuyển bằng vận thăng trong một ca :

$$17 + 22.3 = 39.3 \text{ T}$$

Chọn thăng tải TP-5 (X953), có các thông số kỹ thuật sau :

$$+ \text{Chiều cao nâng tối đa : } H = 50 \text{ m}$$

$$+ \text{Vận tốc nâng : } v = 0,7 \text{ m/s}$$

$$+ \text{Sức nâng : } 0,55 \text{ tấn}$$

Năng suất của thăng tải : $N = Q \cdot n \cdot 8 \cdot k_t$

Trong đó :

$$Q: \text{Sức nâng của thăng tải. } Q = 0,55 \text{ (T)}$$

$$k_t : \text{Hệ số sử dụng thời gian. } k_t = 0,8$$

$$n : \text{Chu kỳ làm việc trong một giờ. } n = 60/T$$

$$T : \text{Chu kỳ làm việc. } T = T_1 + T_2$$

T_1 : Thời gian nâng hạ. $T_1 = 2.24.9/0,7 = 114$ (s).

T_2 : Thời gian chờ bốc xếp, vận chuyển cầu kiện vào vị trí.

$$T_2 = 4 \text{ (phút)} = 240 \text{ (s)}$$

Do đó : $T = T_1 + T_2 = 114 + 240 = 354$ (s).

$$N = 0,55.(3600/354).8.0,8 = 40 \text{ (T/ca)}.$$

Vận vận thăng đáp ứng được nhu cầu vận chuyển.

2.5. An toàn lao động khi thi công phần thân:

2.5.1. Dựng lắp, tháo dỡ dàn giáo :

-Không được sử dụng dàn giáo: Có biến dạng, rạn nứt, mòn gỉ hoặc thiếu các bộ phận: móc neo, giằng

-Khe hở giữa sàn công tác và tường công trình $>0,05$ m khi xây và 0,2 m khi trát.

-Các cột giàn giáo phải được đặt trên vật kê ổn định.

-Cấm xếp tải lên giàn giáo, nơi ngoài những vị trí đã qui định.

-Khi dàn giáo cao hơn 6m phải làm ít nhất 2 sàn công tác: Sàn làm việc bên trên, sàn bảo vệ bên dưới.

-Khi dàn giáo cao hơn 12 m phải làm cầu thang. Độ dốc của cầu thang $< 60^\circ$

- Lỗ hổng ở sàn công tác để lên xuống phải có lan can bảo vệ ở 3 phía.

- Thường xuyên kiểm tra tất cả các bộ phận kết cấu của dàn giáo, giá đỡ, để kịp thời phát hiện tình trạng hư hỏng của dàn giáo để có biện pháp sửa chữa kịp thời.

- Khi tháo dỡ dàn giáo phải có rào ngăn, biển cấm người qua lại. Cấm tháo dỡ dàn giáo bằng cách giật đổ.

- Không dựng lắp, tháo dỡ hoặc làm việc trên dàn giáo và khi trời mưa to, giông bão hoặc gió cấp 5 trở lên.

2.5.2. Công tác gia công, lắp dựng ván khuôn:

-Ván khuôn dùng để đỡ kết cấu bê tông phải được chế tạo và lắp dựng theo đúng yêu cầu trong thiết kế thi công đã được duyệt.

-Ván khuôn ghép thành khối lớn phải đảm bảo vững chắc khi cầu lắp và khi cầu lắp phải tránh va chạm vào các bộ kết cấu đã lắp trước.

-Cấm đặt và chất xếp các tấm ván khuôn các bộ phận của ván khuôn lên chiếu nghỉ cầu thang, lên ban công, các lối đi sát cạnh lỗ hổng hoặc các mép ngoài của công trình.

Khi chưa giằng kéo chúng.

-Trước khi đổ bê tông cán bộ kỹ thuật thi công phải kiểm tra ván khuôn, nếu có hư hỏng phải sửa chữa ngay. Khu vực sửa chữa phải có rào ngăn, biển báo.

2.5.3. Công tác gia công lắp dựng cốt thép:

-Gia công cốt thép phải được tiến hành ở khu vực riêng, xung quanh có rào chắn và biển báo.

-Cắt, uốn, kéo cốt thép phải dùng những thiết bị chuyên dụng, phải có biện pháp ngăn ngừa thép văng khi cắt cốt thép

-Bàn gia công cốt thép phải được cố định chắc chắn, nếu bàn gia công cốt thép có công nhân làm việc ở hai giá thì ở giữa phải có lưới thép bảo vệ cao ít nhất là 1m. Cốt thép đã làm xong phải để đúng chỗ quy định.

