

LỜI MỞ ĐẦU

Đồ án tốt nghiệp là nhiệm vụ quan trọng nhất của một sinh viên trước khi ra trường. Đây là một bài tập tổng hợp kiến thức tất cả các môn học chuyên ngành mà sinh viên được học tập trong suốt những năm còn ngồi trên ghế nhà trường. Đây là giai đoạn tập dượt, học hỏi cũng như là cơ hội thể hiện những gì mà một sinh viên đã được học tập, thu nhận được trong thời gian vừa qua.

Đối với đất nước ta hiện nay, ngoài nhu cầu nhà ở, văn phòng trong các dự án khu đô thị thuộc trung tâm các thành phố mới đang được đầu tư phát triển mạnh. Nhà dạng tổ hợp cao tầng là một hướng phát triển phù hợp và có nhiều tiềm năng. Việc thiết kế kết cấu và tổ chức thi công một ngôi nhà cao tầng tập trung nhiều kiến thức cơ bản, thiết thực đối với một kỹ sư xây dựng. Bên cạnh những ngôi nhà cao tầng đáp ứng nhu cầu phát triển cho nền kinh tế xã hội thì những ngôi nhà cao cấp, đa năng, phù hợp với nhu cầu nghỉ ngơi, học tập và nghiên cứu dành cho sinh viên là vấn đề theo em là rất quan trọng. Hiện nay, trong các thành phố lớn tập trung nhiều trường đại học lớn của cả nước, nhu cầu ở, học tập của sinh viên là rất cần thiết, tuy nhiên nhiều khu ký túc xá dành cho sinh viên đang trở nên lạc hậu, quá chật hẹp hoặc không đáp ứng đủ nhu cầu cần thiết cho sinh viên. Những năm tháng học tập tại trường đã hình thành cho em một mong muốn mình có thể thiết kế và xây dựng một khu ký túc xá đáp ứng tốt nhất cho nhu cầu sinh hoạt và học tập của sinh viên. Lực lượng tri thức to lớn xây dựng tương lai của đất nước. Chính vì vậy đồ án tốt nghiệp mà em nhận là một công trình cao tầng có tên "**KTX sinh viên Trường ĐH Ngoại Thương TPHCM**". Công trình là khu ký túc xá cao tầng và hiện đại bậc nhất Thành phố Hồ Chí Minh và Việt Nam.

Đồ án tốt nghiệp được thực hiện trong 15 tuần với nhiệm vụ tìm hiểu kiến trúc, thiết kế kết cấu, lập biện pháp kỹ thuật, biện pháp tổ chức thi công công trình. Kết hợp những kiến thức được các thầy, cô trang bị trong 4 năm học cùng sự nỗ lực của bản thân và đặc biệt là được sự hướng dẫn nhiệt tình, chu đáo của các thầy giáo hướng dẫn đã giúp em hoàn thành tốt đồ án tốt nghiệp của mình. Tuy nhiên do thời gian thực hiện có hạn và kinh nghiệm thực tế còn thiếu nên đồ án này khó tránh khỏi những sai sót và hạn chế.

Nhân dịp này, em xin bày tỏ lời cảm ơn chân thành đến các thầy giáo :

+ Thầy TS. **ĐOÀN VĂN DUẤN**

+Thầy KS. **TRẦN TRỌNG BÌNH**

+Thầy ThS. **TRẦN ANH TUẤN**

Các thầy đã tận tình hướng dẫn giúp đỡ em hoàn thành đồ án tốt nghiệp này. Đồng thời em cũng xin được cảm ơn tất cả các thầy, cô giáo, các bạn sinh viên trong trường đã chỉ bảo em rất nhiều trong quá trình học tập để trở thành một người kỹ sư xây dựng.

Sinh viên: **HÀ VĂN ĐOÀN**

PHẦN I - KIẾN TRÚC



GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN :TS. ĐOÀN VĂN DUÂN
SINH VIÊN THỰC HIỆN : HÀ VĂN ĐOÀN
LỚP : XDL 501

Chương 1 GIỚI THIỆU VỀ CÔNG TRÌNH :

1.1 Điều kiện xây dựng công trình

Những năm gần đây, ở nước ta, mô hình nhà cao tầng đã trở thành xu thế cho ngành xây dựng. Nhà nước muốn hoạch định thành phố với những công trình cao tầng, trước hết bởi nhu cầu xây dựng, sau là để khẳng định tầm vóc của đất nước trong thời kỳ công nghiệp hoá hiện đại hoá. Nằm trong chiến lược phát triển chung đó, đồng thời nhằm phục vụ tốt hơn nhu cầu ăn ở, học tập và nghiên cứu cho sinh viên. Ban lãnh đạo Trường Đại Học Ngoại Thương TP HCM đã đầu tư và xây dựng khu ký túc xá ngay trong khuôn viên của trường nhằm đảm bảo điều kiện học tập và việc quản lý tập thể sinh viên được tốt nhất.

Công trình với chiều cao 39.0, mặt bằng lớn do diện tích được thành phố cấp. Tuy nhiên trong khuôn khổ một đồ án tốt nghiệp, em cũng xin được mạnh dạn xem xét công trình dưới quan điểm của một kỹ sư xây dựng, phối hợp với các bản vẽ kiến trúc có sẵn, bổ sung và chỉnh sửa để đưa ra giải pháp kết cấu, cũng như các biện pháp thi công khả thi cho công trình.

Tiêu chuẩn thiết kế kiến trúc sử dụng các hệ số công năng tốt nhất để thiết kế về các mặt diện tích phòng, chiếu sáng, giao thông, cứu hoả, thoát nạn.

1.2 GIẢI PHÁP KIẾN TRÚC :

1.2.1 Giải pháp kiến trúc mặt đứng :

Mặt đứng công trình thể hiện phần kiến trúc bên ngoài, là bộ mặt của tòa nhà được xây dựng. Mặt đứng công trình góp phần tạo nên quần thể kiến trúc các tòa nhà trong khuôn viên trường nói riêng và quyết định nhịp điệu kiến trúc toàn khu vực nói chung. Mặc dù là một khu ký túc xá nhưng được bố trí khá trang nhã với nhiều khung cửa kính tại các tầng căng tin, sảnh cầu thang, cửa sổ, và đặc biệt là hệ khung kính thẳng đứng dọc theo hệ cầu thang ở mặt chính diện của tòa nhà tạo cho tòa nhà thêm uy nghi, hiện đại. Từ tầng 3-9 với hệ thống lan can bằng gạch chỉ màu đỏ bao lấy hệ cửa chính sau và hai cửa sổ tạo cho các căn phòng trở nên rộng thoáng và thoải mái và tạo thêm những nét kiến trúc đầy sức sống cho tòa nhà. Tuy nhiên những nét kiến trúc đó vẫn mang tính mạch lạc, rõ ràng của một khu tập thể sinh viên chứ không mang nặng về tính kiến trúc phức tạp.

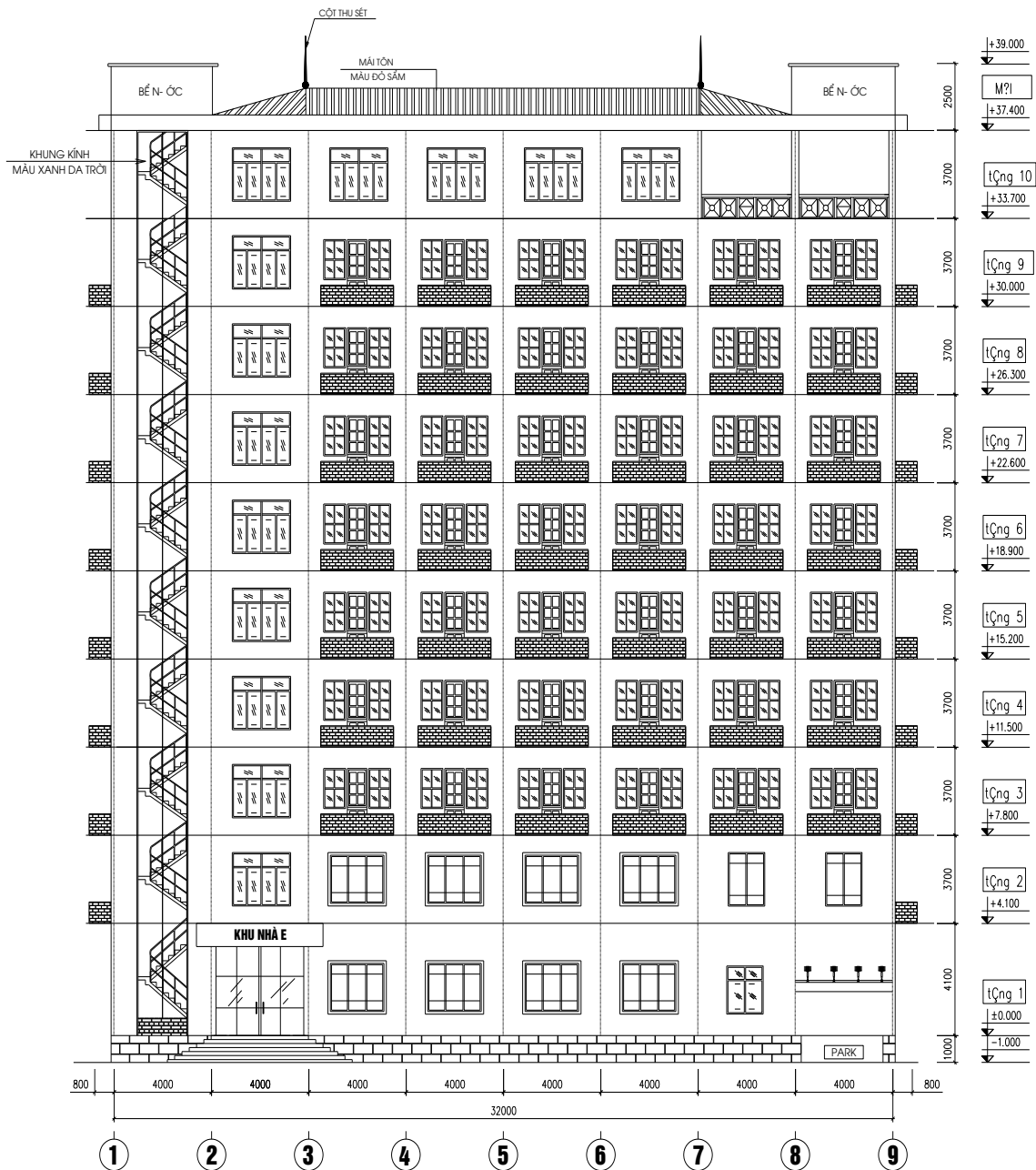
Toà nhà có mặt bằng chữ nhật. Tổng chiều cao của tòa nhà là 40.0 m. Trong đó chiều cao các tầng như sau:

Tầng hầm có chiều cao 3.0m.

Tầng một có chiều cao 4.1m.

Các tầng còn lại cao 3.7m

Mặt đứng của tòa nhà có kiến trúc hài hoà với cảnh quan. Vật liệu trang trí mặt ngoài còn sử dụng vật liệu sơn nhiệt đới trang trí cho công trình, để tạo cho công trình đẹp hơn và phù hợp với điều kiện khí hậu nước ta.



MẶT ĐỨNG TRỤC 1-10

Hình 1-1. Mặt đứng 1-10 công trình

1.2.2 Giải pháp kiến trúc mặt bằng :

Với mặt bằng công trình là hình chữ nhật cân xứng, công trình được thiết kế theo dạng công trình đa năng. Mặt bằng được thiết kế nhiều công năng mà một ký túc xá cần thiết như: gara xe, phòng kỹ thuật, phòng đọc và nghiên cứu tài liệu chuyên ngành, phòng sinh hoạt văn hoá văn nghệ...

+ Tầng hầm:

Bao gồm gara để xe, phòng kỹ thuật, phòng bơm nước, hệ thống rãnh, ga và hồ thu nước,... Tất cả được bao bọc xung quanh bởi hệ thống vách tầng hầm dày 300mm, đảm bảo tốt khả năng chống ẩm và chịu lực xô của áp lực đất cho công trình.

+ **Tầng 1:**

Được bố trí chủ yếu là diện tích căng tin phục vụ ăn uống, khu bếp căng tin với các ô cửa sổ lớn nhằm tạo sự thông thoáng cho các phòng ăn, phòng trực, phòng vệ sinh chung, các sảnh lớn khu cầu thang đi lên các tầng trên và xuống tầng hầm.