-Khi nắn thẳng thép tròn cuộn bằng máy phải che chắn bảo hiểm ở trục cuộn trước khi mở máy, hãm động cơ khi đưa đầu nối thép vào trục cuộn.

-Khi gia công cốt thép và làm sạch rỉ phải trang bị đầy đủ phương tiện bảo vệ cá nhân cho công nhân.

-Trước khi chuyển những tấm lưới khung cốt thép đến vị trí lắp đặt phải kiểm tra các mối hàn, nút buộc. Khi cắt bỏ những phần thép thừa ở trên cao công nhân phải đeo dây an toàn, bên dưới phải có biển báo. Khi hàn cốt thép chờ cần tuân theo chặt chẽ qui định của quy phạm.

-Buộc cốt thép phải dùng dụng cụ chuyên dùng

-Khi dựng lắp cốt thép gần đường dây dẫn điện phải cắt điện, trường hợp không cắt được điện phải có biện pháp ngăn ngừa cốt thép và chạm vào dây điện.

2.5.4. Đổ và đầm bê tông:

-Trước khi đổ bê tông cán bộ kỹ thuật thi công phải kiểm tra việc lắp đặt ván khuôn, cốt thép, dàn giáo, sàn công tác, đường vận chuyển. Chỉ được tiến hành đổ sau khi đã có văn bản xác nhận.

-Lối qua lại dưới khu vực đang đổ bê tông phải có rào ngăn và biển cấm. Trường hợp bắt buộc có người qua lại cần làm những tấm che ở phía trên lối qua lại đó.

-Cấm người không có nhiệm vụ đứng ở sàn rót vữa bê tông. Công nhân làm nhiệm vụ định hướng, điều chỉnh máy, vòi bơm đổ bê tông phải có găng, ủng.

-Khi dùng đầm rung để đầm bê tông cần:

+Dùng dây buộc cách điện nối từ bảng phân phối đến động cơ điện của đầm

+Làm sạch đầm rung, lau khô và quấn dây dẫn khi làm việc

+Ngừng đầm rung từ 5-7 phút sau mỗi lần làm việc liên tục từ 30-35 phút.

+Công nhân vận hành máy phải được trang bị ủng cao su cách điện và các phương tiện bảo vệ cá nhân khác.

2.5.5. Tháo dỡ ván khuôn:

-Chỉ được tháo dỡ ván khuôn sau khi bê tông đã đạt cường độ qui định theo hướng dẫn của cán bộ kỹ thuật thi công.

-Khi tháo dỡ ván khuôn phải tháo theo trình tự hợp lý phải có biện pháp đề phòng ván khuôn rơi, hoặc kết cấu công trình bị sập đổ bất ngờ. Nơi tháo ván khuôn phải có rào ngăn và biển báo.

-Trước khi tháo ván khuôn phải thu gọn hết các vật liệu thừa và các thiết bị đất trên các bộ phận công trình sắp tháo ván khuôn.

-Khi tháo ván khuôn phải thường xuyên quan sát tình trạng các bộ phận kết cấu, nếu có hiện tượng biến dạng phải ngừng tháo và báo cáo cho cán bộ kỹ thuật thi công biết.

-Sau khi tháo ván khuôn phải che chắn các lỗ hổng của công trình không được để ván khuôn đã tháo lên sàn công tác hoặc ném ván khuôn từ trên xuống, ván khuôn sau khi tháo phải được để vào nơi qui định.

-Tháo dỡ ván khuôn đối với những khoang đổ bê tông cốt thép có khẩu độ lớn phải thực hiện đầy đủ yêu cầu nêu trong thiết kế về chống đỡ tạm thời.

2.5.6. An toàn lao động công tác xây và hoàn thiện:

a. Xây tường:

-Kiểm tra tình trạng của giàn giáo giá đỡ phục vụ cho công tác xây, kiểm tra lại việc sắp xếp bố trí vật liệu và vị trí công nhân đứng làm việc trên sàn công tác.

-Khi xây đến độ cao cách nền hoặc sàn nhà 1,5 m thì phải bắc giàn giáo, giá đỡ.

-Chuyển vật liệu (gạch, vữa) lên sàn công tác ở độ cao trên 2m phải dùng các thiết bị vận chuyển. Bàn nâng gạch phải có thanh chắc chắn, đảm bảo không rơi đổ khi nâng, cấm chuyển gạch bằng cách tung gạch lên cao quá 2m.

-Khi làm sàn công tác bên trong nhà để xây thì bên ngoài phải đặt rào ngăn hoặc biển cấm cách chân tường 1,5m nếu độ cao xây < 7,0m hoặc cách 2,0m nếu độ cao xây > 7,0m. Phải che chắn những lỗ tường ở tầng 2 trở lên nếu người có thể lọt qua được.

-Không được phép:

+Đứng ở bờ tường để xây.

+Đi lại trên bờ tường.

+Đứng trên mái hắt để xây.

+Tựa thang vào tường mới xây để lên xuống.

+Để dụng cụ hoặc vật liệu lên bờ tường đang xây.

-Khi xây nếu gặp mưa gió (cấp 6 trở lên) phải che đậy chống đỡ khối xây cẩn thận để khối bị xói lở hoặc sập đổ, đồng thời mọi người phải đến nơi ẩn nấp an toàn.

-Khi xây xong tường biên về mùa mưa bão phải che chắn ngay.

b. Công tác hoàn thiện:

-Sử dụng dàn giáo, sàn công tác làm công tác hoàn thiện phải theo sự hướng dẫn của cán bộ kỹ thuật. Không được phép dùng thang để làm công tác hoàn thiện ở trên cao.

-Cán bộ thi công phải đảm bảo việc ngắt điện hoàn thiện khi chuẩn bị trát, sơn, ... lên trên bề mặt của hệ thống điện.

*Trát:

+Trát trong, ngoài công trình cần sử dụng giàn giáo theo quy định của quy phạm, đảm bảo ổn định, vững chắc.

+Đưa vữa lên sàn tầng trên cao hơn 5m phải dùng thiết bị vận chuyển lên cao hợp lý.

+Thùng, xô cũng như các thiết bị chứa đựng vữa phải để ở những vị trí chắc chắn để tránh rơi, trượt. Khi xong việc phải cọ rửa sạch sẽ và thu gọn vào 1 chỗ.

*Sơn:

+Giàn giáo phục vụ phải đảm bảo yêu cầu của quy phạm

+Khi sơn trong nhà hoặc dùng các loại sơn có chứa chất độc hại phải trang bị cho công nhân mặt nạ phòng độc, trước khi bắt đầu làm việc khoảng 1h phải mở tất cả các cửa và các thiết bị thông gió của phòng đó.

+Khi sơn, công nhân không được làm việc quá 2 giờ.

+Cấm người vào trong buồng đã quét sơn có pha chất độc hại chưa khô và chưa được thông gió tốt.

CHƯƠNG 3

TỔ CHỨC THI CÔNG CÔNG TRÌNH

3.1. Lập tiến độ thi công công trình:

3.1.1. Tính toán nhân lực phục vụ thi công (lập bảng thống kê):

Bảng tính toán tiến độ bao gồm danh sách các công việc cụ thể, khối lượng công việc hao phí lao động cần thiết, thời gian thi công và nhân lực cần chi phí cho công việc đó. Trên cơ sở các khối lượng công việc đã xác định, hao phí lao động được tính toán theo

“*Định mức dự toán xây dựng công trình – phần xây dựng*” ban hành theo quyết định số 1776 năm 2007 của Bộ Xây Dựng. Kết hợp với kinh nghiệm thực tế có thể lấy định mức khác đi so với định mức trên dựa trên cơ sở định mức trên. Chi tiết được trình bày trong *Bảng xác định khối lượng công tác, nhu cầu, hao phí để lập tiến độ thi công*. Thời gian thi công và nhân công cho từng công việc được lựa chọn trong mối quan hệ tỉ lệ nghịch với nhau, đảm bảo thời gian thi công hợp lý và nhân lực được điều hoà trên công trường. Kết quả bảng tính toán tiến độ được trình bày ở trang sau.