+ **Tầng 2:**

Đây là tầng dành cho sinh viên nghiên cứu tài liệu học tập gồm cả đại cương và chuyên ngành kỹ thuật, phòng đọc báo, tầng 2 có thể nói là tầng phục vụ nhu cầu quan trọng cho giới sinh viên mà trước đây rất ít trường quan tâm về vấn đề này. Hỗ trợ tài liệu cho phòng đọc là phòng lưu trữ sách báo. Kho sách báo được hỗ trợ từ các nguồn tài trợ, chống ồn. sự đầu tư của trường và các thư viện. Các cửa ra vào phòng thư viện đều được trang bị cửa kính đục cách âm nhằm tránh sự tác động từ bên ngoài đặc biệt là sảnh cầu thang và

+ **Tầng 3 → tầng 9:**

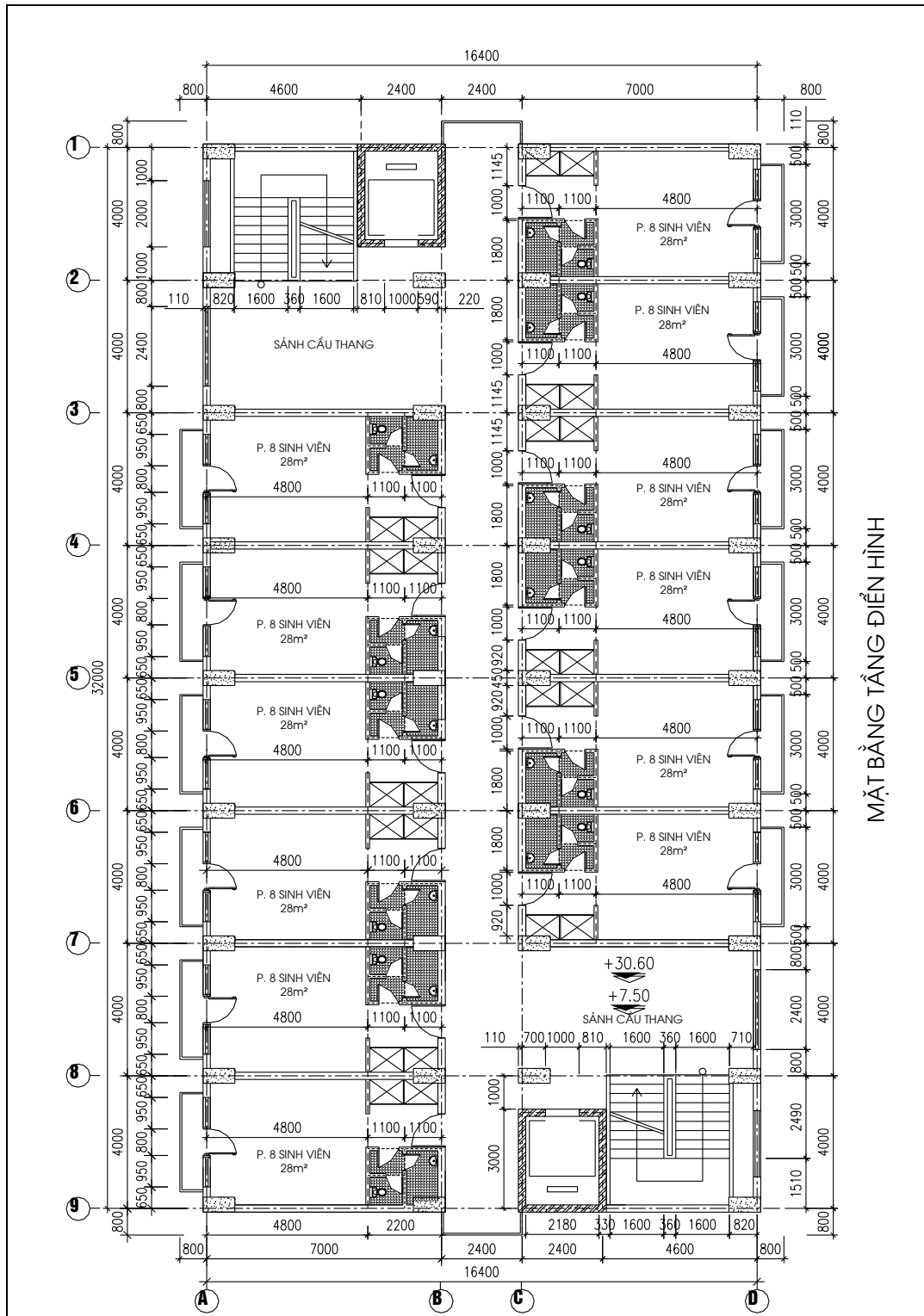
Với công năng chính là phòng ở, chia mặt bằng mỗi tầng ra làm 13 phòng, với hành lang rộng 2.4m xuyên suốt chiều dài ngôi nhà. Tất cả các phòng có diện tích bằng nhau là 24m². Mỗi phòng đều có phòng vệ sinh khép kín và trang bị tủ để đồ đạc. Các phòng đều có hệ thống cửa chính và cửa sổ đủ cung cấp ánh sáng tự nhiên. Hai đầu khối nhà là sảnh cầu thang máy và thang bộ đảm bảo việc đi lại.

+ **Tầng 10:**

Tầng 10 là tầng bố trí phòng có diện tích rộng 68.8m² dành cho sinh viên sinh hoạt, giao lưu văn hoá văn nghệ và những cuộc họp nội bộ hay với ban lãnh đạo nhà trường. Phục vụ cho sinh hoạt văn hoá là phòng chuẩn bị và kho với diện tích mỗi phòng là 24m². Ngoài ra còn bố trí sân chơi thoáng mát dành cho thời gian nghỉ ngơi giữa và sau các cuộc họp.

+ **Mái:**

Tầng mái ngoài 2 tum thang lên mái còn bố trí 2 bể nước. Mỗi bể có diện tích 13m³. Hệ che mái là lớp tôn màu đỏ sẫm chống nóng, cách nhiệt có độ dốc 20% để thoát nước về hệ thống ống thoát nước có đường kính 110mm bố trí ở các góc mái. Trên mái còn bố trí hệ cột thép thu sét nhằm chống sét cho ngôi nhà. Bao quanh mặt bằng mái là hệ mái đua bằng bê tông cốt thép dốc 30% vào trong rộng ra mỗi bên 1.5m nhằm chống ướt hay ẩm do nước mưa và thu nước vào ống thu nước.



MẶT BẢNG TẦNG ĐIỂN HÌNH

MẶT BẢNG TẦNG ĐIỂN HÌNH

HỆ THỐNG GIAO THÔNG.

1.2.2.1 Giao thông phương đứng :

Giao thông phương đứng bố trí hai thang máy một buồng thang ở hai đầu toà nhà. Năng lực của hai thang máy này đủ để vận chuyển người lên, xuống trong toà nhà. Ngoài hệ thống thang máy phục vụ cho giao thông phương đứng còn có hai thang bộ cạnh thang máy phục vụ cho nhu cầu đi lại ở những tầng thấp hoặc trong giờ cao điểm. Khoảng cách giữa các thang bố trí hai đầu toà nhà nhưng khoảng cách đi lại giữa thang máy vào các phòng là không lớn hoàn toàn phù hợp với nhu cầu đi lại của sinh viên. Tất cả ánh sáng hệ thống thang bộ và thang máy đều được cung cấp tự nhiên vào ban ngày bằng hệ thống khung kính và cửa sổ và được chiếu sáng bằng bóng điện trên trần thang vào ban đêm. Trong thang máy cũng được chiếu sáng đầy đủ khi vận hành.

1.2.2.2 Giao thông phương ngang :

Giao thông theo phương ngang chủ yếu là các sảnh lớn bố trí xung quanh cầu thang thông suốt với các hành lang rộng đi đến các phòng. Với hệ thống giao thông như vậy hoàn toàn phù hợp với công năng của toà nhà.

1.2.3 THÔNG GIÓ VÀ CHIẾU SÁNG.

Kết hợp giữa tự nhiên và nhân tạo là phương châm thiết kế cho toà nhà.

- Bởi chỉ là khu ký túc xá dành cho sinh viên nên hệ thống thông gió nhân tạo chủ yếu bằng hệ thống quạt trần bố trí trong các phòng.

- Thông gió tự nhiên thoả mãn do tất cả các phòng đều tiếp xúc với không gian tự nhiên đồng thời hướng của công trình phù hợp hướng gió chủ đạo.

- Chiếu sáng công trình bằng nguồn điện thành phố. Ngoài hệ thống cầu thang, đặc biệt chú ý chiếu sáng khu hành lang giữa hai dãy phòng đảm bảo đủ ánh sáng cho việc đi lại. Tất cả các phòng đều có đường điện ngầm và bảng điện riêng, ổ cắm, công tắc phải được bố trí tại những nơi an toàn, thuận tiện, đảm bảo cho việc sử dụng và phòng tránh hoả hoạn trong quá trình sử dụng.

Trong công trình các thiết bị cần sử dụng điện năng là:

- + Các loại bóng đèn: đèn huỳnh quang, đèn sợi tóc,
- + Các thiết bị làm mát :quạt trần, quạt giường.
- + Thiết bị học tập : máy vi tính.

- Phương thức cấp điện:

Toàn công trình được một buồng phân phối điện bằng cách đưa cáp điện từ ngoài vào và cáp điện cung cấp cho các phòng trong toà nhà. Buồng phân phối này được bố trí ở phòng kỹ thuật. Từ buồng phân phối, điện đến các hộp điện ở các tầng, các thiết bị phụ tải dùng các cáp điện ngầm trong tường hoặc trong sàn. Trong buồng phân phối bố trí một tủ điện chung cho các thiết bị phụ tải có công suất sử dụng cao như: trạm bơm, thang máy hay hệ thống điện cứu hoả. Dùng Aptomat để quản lý cho hệ thống đường dây, từng phòng sử dụng điện.

1.2.4 HỆ THỐNG CẤP THOÁT NƯỚC.

Công trình là khu nhà ở mỗi phòng 8 sinh viên nên việc cung cấp nước chủ yếu phục vụ cho khu vệ sinh. Nguồn nước được lấy từ hệ thống cung cấp nước máy của thành phố.

1.2.4.1 Giải pháp cấp nước bên trong công trình:

Sơ đồ phân phối nước được thiết kế theo tính chất và điều kiện kỹ thuật của nhà cao tầng, hệ thống cấp nước có thể phân vùng theo các khối. Công tác dự trữ nước sử dụng bằng bể ngầm sau đó bơm nước lên hai bể dự trữ trên mái. Tính toán các vị trí đặt bể hợp lý, trạm bơm cấp nước đầy đủ cho toàn nhà.

1.2.4.2 Giải pháp thoát nước cho công trình:

Hệ thống thoát nước thu trực tiếp từ các phòng WC xuống bể phốt sau đó thải ra hệ thống thoát nước chung của thành phố thông qua hệ thống ống cứng. Bên trong công trình, hệ thống thoát nước bản được bố trí qua tất cả các phòng: Đó là các ga thu nước trong phòng vệ sinh vào các đường ống đi qua. Hệ thống thoát nước mái phải đảm bảo thoát nước nhanh, không bị tắc nghẽn.

1.2.4.3 Vật liệu chính của hệ thống cấp, thoát nước:

+ **Cấp nước:** Đặt một trạm bơm ở tầng hầm, trạm bơm có công suất đảm bảo cung cấp nước thường xuyên cho các phòng, các tầng. Những ống cấp nước: dùng ống sắt tráng kẽm, có $D = 50\text{mm}$, những ống có đường kính lớn hơn hơn 50mm thì dùng ống PVC áp lực cao.

+ **Thoát nước:** Để dễ dàng thoát nước bản, dùng ống nhựa PVC có đường kính $D = 110\text{mm}$. Với những ống ngầm dưới đất: dùng ống bê tông chịu lực. Thiết bị vệ sinh phải có chất lượng tốt.

1.2.5 HỆ THỐNG PHÒNG HOA.

Công trình trang bị hệ thống phòng hỏa hiện đại. Tại vị trí hai cầu thang bố trí hai hệ thống ống cấp nước cứu hỏa $D = 110$.

Hệ thống phòng hỏa được bố trí tại các tầng nhà bao gồm bình xịt, ống cứu hỏa hòng cứu hỏa, bảng nội quy hướng dẫn sử dụng, để phòng trường hợp xảy ra hỏa hoạn.

Hệ thống phòng cháy chữa cháy được thiết kế đúng với các quy định hiện thời. Các chuông báo động và thiết bị như bình cứu hỏa được bố trí ở hành lang và cầu thang bộ và cầu thang máy. Các thiết bị hiện đại được lắp đặt đúng với quy định hiện thời về phòng cháy chữa cháy.

-Hệ thống giao thông được thiết kế đúng theo yêu cầu phòng cháy, chữa cháy. Khoảng cách 2 cầu thang bộ là 20 mét. Khoảng cách từ điểm bất kỳ trong công trình tới cầu thang cũng nhỏ hơn 20 mét

1.2.6 HỆ THỐNG THU GOM RÁC THẢI.

Hệ thống thu gom rác thải dùng các hộp thu rác đặt tại các sảnh cầu thang và thu rác bằng cách đưa xuống bằng thang máy và đưa vào phòng thu rác ngoài công trình. Các đường ống kỹ thuật được thiết kế ốp vào các cột lớn từ tầng mái chạy xuống tầng 1.