3.1.2. Lập sơ đồ tiến độ và biểu đồ nhân lực:

- Khối lượng công việc dựa theo bảng thống kê chương 1, chương 2
- Dùng phần mềm Microsoft Project để thể hiện

3.1.3. Kết quả tiến độ thi công:

- Tổng số nhân công: 26078 nhân công
- Số công nhân cao nhất trong ngày: 135 nhân công
- Tổng thời gian thi công: 527 ngày

3.2. Thiết kế tổng mặt bằng thi công:

3.2.1. Bố trí máy móc trên mặt bằng:

Sử dụng 1 cần trục tháp, 2 vận thăng, xe bơm bê tông và ô tô vận chuyên

3.2.2. Thiết kế đường tạm trên công trình:

Đường tạm làm rộng 6 m để thuận tiện cho giao thông của máy bơm bê tông và xe ô tô vận chuyên

3.2.3. Thiết kế kho bãi công trường:

3.2.3.1. Kho xi măng (kho kín):

Căn cứ vào biện pháp thi công công trình, chọn giải pháp mua Bê tông thương phẩm từ trạm trộn của Công ty BT1. Tất cả khối lượng Bê tông các kết cấu như cột, dầm, sàn của tất cả các tầng đều đổ bằng máy bơm và bê tông được cung cấp liên tục phục vụ cho công tác đổ bê tông được tiến hành đúng tiến độ. Do vậy trên công trường có thể hạn chế kho bãi, trạm trộn.

Dựa vào cung việc được lập ở tiến độ thi công thờ cộc ngày thi công cần đến Xi măng là các ngày xây tường (hoặc có cả lát nền, trát - tùy theo tiến độ).

Do vậy việc tính diện tích kho Xi măng dựa vào các ngày xây tường. Khối lượng xây là 1 ca $V_{xây} = 17,76 \text{ m}^3$

Theo định mức dự toán 1776/2007 (mô hiệu AE.22214) ta có khối lượng vữa xây là: $V_{vữa} = 17,76 \cdot 0,31 = 5,5 \text{ m}^3$

Theo Định mức cấp phối vữa ta có lượng Xi măng (PC30) cần dự trữ đủ một đợt xây tường là: $Q_{dt} = 5,5 \cdot 0,2 = 1,1 \text{ T}$

Thời gian thi công là $T = 10$ ngày

Vậy khối lượng cần thiết là: $1,1 \cdot 10 = 11 \text{ T}$. Xi măng được cấp 1 lần và mỗi lần dự trữ trong 10 ngày.

Vậy khối lượng cần dự trữ xi măng ở kho là $D = 10 \text{ T}$

Tính diện tích kho: $F = \delta \cdot \frac{Q_{dt}}{D_{max}} = 1,5 \cdot 10 / 1,3 = 11,5 \text{ m}^2$

+ $\delta = 1,4 - 1,6$: Kho kín

+ F : Diện tích kho

+ Q_{dt} : Lượng xi măng dự trữ

+ D_{max} : Định mức sắp xếp vật liệu = $1,3 \text{ T/m}^2$ (Xi măng đóng bao).

→ Chọn $F = 17,5 \text{ m}^2$

3.2.3.2. Kho thép :

Lượng thép trên công trường dự trữ để gia công và lắp đặt cho các kết cấu bao gồm: dầm, sàn, cột, lõi, thang, dầm sàn.

Lượng thép cần dự trữ cho tầng 1 là: $Q_{dt} = 24,23 \text{ T}$

Định mức cất chứa thép tròn dạng thanh: $D_{max} = 4 \text{ T/m}^2$.

Tính diện tích kho: $F = 24,23 / 4 = 6,1 \text{ m}^2$

Để thuận tiện cho việc sắp xếp vì chiều dài của thép thanh ta chọn kho thép phải có chiều dài đủ lớn để đặt thép cây

→ Chọn $F = 60 \text{ m}^2$

3.2.3.3. Kho chứa cốt pha, ván khuôn (kho hờ) :

Lượng ván khuôn sử dụng lớn nhất là trong các ngày gia công lắp dựng ván khuôn dầm sàn ($S = 1840 \text{ m}^2$). Ván khuôn cấu kiện bao gồm các tấm ván khuôn thép (các tấm

mặt và góc), các cây chống thép và xà ngang, xà dọc bằng gỗ. Theo mã hiệu định mức ta có khối lượng:

+ Thép tấm: $S.51,81/100 = 953,3 \text{ kG} = 0,95 \text{ T}$.

+ Thép hình: $S.48,84/100 = 898,6 \text{ kG} = 0,9 \text{ T}$.

+ Gỗ làm thanh xà: $S.0,4961/100 = 9,12 \text{ m}^3$.

- Theo định mức cất chứa vật liệu:

+ Thép tấm: $4 - 4,5 \text{ T/m}^2$

+ Thép hình: $0,8 - 1,2 \text{ T/m}^2$

+ Gỗ làm thanh đà: $1,2 - 1,8 \text{ m}^3/\text{m}^2$

- Diện tích kho: $F = 0,95/4 + 0,9/1 + 9,12/1,5 = 7,2 \text{ m}^2$

Chọn kho chứa ván khuôn có diện tích $F = 10 \text{ m}^2$ để phù hợp khi xếp các cây chống theo chiều dài.

3.2.3.4. Diện tích bãi chứa cát lộ thiên:

Bãi cát thiết kế phục vụ việc xây tường.

Tổng khối xây 1 tầng là $248,65 \text{ m}^3$, thực hiện trong 14 ngày.

Khối lượng xây 1 ngày là: $17,76 \text{ m}^3$

Theo định mức ta có khối lượng cát xây: $0,325 \cdot 17,76 = 5,77 \text{ m}^3$.

Lượng cát cần dự trữ cho công tác xây tường trong 2 ngày: $5,77 \cdot 2 = 11,54 \text{ m}^3$

Định mức cất chứa (đánh đồng bằng thủ công): $2 \text{ m}^3/\text{m}^2$ mặt bằng.

Diện tích bãi: $F = 1,2 \cdot 11,54/2 = 6,92 \text{ m}^2$

→ Diện tích bãi cát: $F = 7 \text{ m}^2$;

Đổ đồng hình tròn $D = 3 \text{ m}$; chiều cao đổ cát $h = 1,5 \text{ m}$.

3.2.3.5. Diện tích bãi chứa gạch:

Tổng khối xây 1 tầng là $248,65 \text{ m}^3$, thực hiện trong 14 ngày.

Khối lượng xây 1 ngày là: $17,76 \text{ m}^3$

Theo Định mức dự toán XD CB 1776/2007 (mã hiệu AE.22224) ta có khối lượng gạch là: $550 \cdot 17,76 = 9768$ viên

Giả sử lượng gạch cần dự trữ cho công tác xây tường trong 2 ngày:

$$2 \cdot 9768 = 19536 \text{ viên}$$

Định mức xếp: $D_{\max} = 700 \text{ viên/m}^2$

Nhà làm việc công ty thép Việt Đức

Diện tích bãi: $F = 1,2.19536/700 = 33,5 \text{ m}^2$

Chọn diện tích bãi gạch: $F = 36 \text{ m}^2$, bố trí thành bãi xung quanh vận thăng chở vật liệu để thuận tiện cho việc vận chuyển lên các tầng nhà.

3.2.4. Thiết kế nhà tạm:

Số lượng các bộ công nhân viên trên công trường và nhu cầu diện tích sử dụng:

- Tính số lượng công nhân trên công trường:

+Số công nhân xây dựng cơ bản trực tiếp thi công (lấy theo biểu đồ tiến độ thi công ở thời gian trung bình $A_{tb} = 50$ người)

+Số công nhân làm việc ở xưởng gia công phụ trợ :

$$B = m \cdot \frac{A}{100} = \frac{30 \cdot 50}{100} = 15 \text{ (người)}$$

($m=30$ là hệ số đối với nhà dân dụng)

+Số cán bộ công nhân viên kỹ thuật:

$$C = 4\%(A+B) = 0,04 \cdot (50+15) = 2,6 \text{ (người)} \text{ chọn } C = 3 \text{ người .}$$

+Số cán bộ công nhân viên hành chính:

$$D = 5\%(A+B) = 0,05 \cdot (50+15) = 3,25 \text{ (người)} \text{ chọn } D = 4 \text{ người .}$$

* Tổng dân số công trường :

$$N = A_{tb} + B + C + D = 50 + 15 + 3 + 4 = 72 \text{ người.}$$

- Diện tích sử dụng:

+ Diện tích nhà ở công nhân: do công trình sử dụng nhân công địa phương là chủ yếu nên chỉ cần đảm bảo chỗ ở cho 60% nhân công trung bình, tiêu chuẩn diện tích cho công nhân là $2m^2/\text{người}$:

$$S = 50 \times 2 \times 60\% = 60 \text{ (m}^2\text{)}$$

+ Diện tích nhà làm việc của ban chỉ huy công trường với tiêu chuẩn $5m^2/\text{người}$:

$$S = 3 \times 5 = 15 \text{ (m}^2\text{)} \Rightarrow \text{thiết kế } 16 \text{ (m}^2\text{)}$$