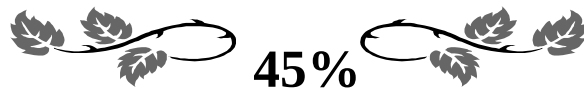
1.2.7 HỆ THỐNG CHỐNG SÉT.

Hệ thống chống sét gồm: kim thu lôi, hệ thống dây thu lôi, hệ thống dây dẫn bằng thép và cọc nối đất. Tất cả các thiết bị thu sét được thiết kế theo tiêu chuẩn hiện hành. Tất cả các trạm, thiết bị dung điện phải được nối đất an toàn bằng hình thức dùng thanh thép nối với cọc nối đất.

1.2.8 KẾT LUẬN :

Qua phân tích các giải pháp kiến trúc trên ta thấy công trình khá hợp lý về mặt công năng cũng như hợp lý về giải pháp kiến trúc của một khu tập thể hiện đại dành cho sinh viên chắc chắn công trình xây dựng nên góp phần cải tạo cho thành phố đẹp hơn và hiện đại hơn. Và có thể sẽ được áp dụng rộng rãi cho nhiều trường đại học trong thành phố cũng như trong cả nước, nhằm nâng cao đời sống sinh viên cũng như môi trường thuận lợi cho sinh viên học tập và nghiên cứu.

PHẦN II - KẾT CẤU



GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN : TS. ĐOÀN VĂN DUẤN

SINH VIÊN THỰC HIỆN : HÀ VĂN ĐOÀN

LỚP : XDL 501

MSV : 1113104021

Chương 2 PHÂN TÍCH LỰA CHỌN GIẢI PHÁP KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

2.1 CƠ SỞ TÍNH TOÁN

2.1.1 CÁC TÀI LIỆU SỬ DỤNG TRONG TÍNH TOÁN.

1. Tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam TCXDVN 356:2005.
2. TCVN 5574-1991 Kết cấu bê tông cốt thép. Tiêu chuẩn thiết kế.
3. TCVN 2737-1995 Tải trọng và tác động. Tiêu chuẩn thiết kế.

2.1.2 TÀI LIỆU THAM KHẢO.

1. Hướng dẫn sử dụng chương trình SAP 2000.
2. Sàn sườn BTCT toàn khối – Gs. Ts. Nguyễn Đình Công
3. Kết cấu bê tông cốt thép (phần cấu kiện cơ bản) – Pgs. Ts. Phan Quang Minh, Gs. Ts. Ngô Thế Phong, Gs. Ts. Nguyễn Đình Công.
4. Kết cấu bê tông cốt thép (phần kết cấu nhà cửa) – Gs.Ts. Ngô Thế Phong, Pgs. Ts. Lý Trần Cường, Ts Trịnh Thanh Đạm, Pgs. Ts. Nguyễn Lê Ninh.

2.1.3 Các giải pháp về vật liệu

Vật liệu dùng cho kết cấu nhà cao tầng thường sử dụng là bê tông cốt thép và thép (bê tông cốt cứng).

2.1.3.1 Công trình bằng thép

Ưu điểm: Có cường độ vật liệu lớn dẫn đến kích thước tiết diện nhỏ mà vẫn đảm bảo khả năng chịu lực. Ngoài ra kết cấu thép có tính đàn hồi cao, khả năng chịu biến dạng lớn nên rất thích hợp cho việc thiết kế các công trình cao tầng chịu tải trọng ngang lớn.

Nhược điểm: Việc đảm bảo thi công tốt các mối nối là rất khó khăn, mặt khác giá thành công trình bằng thép thường cao mà chi phí cho việc bảo quản cấu kiện khi công trình đi vào sử dụng là rất tốn kém. Đặc biệt với môi trường khí hậu nhiệt đới nóng ẩm gió mùa của Việt Nam, công trình bằng thép kém bền với nhiệt độ, khi xảy ra hỏa hoạn hoặc cháy nổ thì công trình bằng thép rất dễ cháy dẻo dẫn đến sụp đổ do không còn độ cứng để chống đỡ cả công trình.

Tóm lại: Nên sử dụng thép cho các kết cấu cần không gian sử dụng lớn, chiều cao lớn (nhà siêu cao tầng $H > 100m$), nhà nhịp lớn như các bảo tàng, sân vận động, nhà thi đấu, nhà hát.v.v.

2.1.3.2 Công trình bằng bê tông cốt thép

Ưu điểm: Khắc phục được một số nhược điểm của kết cấu thép như thi công đơn giản hơn, vật liệu rẻ hơn, bền với môi trường và nhiệt độ. Ngoài ra nhờ sự làm việc chung giữa 2 loại vật liệu ta có thể tận dụng được tính chịu nén tốt của bê tông và chịu kéo tốt của cốt thép.

Nhược điểm: Kích thước cấu kiện lớn, tải trọng bản thân của công trình tăng nhanh theo chiều cao khiến cho việc lựa chọn các giải pháp kết cấu để xử lý là phức tạp.

Tóm lại:Nên sử dụng bê tông cốt thép cho các công trình dưới 30 tầng ($H < 100m$).

2.1.4 Các giải pháp về hệ kết cấu chịu lực**a. Khái quát chung:**

Lựa chọn hệ kết cấu chịu lực cho công trình có vai trò quan trọng tạo nên tiền đề cơ bản để người thiết kế có được định hướng thiết lập mô hình, hệ kết cấu chịu lực cho công trình đảm bảo yêu cầu về độ bền, độ ổn định phù hợp với yêu cầu kiến trúc, thuận tiện trong sử dụng và đem lại hiệu quả kinh tế.

Trong thiết kế kết cấu nhà cao tầng việc chọn giải pháp kết cấu có liên quan đến vấn đề bố trí mặt bằng, hình thể khối đứng, độ cao tầng, thiết bị điện, đường ống, yêu cầu thiết bị thi công, tiến độ thi công, đặc biệt là giá thành công trình và sự hiệu quả của kết cấu mà ta chọn.

b. Đặc điểm chủ yếu của nhà cao tầng.*** Tải trọng ngang.**

Trong kết cấu thấp tầng tải trọng ngang sinh ra là rất nhỏ theo sự tăng lên của độ cao. Còn trong kết cấu cao tầng, nội lực, chuyển vị do tải trọng ngang sinh ra tăng lên rất nhanh theo độ cao. Áp lực gió, động đất là các nhân tố chủ yếu của thiết kế kết cấu.

Nếu công trình xem như một thanh công xôn ngàm tại mặt đất thì lực dọc tỷ lệ với chiều cao, mômen do tải trọng ngang tỉ lệ với bình phương chiều cao.

$$M = P \times H \text{ (Tải trọng tập trung)}$$

$$M = q \times H^2 / 2 \text{ (Tải trọng phân bố đều)}$$

Chuyển vị do tải trọng ngang tỷ lệ thuận với lũy thừa bậc bốn của chiều cao:

$$\Delta = P \times H^3 / 3EJ \text{ (Tải trọng tập trung)}$$

$$\Delta = q \times H^4 / 8EJ \text{ (Tải trọng phân bố đều)}$$

Trong đó:

P - Tải trọng tập trung; q - Tải trọng phân bố; H - Chiều cao công trình.

➤ Do vậy tải trọng ngang của nhà cao tầng trở thành nhân tố chủ yếu của thiết kế kết cấu.

*** Hạn chế chuyển vị.**

Theo sự tăng lên của chiều cao nhà, chuyển vị ngang tăng lên rất nhanh. Trong thiết kế kết cấu, không chỉ yêu cầu thiết kế có đủ khả năng chịu lực mà còn yêu cầu kết cấu có đủ độ cứng cho phép. Khi chuyển vị ngang lớn thì thường gây ra các hậu quả sau:

– Làm kết cấu tăng thêm nội lực phụ đặc biệt là kết cấu đứng: Khi chuyển vị tăng lên, độ lệch tâm tăng lên do vậy nếu nội lực tăng lên vượt quá khả năng chịu lực của kết cấu sẽ làm sụp đổ công trình.

– Làm cho mọi người sống và làm việc trong công trình cảm thấy khó chịu và hoảng sợ, ảnh hưởng đến công tác và sinh hoạt.

– Làm tường và một số trang trí xây dựng bị nứt và phá hỏng, làm cho ray thang máy bị biến dạng, đường ống, đường điện bị phá hoại.

➤ Do vậy cần phải hạn chế chuyển vị ngang.

***Giảm trọng lượng bản thân.**

- Xem xét từ sức chịu tải của nền đất. Nếu cùng một cường độ thì khi giảm trọng lượng bản thân có thể tăng thêm chiều cao công trình.
 - Xét về mặt dao động, giảm trọng lượng bản thân tức là giảm khối lượng tham gia dao động như vậy giảm được thành phần động của gió và động đất...
 - Xét về mặt kinh tế, giảm trọng lượng bản thân tức là tiết kiệm vật liệu, giảm giá thành công trình bên cạnh đó còn tăng được không gian sử dụng.
- Từ các nhận xét trên ta thấy trong thiết kế kết cấu nhà cao tầng cần quan tâm đến giảm trọng lượng bản thân kết cấu.

*** Hệ kết cấu khung chịu lực**

Cấu tạo: Bao gồm các dầm ngang nối với các cột dọc thẳng đứng bằng các nút cứng. Khung có thể bao gồm cả tường trong và tường ngoài của nhà.

Ưu điểm: Việc thiết kế tính toán hệ kết cấu thuần khung đã được nghiên cứu nhiều, thi công nhiều nên đã tích lũy được lượng lớn kinh nghiệm. Các công nghệ, vật liệu lại dễ kiểm, chất lượng công trình vì thế sẽ được nâng cao.

Nhược điểm: Chịu tải trọng ngang kém, tính liên tục của khung cứng phụ thuộc vào độ bền và độ cứng của các liên kết nút khi chịu uốn, các liên kết này không được phép có biến dạng góc. Khả năng chịu lực của khung phụ thuộc rất nhiều vào khả năng chịu lực của từng dầm và từng cột.

Tóm lại: Hệ kết cấu này thích hợp cho các nhà dưới 20 tầng với thiết kế kháng chấn cấp □ 7, 15 tầng với kháng chấn cấp 8, 10 tầng với kháng chấn cấp 9. Các công trình đòi hỏi sự linh hoạt về công năng mặt bằng như khách sạn, tuy nhiên kết cấu dầm sàn thường dày nên chiều cao các tầng phải lớn để đảm bảo chiều cao thông thủy.

***Hệ kết cấu khung - lõi**

Cấu tạo: Là kết cấu phát triển thêm từ kết cấu khung dưới dạng tổ hợp giữa kết cấu khung và lõi cứng. Lõi cứng làm bằng bê tông cốt thép. Chúng có thể dạng lõi kín hoặc vách hở thường bố trí tại khu vực thang máy và thang bộ. Hệ thống khung bố trí ở các khu vực còn lại. Hai hệ thống khung và lõi được liên kết với nhau qua hệ thống sàn. Trong trường hợp này hệ sàn liên khối có ý nghĩa rất lớn.

Ưu điểm: Thường trong hệ thống kết cấu này hệ thống lõi vách đóng vai trò chủ yếu chịu tải trọng ngang, hệ khung chủ yếu chịu tải trọng đứng. Sự phân chia rõ chức năng này tạo điều kiện để tối ưu hoá các cấu kiện, giảm bớt kích thước cột dầm, đáp ứng yêu cầu kiến trúc. Tải trọng ngang của công trình do cả hệ khung và lõi cùng chịu, thông thường do hình dạng và cấu tạo nên lõi có độ cứng lớn nên cũng trở thành nhân tố chịu lực ngang lớn trong công trình nhà cao tầng.

Trong thực tế hệ kết cấu khung-giăng tỏ ra là hệ kết cấu tối ưu cho nhiều loại công trình cao tầng. Loại kết cấu này sử dụng hiệu quả cho các ngôi nhà đến 40 tầng. Do vậy khả năng thiết kế, thi công là chắc chắn đảm bảo.

***Hệ kết cấu khung - vách - lõi kết hợp**

Cấu tạo: Hệ kết cấu này là sự phát triển của hệ kết cấu khung - lõi, lúc này tường của công trình thường sử dụng vách cứng.

Ưu điểm: Hệ kết cấu này có độ cứng chống uốn và chống xoắn rất lớn đối với tải trọng gió.

Hệ kết cấu này thích hợp với những công trình cao trên 40m, tuy nhiên hệ kết cấu này đòi hỏi thi công phức tạp hơn, tốn nhiều vật liệu, mặt bằng bố trí không linh hoạt.

2.1.5 Các giải pháp về kết cấu sàn

Công trình này có bước cột lớn nhất (6.0-4.0 m) nên đề xuất một số phương án kết cấu sàn như sau:

a.Sàn sườn toàn khối BTCT

Cấu tạo: Hệ kết cấu sàn bao gồm dầm chính, phụ, bản sàn.

Ưu điểm: Lý thuyết tính toán và kinh nghiệm tính toán khá hoàn thiện, thi công đơn giản, được sử dụng phổ biến ở nước ta với công nghệ thi công phong phú nên thuận tiện cho việc lựa chọn phương tiện thi công. Chất lượng đảm bảo do đã có nhiều kinh nghiệm thiết kế và thi công trước đây.

Nhược điểm: Chiều cao dầm và độ võng của bản sàn rất lớn khi vượt khẩu độ lớn, phải sử dụng hệ dầm phụ bố trí nhỏ lẻ với những công trình không có hệ thống cột giữa, dẫn đến chiều cao thông thủy mỗi tầng thấp hoặc phải nâng cao chiều cao tầng không có lợi cho kết cấu khi chịu tải trọng ngang. Không gian kiến trúc bố trí nhỏ lẻ, khó tận dụng. Công tác lắp dựng ván khuôn tốn nhiều chi phí thời gian và vật liệu.

b,Sàn ô cờ BTCT

Cấu tạo: Hệ kết cấu sàn bao gồm hệ dầm vuông góc với nhau theo hai phương, chia bản sàn thành các ô bản kê bốn cạnh có nhịp bé, theo yêu cầu cấu tạo khoảng cách giữa các dầm vào khoảng 3m. Các dầm chính có thể làm ở dạng dầm бет để tiết kiệm không gian sử dụng trong phòng.

Ưu điểm: Giảm được số lượng cột bên trong nên tiết kiệm được không gian sử dụng và có kiến trúc đẹp, thích hợp với các công trình yêu cầu thẩm mỹ cao và không gian sử dụng lớn như hội trường, câu lạc bộ. Khả năng chịu lực tốt, thuận tiện cho bố trí mặt bằng.

Nhược điểm: Thi công phức tạp và giá thành cao. Mặt khác, khi mặt bằng sàn quá rộng vẫn cần phải bố trí thêm các dầm chính. Vì vậy, nó cũng không tránh được những hạn chế do chiều cao dầm chính phải lớn để giảm độ võng. Việc kết hợp sử dụng dầm chính dạng dầm бет để giảm chiều cao dầm có thể được thực hiện nhưng chi phí cũng sẽ tăng cao vì kích thước dầm rất lớn.

c.Sàn không dầm ứng lực trước

Cấu tạo: Hệ kết cấu sàn bao gồm các bản sàn kê trực tiếp lên cột(có thể có mũ cột, bản đầu cột hoặc không)

Ưu điểm: Chiều cao kết cấu nhỏ nên giảm được chiều cao công trình. Tiết kiệm được không gian sử dụng và dễ phân chia. Tiến độ thi công sàn ULT (6 - 7 ngày/1tầng/1000m² sàn) nhanh hơn so với thi công sàn BTCT thường. Do có thiết kế điển hình không có dầm giữa sàn nên công tác thi công ghép ván khuôn cũng dễ dàng và thuận tiện từ tầng này sang tầng khác do ván khuôn được tổ hợp thành những mảng lớn, không bị chia cắt, do đó lượng tiêu hao vật tư giảm đáng kể, năng suất lao động được nâng cao. Khi bê tông đạt cường độ nhất định, thép ứng lực trước được kéo căng và nó sẽ chịu toàn bộ tải trọng bản thân của kết cấu mà không cần chờ bê tông đạt cường độ 28 ngày. Vì vậy thời gian tháo dỡ cốt pha sẽ được rút ngắn, tăng khả năng luân chuyển và tạo điều kiện cho công việc tiếp theo được tiến hành sớm hơn. Do sàn phẳng nên bố trí các hệ thống kỹ thuật như điều hoà trung tâm, cung cấp nước, cứu hoả, thông tin liên lạc được cải tiến và đem lại hiệu quả kinh tế cao.

Nhược điểm: Tính toán tương đối phức tạp, mô hình tính mang tính quy ước cao, đòi hỏi nhiều kinh nghiệm vì phải thiết kế theo tiêu chuẩn nước ngoài. Thi công phức tạp đòi hỏi quá trình giám sát chất lượng nghiêm ngặt. Thiết bị và máy móc thi công chuyên dùng, đòi hỏi thợ tay nghề cao. Giá cả đắt và những bất ổn khó lường trước được trong quá trình thiết kế, thi công và sử dụng.

d. Sàn ứng lực trước hai phương trên dầm

Cấu tạo: Tương tự như sàn phẳng nhưng giữa các đầu cột có thể được bố trí thêm hệ dầm, làm tăng độ ổn định cho sàn.

Ưu nhược điểm: Phương án này cũng mang các ưu nhược điểm chung của việc dùng sàn BTCT ứng lực trước. So với sàn phẳng trên cột, phương án này có mô hình tính toán quen thuộc và tin cậy hơn, tuy nhiên phải chi phí vật liệu cho việc thi công hệ dầm đỡ toàn khối với sàn.

2.1.6 Lựa chọn các phương án kết cấu

a. Lựa chọn vật liệu kết cấu

Từ các giải pháp vật liệu đã trình bày chọn vật liệu bê tông cốt thép sử dụng cho toàn công trình do chất lượng bảo đảm và có nhiều kinh nghiệm trong thi công và thiết kế.

- Theo tiêu chuẩn TCVN 5574-1995.

+ Bê tông với chất kết dính là xi măng cùng với các cốt liệu đá, cát vàng tạo nên một cấu trúc đặc chắc. Với cấu trúc này, bê tông có khối lượng riêng $\sim 2500 \text{ daN/m}^3$.

+ Mác bê tông theo cường độ chịu nén, tính theo đơn vị MPa, bê tông được dưỡng hộ cũng như được thí nghiệm theo quy định và tiêu chuẩn của nước Cộng hoà xã hội chủ nghĩa Việt Nam. Cấp độ bền của bê tông dùng trong tính toán cho công trình là M250

Bê tông các cấu kiện thường M250:

+ Với trạng thái nén: Cường độ tiêu chuẩn về nén $R_{bn} = 18.5 \text{ MPa}$.

Cường độ tính toán về nén $R_b = 14.5\text{MPa}$.

+ Với trạng thái kéo: Cường độ tiêu chuẩn về kéo $R_{bt} = 1.60\text{MPa}$.

Cường độ tính toán về kéo $R_{bt} = 1.05\text{MPa}$.

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 M25 thì $E_b = 30000\text{MPa}$.

Thép làm cốt thép cho cấu kiện bê tông cốt thép dùng loại thép sợi thông thường theo tiêu chuẩn TCVN 5575 - 1991. Cốt thép chịu lực cho các dầm, cột dùng nhóm CII, CIII, cốt thép đai, cốt thép giá, cốt thép cấu tạo và thép dùng cho bản sàn dùng nhóm CI.

Cường độ của cốt thép như sau:

Cốt thép chịu lực nhóm CII: $R_s = 280\text{MPa}$.

Cốt thép cấu tạo $d \geq 10$ CII: $R_s = 280\text{MPa}$.

$d < 10$ CI : $R_s = 225\text{MPa}$.

Môđun đàn hồi của cốt thép: $E = 21\text{MPa}$.

Các loại vật liệu khác.

- Gạch đặc M75
- Cát vàng - Cát đen
- Sơn che phủ
- Bi tum chống thấm.

Mọi loại vật liệu sử dụng đều phải qua thí nghiệm kiểm định để xác định cường độ thực tế cũng như các chỉ tiêu cơ lý khác và độ sạch. Khi đạt tiêu chuẩn thiết kế mới được đưa vào sử dụng.

b. Lựa chọn hệ kết cấu chịu lực

Đối với nhà cao tầng, chiều cao của công trình quyết định các điều kiện thiết kế, thi công hoặc sử dụng khác với các nhà thông thường khác. Trước tiên sẽ ảnh hưởng đến việc lựa chọn hệ kết cấu chịu lực của công trình (bộ phận chủ yếu của công trình nhận các loại tải trọng và truyền chúng xuống dưới nền đất).

Qua phân tích các ưu nhược điểm của những giải pháp đã đưa ra, Căn cứ vào thiết kế kiến trúc, đặc điểm cụ thể của công trình, ta sử dụng hệ kết cấu “khung” chịu lực với sơ đồ khung giằng. Hệ thống khung bao gồm các hàng cột biên, cột giữa, dầm chính, dầm phụ, chịu tải trọng đứng là chủ yếu, một phần tải trọng ngang và tăng độ ổn định cho kết cấu với các nút khung là nút cứng. Hệ thống lõi thang máy chủ yếu sử dụng với mục đích phục vụ giao thông, chịu phần lớn tải trọng ngang và một phần tải trọng đứng tác dụng vào công trình. Công trình thiết kế có chiều dài 36m và chiều rộng 14.4m, độ cứng theo phương dọc nhà lớn hơn rất nhiều theo phương ngang nhà. Do đó khi tính toán để đơn giản và thiên về an toàn ta tách một khung theo phương ngang nhà tính như khung phẳng có bước cột là $l = 4.0\text{m}$.

2.1.6.1 Lựa chọn phương án kết cấu sàn

Đặc điểm của công trình: Bước cột (6.0-4.0m), chiều cao tầng (3.7m với tầng điển hình). Trên cơ sở phân tích các phương án kết cấu sàn, đặc điểm công trình, ta đề xuất sử dụng phương án “Sàn sườn toàn khối BTCT” cho tất cả sàn các tầng.

2.1.6.2 Lựa chọn phương án kết cấu tầng hầm

Công trình chỉ có 1 tầng hầm: Cốt sàn -3.0m so với cốt ± 0.0 m (dưới cốt tự nhiên 2m). Mặt sàn được kê trên nền đất và hệ thống giằng đài và đài móng của công trình.

Kết cấu tường tầng hầm: Sử dụng biện pháp tường BTCT trong đất.

2.1.6.3 Lập các mặt bằng kết cấu, đặt tên cho các cấu kiện, lựa chọn sơ bộ kích thước các cấu kiện.

a. Lựa chọn sơ bộ kích thước các cấu kiện

b. Chọn sơ bộ tiết diện dầm

$$\text{Công thức chọn sơ bộ: } h_d = \frac{1}{m_d} \times l_d \quad (2-1)$$

trong đó: $m_d = (10 \div 12)$ với dầm chính

$m_d = (12 \div 16)$ với dầm phụ.

$$b = 0,3 \div 0,5 h_d$$

*Dầm chính

Nhịp dầm chính là $l = 6.0$ m.

$$h = \left(\frac{1}{10} \sim \frac{1}{12} \right) l = \left(\frac{1}{10} \sim \frac{1}{12} \right) .6000 = 500 \sim 600 \text{ mm; chọn } h = 600 \text{ mm.}$$

Chọn b theo điều kiện đảm bảo sự ổn định của kết cấu:

$$b = (0.3 \div 0.5) h = 180 \sim 300 \text{ mm, chọn } b = 300 \text{ mm.}$$

Kích thước dầm chính theo nhịp lớn 6m là $b \times h = 30 \times 60$ cm. (D1)

Kích thước dầm theo nhịp bé 2.4m là $b \times h = 30 \times 50$ cm. (D2)

Kích thước dầm chính theo nhịp bước cột là $b \times h = 22 \times 40$ cm. (D3)

*Dầm phụ:

Nhịp dầm phụ là $l_2 = 4$ m.

$$h = \left(\frac{1}{12} \sim \frac{1}{16} \right) l = \left(\frac{1}{12} \sim \frac{1}{16} \right) .4000 = 250 \sim 333 \text{ mm; chọn } h = 350 \text{ mm}$$

Chọn b theo điều kiện đảm bảo sự ổn định của kết cấu:

$$b = (0.3-0.5) h = 105-175 \text{ mm, chọn } b = 200 \text{ mm}$$

Kích thước dầm phụ $b \times h = 20 \times 35$ cm. (D4)

Chọn kích thước dầm đỡ sàn vệ sinh $b \times h = 11 \times 25$ cm (D5)

Các dầm chiều nghỉ cầu thang: $b \times h = 20 \times 30 \text{ cm}$. (D6)

Các dầm đỡ dầm chiều nghỉ $b \times h = 22 \times 40 \text{ cm}$ (D7)

* Chọn sơ bộ tiết diện sàn

Sàn sườn toàn khối :

Chiều dày bản sàn được thiết kế theo công thức sơ bộ sau: $h_b = \frac{D.l}{m}$

Trong đó:

D: là hệ số phụ thuộc vào tải trọng, $D = 0,8 \div 1,4$ lấy $D=1$

$$m = 35 \div 45$$

với bản kê bốn cạnh.

$$m = 30 \div 35 \text{ với bản kê hai cạnh. (bản loại dầm)}$$

l: là nhịp của bản.