+ Diện tích nhà làm việc của cán bộ kỹ thuật với tiêu chuẩn $5m^2/\text{người}$:

$$S = 4 \times 5 = 20 \text{ (m}^2\text{)}$$

+ Diện tích nhà vệ sinh:

$$S = 0,25 \times A_{\max} = \frac{2,5}{20} \times 135 = 16,875 \text{ (m}^2\text{)} \Rightarrow \text{thiết kế } 17 \text{ (m}^2\text{)}$$

Nhà bảo vệ: $7m^2$

Các loại lán trại che tạm:

- Lán để xe cho công nhân: $60m^2$

- Lán gia công vật liệu (VK, CT): $22m^2$

- Kho dụng cụ: 12 m²

3.2.5. Tính toán điện cho công trường:

3.2.4.1. Điện trực tiếp cho sản xuất:

STT	Máy xây dựng	Số lượng	Công suất máy	Tổng công suất
1	Máy hàn	1	20kw	P ₁ = 23
2	Máy trộn bê tông	2	3,8	7,6
3	Máy trộn vữa	2	4,5	9
4	Máy đầm dùi	2	2,5	5
5	Máy đầm bàn	2	0,8	1,6
6	Thăng tải	2	2,2	4,4
7	Cần trục tháp	1	3,2	3,2
	Tổng			P ₂ = 30,8

- Công suất tiêu thụ điện trực tiếp

$$P_1 = \frac{0,75 \cdot 20}{0,65} = 23 \text{kw}$$

- Công suất điện phục vụ cho sản xuất máy động cơ điện :

$$P_2 = \frac{k_2 \cdot P_2}{\cos \phi} = \frac{0,7 \cdot 30,8}{0,65} = 33,16 \text{kw}$$

3.2.4.2. Điện dùng chiếu sáng trong nhà tạm:

$$\text{Ta có : } P_{\text{cstr}} = \frac{k_3 \cdot \sum s_i \cdot q_i}{1000} \text{ (kw)}$$

q_i : Định mức chiếu sáng trong nhà: $q_i = 15 \text{ (w/m}^2\text{)}$.

s_i : Diện tích chiếu sáng trong nhà tạm: $s_i = 238 \text{ (m}^2\text{)}$.

$$k_3 = 0,8$$

$$\text{Do đó : } P_{\text{cstr}} = (0,8 \cdot 15 \cdot 238) / 1000 = 2,85 \text{ (kw)}.$$

3.2.4.3. Điện chiếu sáng ngoài nhà ở kho, bãi chứa vật liệu:

$$\text{Ta có : } P_{\text{csng}} = \frac{k_4 \cdot \sum s_i \cdot q_i}{1000} \text{ (kw)}$$

Trong đó: $q_i = 3 \text{ (w/m}^2\text{)}$; $k_4 = 1$; $s_i = 164 \text{ (m}^2\text{)}$.

$$P_{\text{csng}} = (1 \cdot 3 \cdot 164) / 1000 = 0,21 \text{ (kw)}.$$

3.2.4.4. Điện chiếu sáng bảo vệ :

- Điện bảo vệ ngoài nhà:

+Đường chính $4*500=2000 \text{ w} = 2\text{kw}$

+Bốn góc công trình $4*500=2000 \text{ w} = 2\text{kw}$

3.2.4.5. Tổng công suất tiêu hao lớn nhất trên công trường:

Tổng công suất tiêu hao lớn nhất trên công trường là:

$$P = 23 + 33,16 + 2,85 + 0,21 + 2 + 2 = 63,22(\text{kw}).$$

Tính hệ số vượt năng suất dùng điện, lượng điện năng tiêu thụ có công suất bằng:

$$P = 1,1.63,22 = 69,54 (\text{kw}).$$

Chọn máy biến áp có công suất: $P/\cos\varphi = 69,54/0,8 = 87 (\text{kVA}).$

3.2.6. Tính toán nước cho công trường:

Yêu cầu xác định lượng nước tiêu thụ thực tế .Nguồn nước cung cấp cho công trình lấy từ mạng lưới cấp nước cho khu vực .Trên cơ sở đủ thiết kế mạng đường ống đảm bảo thi công , sinh hoạt ở công trường và đảm bảo chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật , các dạng sử dụng nước trong cụng trường .