- Với ô sàn 1: kích thước $6 \times 4 \text{ m}$. $L_2/L_1 = 1.5 < 2$. Nên tính theo bản kê 4 cạnh.

$$h_b = \frac{D.l}{m} = \frac{1.400}{45} = 8.87(\text{cm})$$

- Với ô sàn 2: kích thước $4 \times 2.4 \text{ m}$. $L_2/L_1 = 1.7 < 2$. Nên tính theo bản kê 4 cạnh.

$$h_b = \frac{D.l}{m} = \frac{1.240}{45} = 5.33(\text{cm})$$

Nên ta chọn chung chiều dày bản $h_b = 12 \text{ cm}$. Riêng chiều dày sàn vệ sinh chọn $h = 8 \text{ cm}$.

d. Chọn sơ bộ tiết diện cột:

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

- Diện tích tiết diện ngang của cột được xác định theo công thức:

$$F_b = 1,2 \div 1,5 \cdot \frac{N}{R_b} \quad (2-2)$$

- Trong đó:

+ $1,2 \div 1,5$: Hệ số dự trữ kể đến ảnh hưởng của mômen.

+ F_b : Diện tích tiết diện ngang của cột

+ R_b : Cường độ chịu nén tính toán của bê tông ($R_b = 14.5 \text{ MPa}$).

+ N: Lực nén lớn nhất có thể xuất hiện trong cột.

N: Có thể xác định sơ bộ theo công thức: $N = S \cdot q \cdot n$ (2-3)

Trong đó: - S: Diện tích chịu tải của một cột ở một tầng

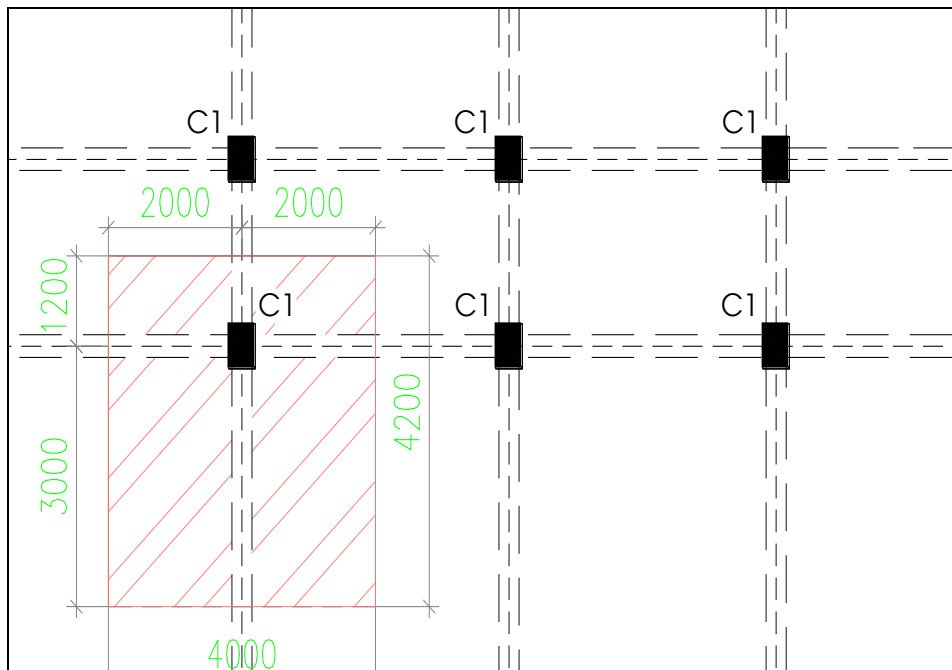
- q: Tải trọng sơ bộ lấy $q = 1,2 \text{ T/m}^2 = 1.2 \times 10^{-2} \text{ MPa}$.

- n=11: Số tầng.

DIỆN TRUYỀN TẢI CỦA CỘT :

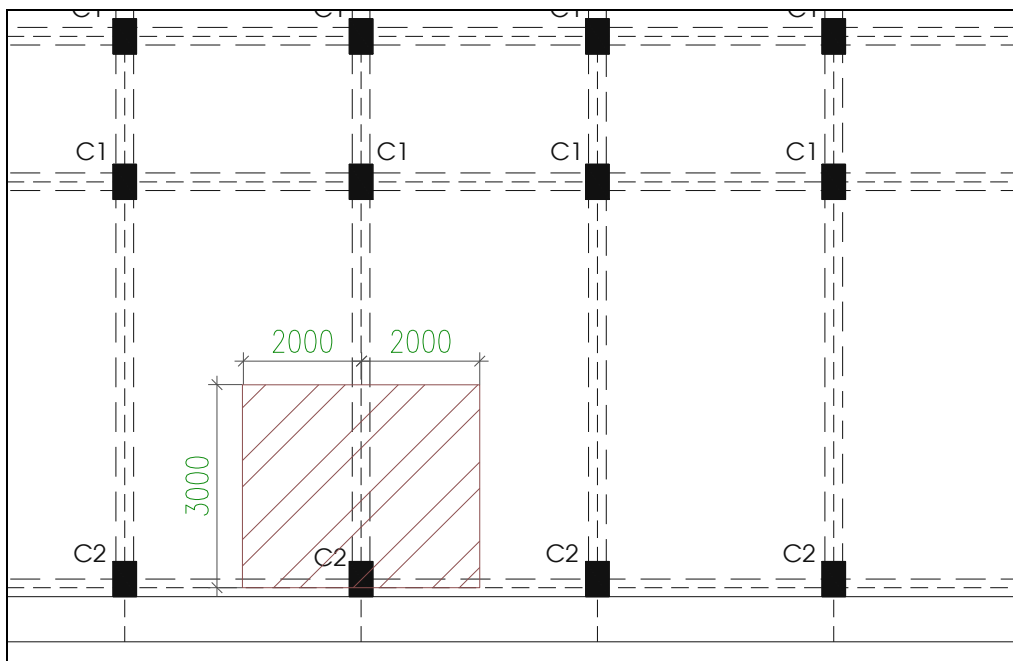
Với cột C1: $N = 4,2.4.1,2.10^{-2}.11 = 2.22\text{MPa } m^2$.

$$F_b = 1.5(2.22/1.45) = 2.30 \text{ m}^2$$



Với cột C2: $N = 4.3,0.1,2.10^{-2}.11 = 1.58\text{MPa } m^2$.

$$F_b = 1.5(1.58/14.5) = 0.16\text{m}^2.$$



Trong kết cấu nhà cao tầng, cột giữa chịu tải trọng đứng lớn hơn cột biên, tuy nhiên cột biên chịu ảnh hưởng do tải trọng ngang gây ra lớn hơn cột giữa. Mômen chân cột có độ lớn tỷ lệ với chiều cao nhà. Để đảm bảo chịu tải trọng ngang ta chọn kích thước cột (b x h) C1 và C2 bằng nhau và bằng 50x100cm

Do càng lên cao nội lực càng giảm, nên ta cần thay đổi tiết diện cột cho phù hợp. cứ 3 tầng giảm h xuống 5 cm.

Tầng hầm đến tầng 2 : Cột C1: 50x100cm; Cột C2: 50x100cm.

Từ tầng 3 đến tầng 5 : Cột C1: 50x95cm; Cột C2: 50x95cm.

Từ tầng 6 đến tầng 8 : Cột C1: 50x90cm; Cột C2: 50x90cm.

Từ tầng 9 đến tầng 10: Cột C1: 50x85cm; Cột C2: 50x85cm.

* Chọn kích thước tường :

* Tường bao.

Được xây chung quanh chu vi nhà, do yêu cầu chống thấm, chống ẩm nên tường dày 22cm xây bằng gạch đặc M75. Tường có hai lớp trát dày 2x1,5cm. Ngoài ra tường 22cm cũng được xây làm tường ngăn cách giữa các phòng với nhau.

* Tường ngăn.

Dùng ngăn chia không gian giữa các khu trong một phòng với nhau.

Do chỉ làm nhiệm vụ ngăn cách không gian nên ta chỉ cần xây tường dày 11cm và có hai lớp trát dày 2x1,5cm.

f. Chọn sơ bộ tiết diện lõi:

TCXD 198 - 1997 quy định độ dày của vách (t) phải thỏa mãn điều kiện sau:

Chiều dày của lõi đổ tại chỗ được xác định theo các điều kiện sau:

+) Không được nhỏ hơn 160mm.

+) Bằng 1/20 chiều cao tầng,

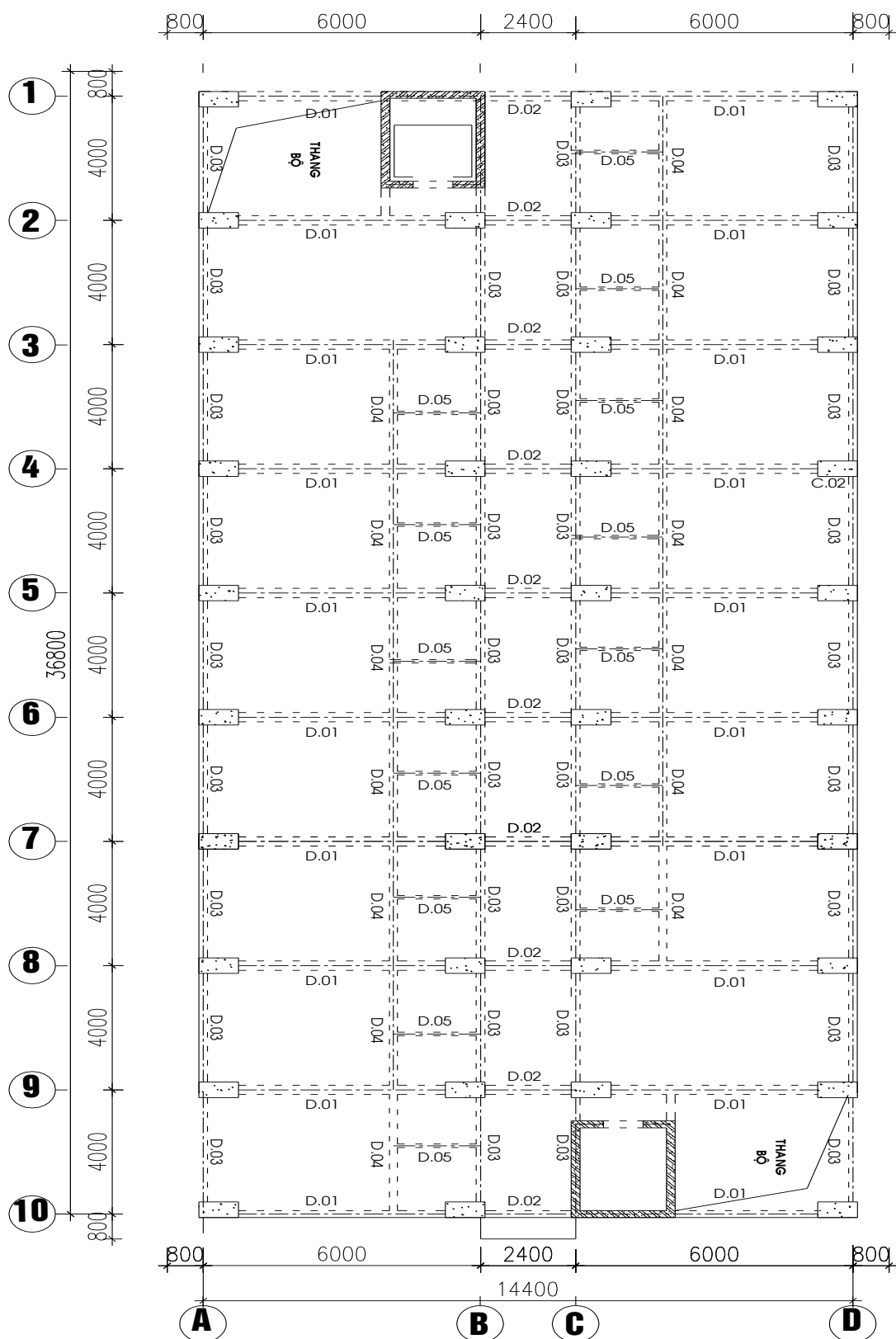
+) Vách liên hợp có chiều dày không nhỏ hơn 140mm và bằng 1/25 chiều cao tầng.

$$\text{Với công trình này ta có: } t \geq \begin{cases} 150 \\ \frac{1}{20} H = \frac{1}{20} * 42000 = 210 \end{cases} \quad (\text{mm}) \quad (2-4)$$

Dựa vào các điều kiện trên và để đảm bảo độ cứng ngang của công trình ta chọn chiều dày của lõi b = 220mm.

2.1.6.4 .Lập mặt bằng kết cấu.