Nước sản xuất .

Nước sinh hoạt .

Nước cứu hoả .

- Nước dụng cho sản xuất : Dùng để trộn bê tông , trộn vữa xây trát .

+ Nước phục vụ cho công tác xây: 200 l/m^3 .

+ Phục vụ cho công tác trát lát: 200 l/m^3 .

+ Nước phục vụ cho công tác bảo dưỡng 400 l/ca .

+ Nước phục vụ cho công tác trộn bê tông 300 l/m^3 .

Vậy lượng nước tiêu thụ để thi công trong một ngày cao nhất :

+Nước dùng cho công tác xây :

$$\frac{294,96 * 200}{21} = 2809,1 \text{ l/ca} .$$

+Nước dùng cho trát: $3428,19 * 200 * 0,015 = 10284,57 \text{ l/ca}$.

+Nước bảo dưỡng bờ tụng 400 l/ca .

Như vậy lượng nước dùng cho sản xuất tính theo công thức :

$$Q = \frac{1,2 * K * A}{8 * 3600} .$$

Trong đó : $K=1,5 \rightarrow$ Hệ số sử dụng nước khụng điều hoà .

A : lượng nước tiêu chuẩn cho 1 đơn vị sản xuất (l/ca).

$A = 2809,1 + 10284,57 + 400 = 13493,67 \text{ l/ca}$.

$$\Rightarrow Q_{sx} = \frac{1,2 * 1,5 * 13493,67}{8 * 3600} = 0,84 \text{ l/giây.}$$

$$\text{Lưu lượng nước dùng cho sinh hoạt : } Q_{sh} = \frac{N * K * B}{8 * 3600} .$$

Trong đó : $K=1,5$, $N=135$ người : số lượng công nhân cao nhất trong một ngày

$P_{n \text{ kip}}$: Nhu cầu về nước cho 1 công nhân dùng trong 1 kíp ở hiện trường : $P_{n \text{ kip}}$ 15 l/người .

$$\Rightarrow Q_{sh} = \frac{1,5 * 15 * 135}{8 * 3600} = 0,105 \text{ l/giây.}$$

Nước dùng cho cứu hoả : : $P_{cc} = 5$ l/giây .

Vậy tổng lưu lượng nước dùng cho công trình là :

$$Q = Q_{sx} + Q_{sh} + Q_{cc} = 0,84 + 0,105 + 5 = 5,9 \text{ l/giây .}$$

$$\text{- Chọn đường ống : } D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V * 1000}} = \sqrt{\frac{4 * 5,9}{3,14 * 1 * 1000}} = 8,6 \text{ cm .}$$

Vậy chọn đường ống cấp nước cho công trình có đường kính:

+ ống dẫn chính $D=100$ (mm).

+ ống dẫn phụ $D=40$ (mm) .

3.2.7. Cách thành lập tổng mặt bằng xây dựng:

Trong công trình sử dụng máy vận thăng và cần trục tháp để vận chuyển vật liệu và nhân công lên cao. Các vật liệu: sắt, thép, ván khuôn, gạch cần phải bố trí trong tầm hoạt động của cần trục.

Máy vận thăng được bố trí sát công trình để vận chuyển các vật liệu rời phục vụ thi công công tác hoàn thiện, vận chuyển nhân công lên các tầng.

Máy trộn vữa được bố trí gần các bãi vật liệu: cát, đá và gần máy vận thăng để thuận tiện cho công tác trộn cũng như công tác vận chuyển lên cao.

Để đảm bảo an toàn, trụ sở công trường, các nhà tạm được bố trí ngoài phạm vi hoạt động của cần trục tháp.

Đường giao thông trên công trường được bố trí cho hai làn xe, có bề rộng $\geq 3.5\text{m}$ /làn.

Trạm biến thế cung cấp điện cho công trình được lắp đặt ngay từ khi công trình bắt đầu khởi công xây dựng, nhằm mục đích tận dụng trạm để cung cấp điện trong quá trình thi công. Sử dụng hai hệ thống đường dây, một đường dây dùng thấp sáng, một đường dây dùng cung cấp điện cho các loại máy móc thiết bị thi công, đường dây cung cấp điện thấp sáng được bố trí dọc theo các đường đi.

Đường ống cấp nước tạm được đặt nổi lên trên mặt đất, bố trí gần với các trạm trộn, chạy dọc theo đường giao thông.