Mặt bằng kết cấu tầng điển hình thể hiện như hình vẽ sau đây:

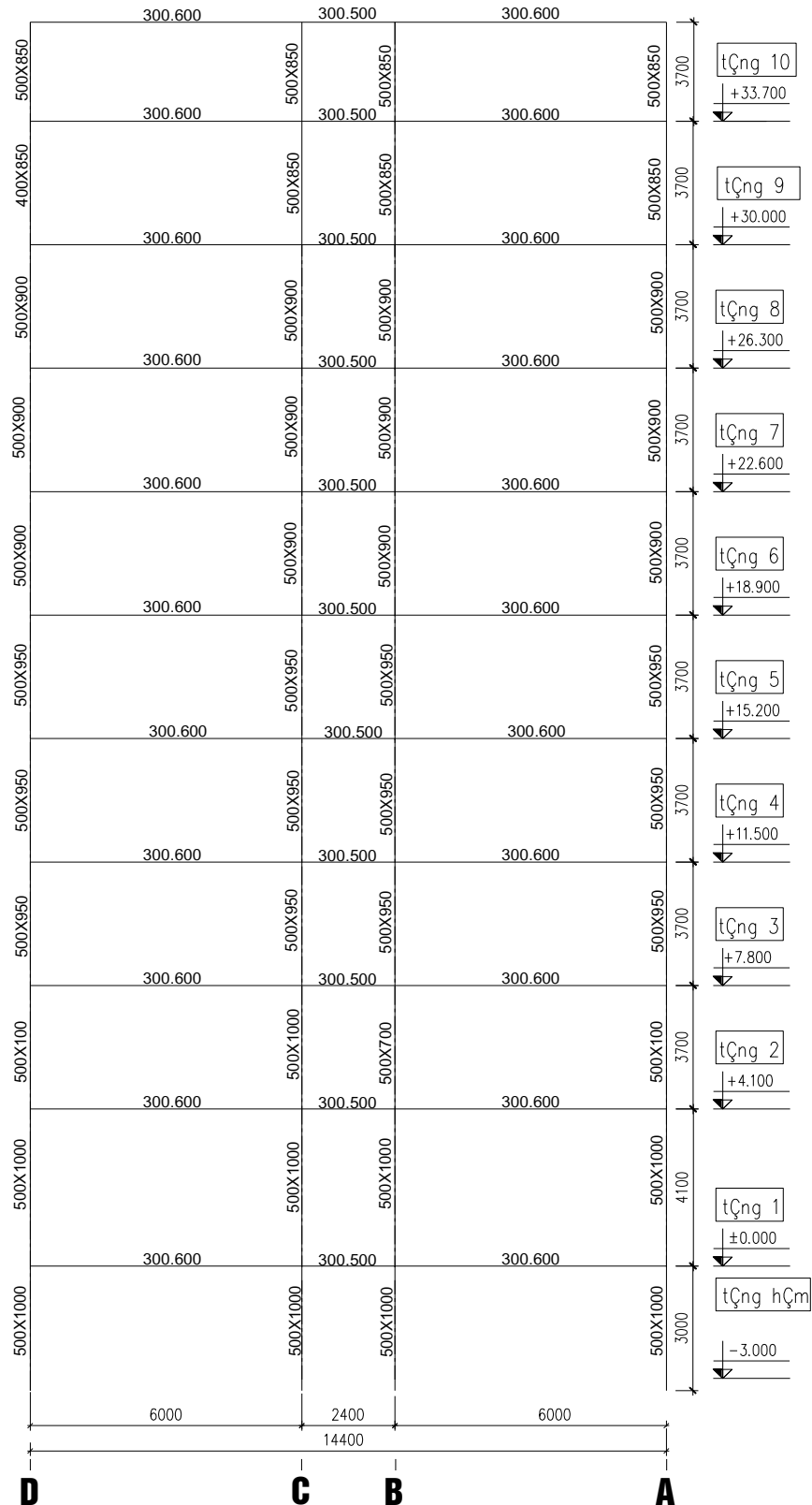


Hình1-1 :Mặt bằng kết cấu công trình

2.2 TẢI TRỌNG VÀ TÁC ĐỘNG

TẢI TRỌNG ĐỨNG.

Chọn hệ kết cấu chịu lực cho ngôi nhà là khung bê tông cốt thép toàn khối cột liên kết với dầm tại các nút cứng. Khung được ngàm cứng vào đất như hình vẽ sau đây:



HÌNH 1-1 SƠ ĐỒ KHUNG TRỤC 6

TÍNH TẢI:

2.2.1.1 TÍNH TOÁN TÍNH TẢI CẦU KIẾN :

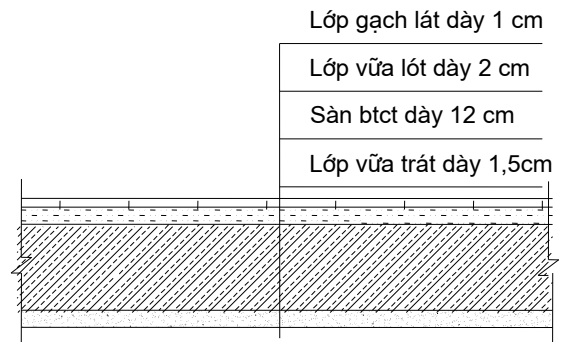
Tính tải bao gồm trọng lượng bản thân các kết cấu như cột, dầm, sàn và tải trọng do tường, vách kính đặt trên công trình.

Tính tải bao gồm trọng lượng các vật liệu cấu tạo nên công trình.

- Thép : 7850 daN/m³
- Bê tông cốt thép : 2500 daN/m³
- Khối xây gạch đặc : 1800 daN/m³
- Khối xây gạch rỗng : 1500 daN/m³
- Vữa trát, lát : 1800 daN/m³

Tính tải bản thân phụ thuộc vào cấu tạo các lớp sàn. Cấu tạo các lớp sàn phòng làm việc, phòng ở và phòng vệ sinh như hình vẽ.

CẤU TẠO SÀN



Hình 2-1. Cấu tạo sàn

* Tính tải sàn:

Trọng lượng bản thân sàn:

$$g_{ts} = n.h.\gamma \text{ (daN/m}^2\text{)} \quad (2-5)$$

n: hệ số vượt tải xác định theo tiêu chuẩn TCVN 2737-1995.

h: chiều dày sàn

□ : trọng lượng riêng của vật liệu sàn:

Bảng 2-1. Tải trọng Sàn tầng điển hình

Các lớp sàn	Chiều dày lớp	γ daN/m ³	Hệ số vượt tải	TT tính toán
	(mm)			(daN/m ²)
Lớp gạch lát sàn Ceramic.	10	2000	1.1	22
Lớp vữa lót	20	1800	1.3	47
Lớp BTCT	120	2500	1.1	330
Lớp vữa trát trần	15	1800	1.3	35
Tổng tính tải chưa kể lớp sàn				104
Tổng tính tải kể cả lớp sàn				434

Bảng 2-2. Tải trọng Sàn vệ sinh

Các lớp sàn	Chiều dày lớp	γ	Hệ số vượt tải	TT tính toán
	(mm)	daN/m ³		(daN/m ²)
Lớp gạch lát sàn Ceramic.	10	2000	1.1	22
Lớp vữa lót	20	1800	1.3	47
Lớp BTCT	80	2500	1.1	220
Lớp vữa trát trần	15	1800	1.3	35
Tổng tính tải chưa kể lớp sàn				104
Tổng tính tải kể cả lớp sàn				324

Bảng 2-3. Tải trọng Sàn mái có chống nóng

Các lớp sàn	Chiều dày lớp	γ	Hệ số vượt tải	TT tính toán
	(mm)	daN/m ³		(daN/m ²)
Lớp gạch lá nem 200x200x20	40	1800	1.1	79
Lớp vữa lót	15	1800	1.3	35
Gạch xây nghiêng 1 lớp gạch 4 lỗ	100	1500	1.1	165
Lớp vữa tạo dốc	45	1800	1.3	105
Lớp BTCT	120	2500	1.1	330
Lớp vữa trát trần	15	1800	1.3	35
Bê tông chống thấm	40	2200	1.1	97
Tổng tính tải				846

*Trọng lượng bản thân tường:

Kể đến lỗ cửa tải trọng tường 220 và tường 110 nhân với hệ số 0.7:

Bảng 2-4. Tải trọng Tường gạch đặc dày 220

Các lớp	Chiều dày lớp	γ	Hệ số vượt tải	TT tính toán
	(mm)	daN/m ³		(daN/m ²)
2 lớp trát	30	1800	1.3	70
Gạch xây	220	1800	1.1	436
Tải tường phân bố trên 1m ²				506
Tải tường có cửa (tính đến hệ số cửa 0.7)				354

Bảng 2-5. Tải trọng Tường gạch đặc dày 110

Các lớp	Chiều dày lớp	γ	Hệ số vượt	TT tính toán
	(mm)	daN/m ³	tải	(daN/m ²)
2 lớp trát	30	1800	1.3	70
Gạch xây	110	1800	1.1	218
Tải tường phân bố trên 1m ²				288
Tải tường có cửa (tính đến hệ số cửa 0.7)				202

Bảng 2-6. Tải trọng Tường lan can mái dày 110. Cao 1 m

Các lớp	Chiều dày lớp	g	Hệ số vượt	TT tính toán
	(mm)	daN/m ³	tải	(daN/m ²)
2 lớp trát	30	1800	1.3	70
Gạch xây	110	1800	1.1	218
Tải tường phân bố trên 1m ²				288

Bảng 2-7. Tải Trọng lượng bản thân dầm và cột:

TT	Tên cấu kiện	Trọng lượng (daN/m)
1	- Dầm D1 300×600, và 2 lớp trát dày 15 : $1.1 \times 0.3 \times (0.6 - 0.12) \times 2500 + 1.3 \times 0.015 \times 2 \times (0.6 - 0.12) \times 1800$	=429
2	- Dầm D2 300×500, và 2 lớp trát dày 15 : $1.1 \times 0.3 \times (0.50 - 0.12) \times 2500 + 1.3 \times 0.015 \times 2 \times (0.50 - 0.12) \times 1800$	=340
3	- Dầm D3 220×400, và 2 lớp trát dày 15 : $1.1 \times 0.22 \times (0.40 - 0.12) \times 2500 + 1.3 \times 0.015 \times 2 \times (0.40 - 0.12) \times 1800$	=189
4	- Dầm D4 200×350, và 2 lớp trát dày 15 : $1.1 \times 0.20 \times (0.35 - 0.12) \times 2500 + 1.3 \times 0.015 \times 2 \times (0.35 - 0.12) \times 1800$	=143
5	- Cột 500×1000, và 4 lớp trát dày 15 : $1.1 \times 0.5 \times 1.0 \times 2500 + 1.3 \times 0.015 \times 2 \times (1.0 + 1.0) \times 1800$	=1515
6	- Cột 500×950, và 4 lớp trát dày 15 : $1.1 \times 0.5 \times 0.95 \times 2500 + 1.3 \times 0.015 \times 2 \times (0.95 + 0.95) \times 1800$	=1440
7	- Cột 500×900, và 4 lớp trát dày 15 : $1.1 \times 0.5 \times 0.9 \times 2500 + 1.3 \times 0.015 \times 2 \times (0.9 + 0.9) \times 1800$	=1364
8	- Cột 500×850, và 4 lớp trát dày 15 : $1.1 \times 0.5 \times 0.85 \times 2500 + 1.3 \times 0.015 \times 2 \times (0.85 + 0.85) \times 1800$	=1288

2.2.1.2 XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG TÍNH TÁC DỤNG VÀO KHUNG TRỤC 6

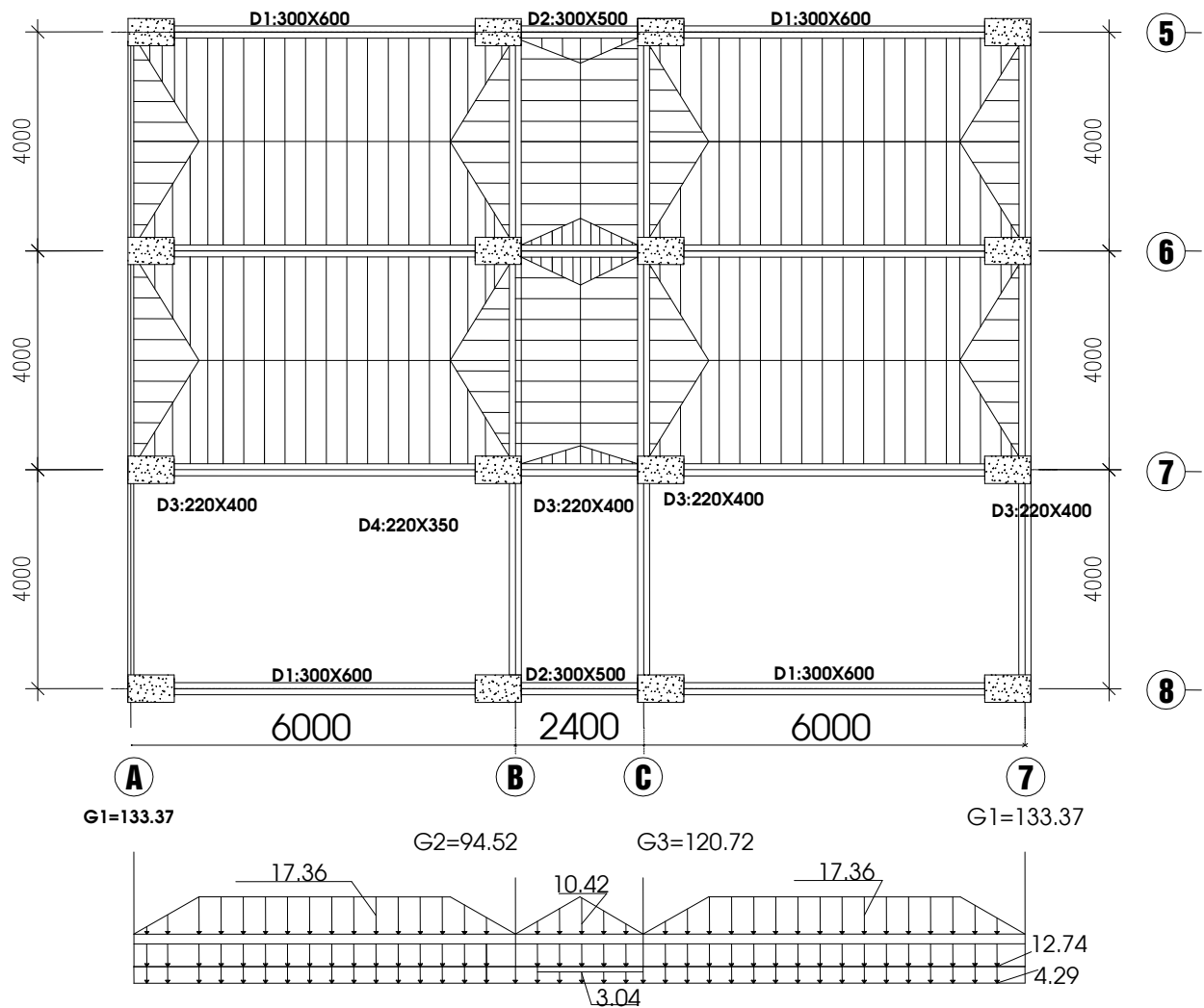
❖ TẦNG 1:

Bảng 2-8. Tính tải phân bố tác dụng lên khung:

Ký hiệu	Các loại tải trọng và cách xác định	Giá trị daN/m	Tổng KN/m
g_1	- Bản thân dầm D1 30x60cm:	429	4.29
	- Do sàn 4x6m truyền vào: 434x4.	1736	17.36
	- Do tường 220 trên dầm D1 truyền xuống: 354x3.5	1239	12.39
g_2	- Bản thân dầm D2 30x50cm:	340	3.40
	- Do sàn 2.4x4m truyền vào: 434x2.4	1042	10.42
	- Do tường 220 trên dầm D1 truyền xuống: 354x3.5	1239	12.39

Bảng 2-9. Tính tải tập trung tác dụng lên khung:

Ký hiệu	Các loại tải trọng và cách xác định	Giá trị daN/m	Tổng KN/m
G_1	➤ Do dầm D3 truyền vào:		
	- Bản thân dầm: 22x40: 189x4	756	
	- Tường 220, cao (4.1- 0.4) : 354x3.7x4	5239	133.37
	- Do sàn 4x6m truyền vào: 4x2x434/2	1736	
	- Do trọng lượng cột 50x100cm truyền vào: 1515x3.7	5606	
G_2	➤ Do dầm D3 truyền vào:		
	- Bản thân dầm: 22x40: 189x4	756	
	- Do sàn 4x6m truyền vào: 4x2x434/2	1736	94.52
	- Do sàn 2.4x4m truyền vào: 434x(4+1.2)x1.2/2	1354	
	- Do trọng lượng cột 50x100cm truyền vào: 1515x3.7	5606	
G_3	➤ Do dầm D3 truyền vào:		
	- Bản thân dầm: 22x40: 189x4	756	
	- Tường 220, cao (4.1- 0.4) : 354x3.7x2	2620	
	- Do sàn 4x6m truyền vào: 4x2x434/2	1736	120.72
	- Do sàn 2.4x4m truyền vào: 434x(4+1.2)x1.2/2	1354	
	- Do trọng lượng cột 50x100 cm truyền vào: 1515x3.7	5606	



Hình 2-2. Sơ đồ tính tải tầng 1

❖ TẦNG 2:

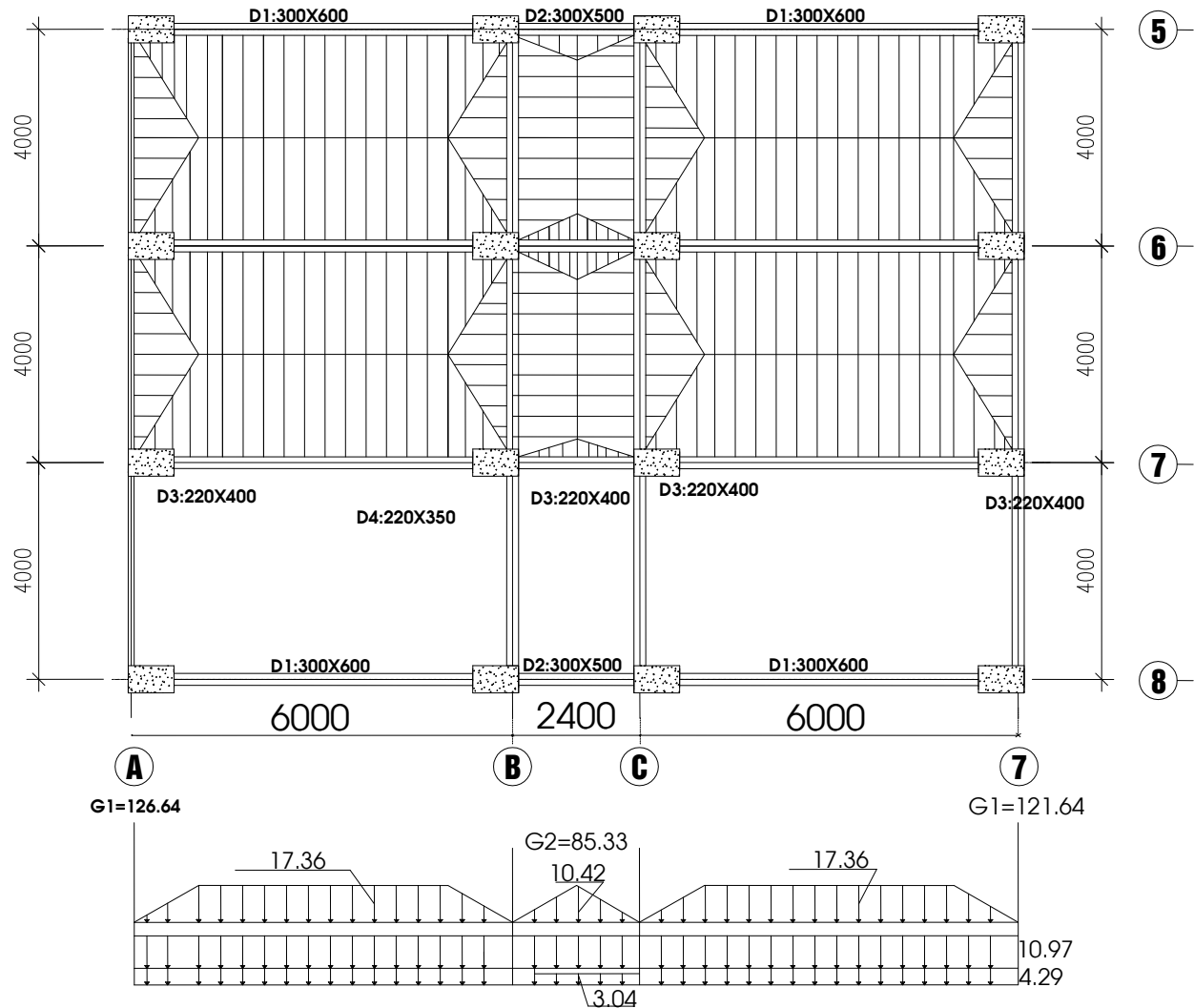
Bảng 2-10. Tính tải phân bố tác dụng lên khung:

Ký hiệu	Các loại tải trọng và cách xác định	Giá trị daN/m	Tổng KN/m
g_1	- Bản thân dầm D1 30x60cm:	429	4.29
	- Do sàn 4x6m truyền vào: 434x4.	1736	17.36
	- Do tường 220 trên dầm D1 truyền xuống: 354x3.1	1097	10.97
g_2	- Bản thân dầm D2 30x50cm:	340	3.40
	- Do sàn 2.4x4m truyền vào: 434x2.4	1042	10.42
	- Do tường 220 trên dầm D1 truyền xuống: 354x3.1	1097	10.97

Bảng 2-11. Tính tải tập trung tác dụng lên khung:

Ký hiệu	Các loại tải trọng và cách xác định	Giá trị daN/m	Tổng KN/m
G_1	➤ Do dầm D3 truyền vào:		
	- Bản thân dầm: 22x40: 189x4	756	
	- Tường 220, cao (3.7- 0.4) : 354x3.3x4	4673	121.64
	- Do sàn 4x6m truyền vào: 4x2x434/2	1736	

G_2	- Do trọng lượng cột 50x100cm truyền vào:	1515x3.3	4999	
	➤ Do dầm D3 truyền vào:		756	
	- Bản thân dầm: 22x40:	189x4	1736	
	- Do sàn 4x6m truyền vào:	4x2x434/2	1042	85.33
	- Do sàn 2.4x4m truyền vào:	434x(4+1.6)x1.2/2	4999	
	- Do trọng lượng cột 50x100cm truyền vào:	1515x3.3		



Hình 2-3. Sơ đồ tính tải tầng 2

TẦNG 3-5:

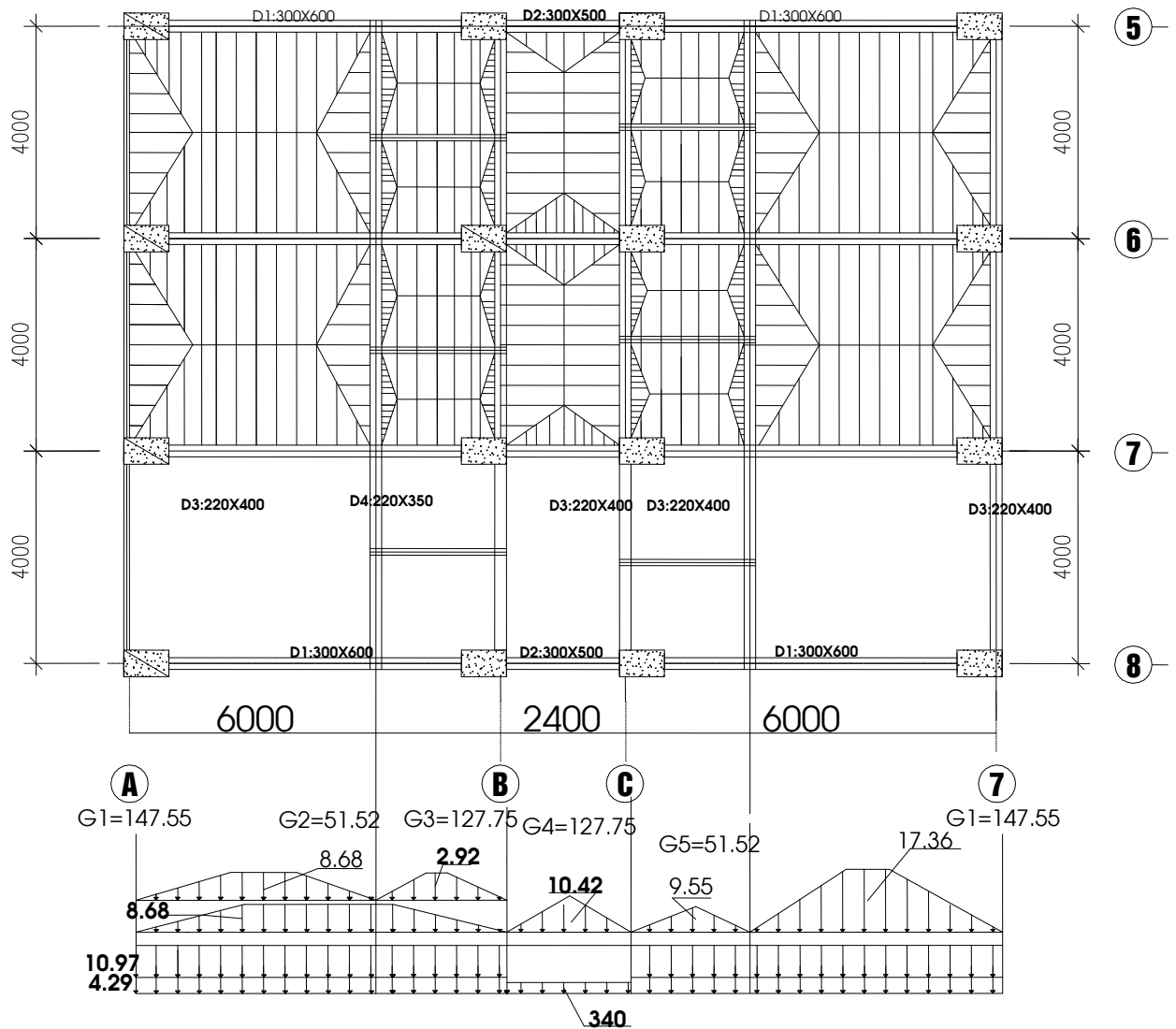
Bảng 2-12. Tính tải phân bố tác dụng lên khung:

Ký hiệu	Các loại tải trọng và cách xác định	Giá trị daN/m	Tổng KN/m
g_1	- Bản thân dầm D1 30x60cm:	429	4.29
	- Do sàn 4x6m truyền vào: 434x2.	868	8.68
	- Do sàn 4.8x4m truyền vào: 434x2	868	8.68
	- Do tường 220 trên dầm D1 truyền xuống: 354x3.1	1097	10.97
	- Bản thân dầm D1 30x60cm:	429	4.29
g_2	- Do sàn 4x6m truyền vào: 434x2.	868	8.68
	- Do sàn 2.2x1.8m truyền vào: 324x0.9	292	2.92
	- Do tường 220 trên dầm D1 truyền xuống: 354x3.1	1097	10.97

g_3	- Bản thân dầm D2 30x50cm:	340	3.40
	- Do sàn 2.4x4m truyền vào: 434×2.4	1042	10.42
	- Bản thân dầm D1 30x60cm:	429	4.29
g_4	- Do sàn 2.2x2.2m truyền vào: 434×2.2	955	9.55
	- Do tường 220 trên dầm D1 truyền xuống: 354×3.1	1097	10.97
	- Bản thân dầm D1 30x60cm:	429	4.29
g_5	- Do sàn 4.8x4m truyền vào: 434×4	1736	17.36
	- Do tường 220 trên dầm D1 truyền xuống: 354×3.1	1097	10.97

Bảng 2-13. Tĩnh tải tập trung tác dụng lên khung:

Ký hiệu	Các loại tải trọng và cách xác định	Giá trị daN/m	Tổng KN/m
G_1	➤ Do dầm D3 truyền vào:		
	Do 2 dầm D5 truyền vào:		
	+Bản thân dầm 11x25: 56×2.2	123	
	+Do sàn 1.8x2.2m truyền vào: $(324 \times (2.2 + 0.4) \times 0.9) / 2$	321	
	+Do sàn 2.2x2.2m truyền vào: $(324 \times 2.2 \times 1.1 / 2)$	356	
	+Do tường gạch 110 truyền vào: $202 \times 3.05 \times 2.2$	1352	
	Tổng:	2152	
	- Bản thân dầm 22x40: 189×4	756	147.55
	- Tường 220, cao (3.7- 0.4) : $354 \times 3.3 \times 4$	4673	
	- Do sàn 1.8x2.2m truyền vào: $(1.8 \times 0.9 / 2) \times 324$	438	
	- Do sàn 2.2x2.2m truyền vào: $(2.2 \times 1.1 / 2) \times 434$	526	
	- Do sàn 2.4x4m truyền vào: $((4 + 1.6) \times 1.2) / 2 \times 434$	1458	
	- Do trọng lượng cột 50x95 truyền vào: 1440×3.3	4752	
	➤ Do dầm D4 truyền vào:		
	Do 2 dầm D5 truyền vào:		
G_2	+Bản thân dầm 11x25: 56×2.2	123	
	+Do sàn 1.8x2.2m truyền vào: $(324 \times (2.2 + 0.4) \times 0.9) / 2$	321	
	+Do sàn 2.2x2.2m truyền vào: $(434 \times 2.2 \times 1.1 / 2)$	356	
	+Do tường gạch 110 truyền vào: $202 \times 3.05 \times 2.2$	1352	
	Tổng:	2152	
	- Bản thân dầm D4 20x35 truyền vào: 143×2	286	51.52
	- Do sàn 4.8x4m truyền vào: $434 \times (4 \times 2 / 2)$	1736	
	- Do sàn 1.8x2.2m truyền vào: $(1.8 \times 0.9 / 2) \times 324$	262	
	- Do sàn 2.2x2.2m truyền vào: $(2.2 \times 1.1 / 2) \times 434$	525	
	- Do tường 110 truyền vào: $202 \times 2.9 \times 4$	2343	
	➤ Do dầm D3 truyền vào:		
	- Bản thân dầm 22x40: 143×4	572	
	- Tường 220, cao (3.7- 0.4) : $354 \times 3.3 \times 4$	4673	
	- Do sàn 4.8x4m truyền vào: $434 \times (4 \times 2 / 2)$	1736	127.75
	- Do sàn 0.8x3m ban công truyền vào: $0.8 \times 3 \times 434$	1042	
	- Do trọng lượng cột 50x95 truyền vào: 1440×3.3	4752	



Sơ đồ tính tải tầng 3-5

❖ TẦNG 6-8:

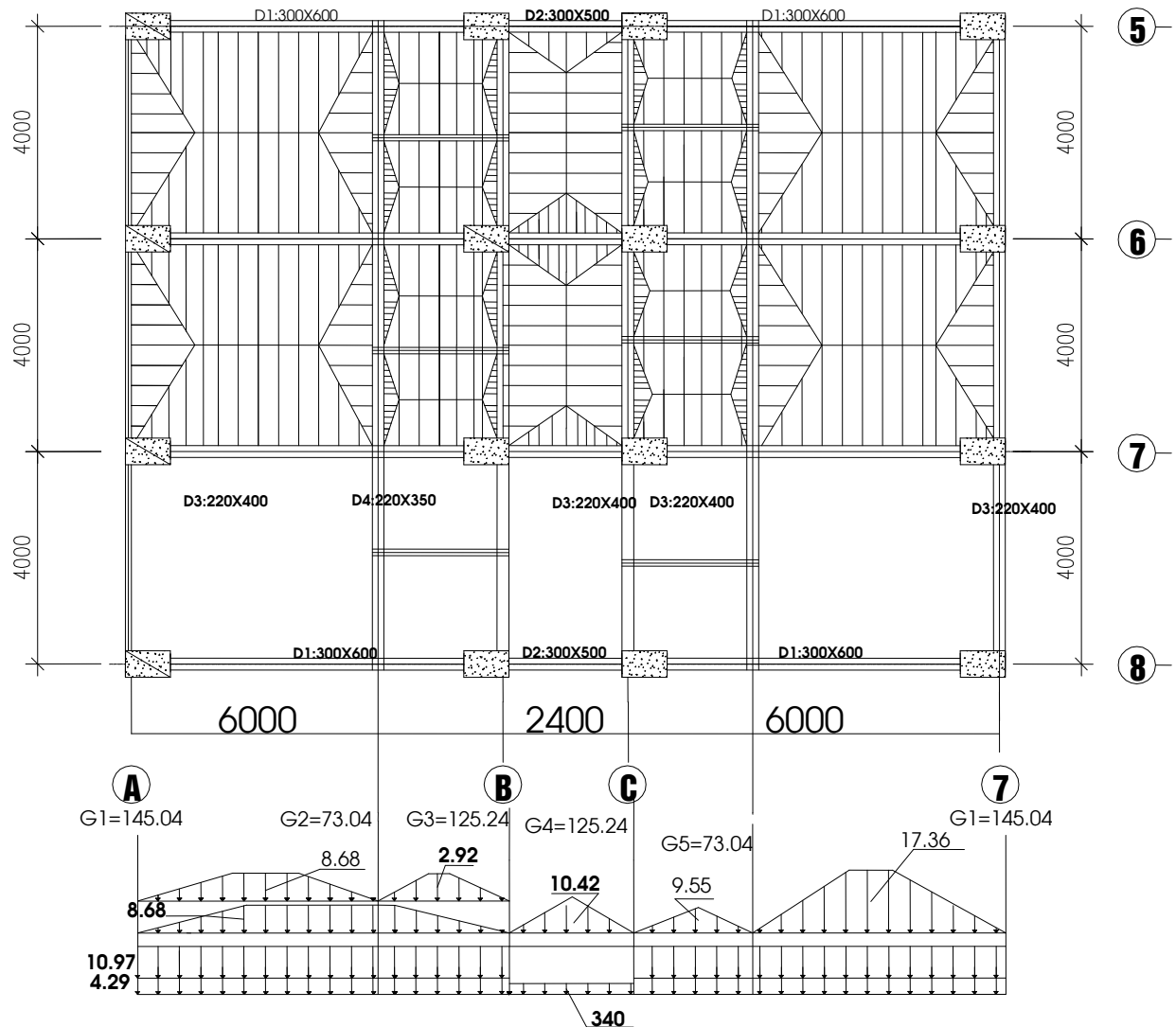
Bảng 2-14. Tính tải phân bố tác dụng lên khung:

Ký hiệu	Các loại tải trọng và cách xác định	Giá trị daN/m	Tổng KN/m
g_1	- Bản thân dầm D1 30x60cm:	429	4.29
	- Do sàn 4x6m truyền vào: 434x2.	868	8.68
	- Do sàn 4.8x4m truyền vào: 434x2	868	8.68
	- Do tường 220 trên dầm D1 truyền xuống: 354x3.1	1097	10.97
	- Bản thân dầm D1 30x60cm:	429	4.29
g_2	- Do sàn 4x6m truyền vào: 434x2.	868	8.68
	- Do sàn 2.2x1.8m truyền vào: 324x0.9	292	2.92
	- Do tường 220 trên dầm D1 truyền xuống: 354x3.1	1097	10.97
g_3	- Bản thân dầm D2 30x50cm:	340	3.40
	- Do sàn 2.4x4m truyền vào: 434x2.4	1042	10.42

g_4	- Bản thân dầm D1 30x60cm:	429.	4.29
	- Do sàn 2.2x2.2m truyền vào: 434×2.2	955	9.55
	- Do tường 220 trên dầm D1 truyền xuống: 354×3.1	1097	10.97
g_5	- Bản thân dầm D1 30x60cm:	429	4.29
	- Do sàn 4.8x4m truyền vào: 434×4	1736	17.36
	- Do tường 220 trên dầm D1 truyền xuống: 354×3.1	1097	10.97

Bảng 2-15. Tĩnh tải tập trung tác dụng lên khung:

Ký hiệu	Các loại tải trọng và cách xác định	Giá trị daN/m	Tổng KN/m
G_1	➤ Do dầm D3 truyền vào:		
	Do 2 dầm D5 truyền vào:		
	+Bản thân dầm 11x25: 56×2.2	123	
	+Do sàn 1.8x2.2m truyền vào: $(324 \times (2.2 + 0.4) \times 0.9) / 2$	321	
	+Do sàn 2.2x2.2m truyền vào: $(324 \times 2.2 \times 1.1 / 2)$	356	
	+Do tường gạch 110 truyền vào: $202 \times 3.05 \times 2.2$	<u>1352</u>	
	Tổng:	2152	
	- Bản thân dầm 22x40: 210×4	756	145.04
	- Tường 220, cao (3.7- 0.4) : $354 \times 3.3 \times 4$	4673	
	- Do sàn 1.8x2.2m truyền vào: $(1.8 \times 0.9 / 2) \times 324$	438	
	- Do sàn 2.2x2.2m truyền vào: $(2.2 \times 1.1 / 2) \times 434$	526	
	- Do sàn 2.4x4m truyền vào: $((4 + 1.6) \times 1.2) / 2 \times 434$	1458	
	- Do trọng lượng cột 50x90 truyền vào: 1364×3.3	4501	
	➤ Do dầm D4 truyền vào:		
	Do 2 dầm D5 truyền vào:		
G_2	+Bản thân dầm 11x25: 56×2.2	123	
	+Do sàn 1.8x2.2m truyền vào: $(324 \times (2.2 + 0.4) \times 0.9) / 2$	321	
	+Do sàn 2.2x2.2m truyền vào: $(434 \times 2.2 \times 1.1 / 2)$	356	
	+Do tường gạch 110 truyền vào: $202 \times 3.05 \times 2.2$	<u>1352</u>	
	Tổng:	2152	
	- Bản thân dầm D4 20x35 truyền vào: 143×2	286	73.04
	- Do sàn 4.8x4m truyền vào: $434 \times (4 \times 2 / 2)$	1736	
	- Do sàn 1.8x2.2m truyền vào: $(1.8 \times 0.9 / 2) \times 324$	262	
	- Do sàn 2.2x2.2m truyền vào: $(2.2 \times 1.1 / 2) \times 434$	525	
	- Do tường 110 truyền vào: $202 \times 2.9 \times 4$	2343	
	➤ Do dầm D3 truyền vào:		
	- Bản thân dầm 22x40: 143×4	572	
	- Tường 220, cao (3.7- 0.4) : $354 \times 3.3 \times 4$	4673	
	- Do sàn 4.8x4m truyền vào: $434 \times (4 \times 2 / 2)$	1736	125.24
	- Do sàn 0.8x3m ban công truyền vào: $0.8 \times 3 \times 434$	1042	
	- Do trọng lượng cột 50x90 truyền vào: 1364×3.3	4501	



Hình 2-4. Sơ đồ tính tải tầng 6-8

TẦNG 9

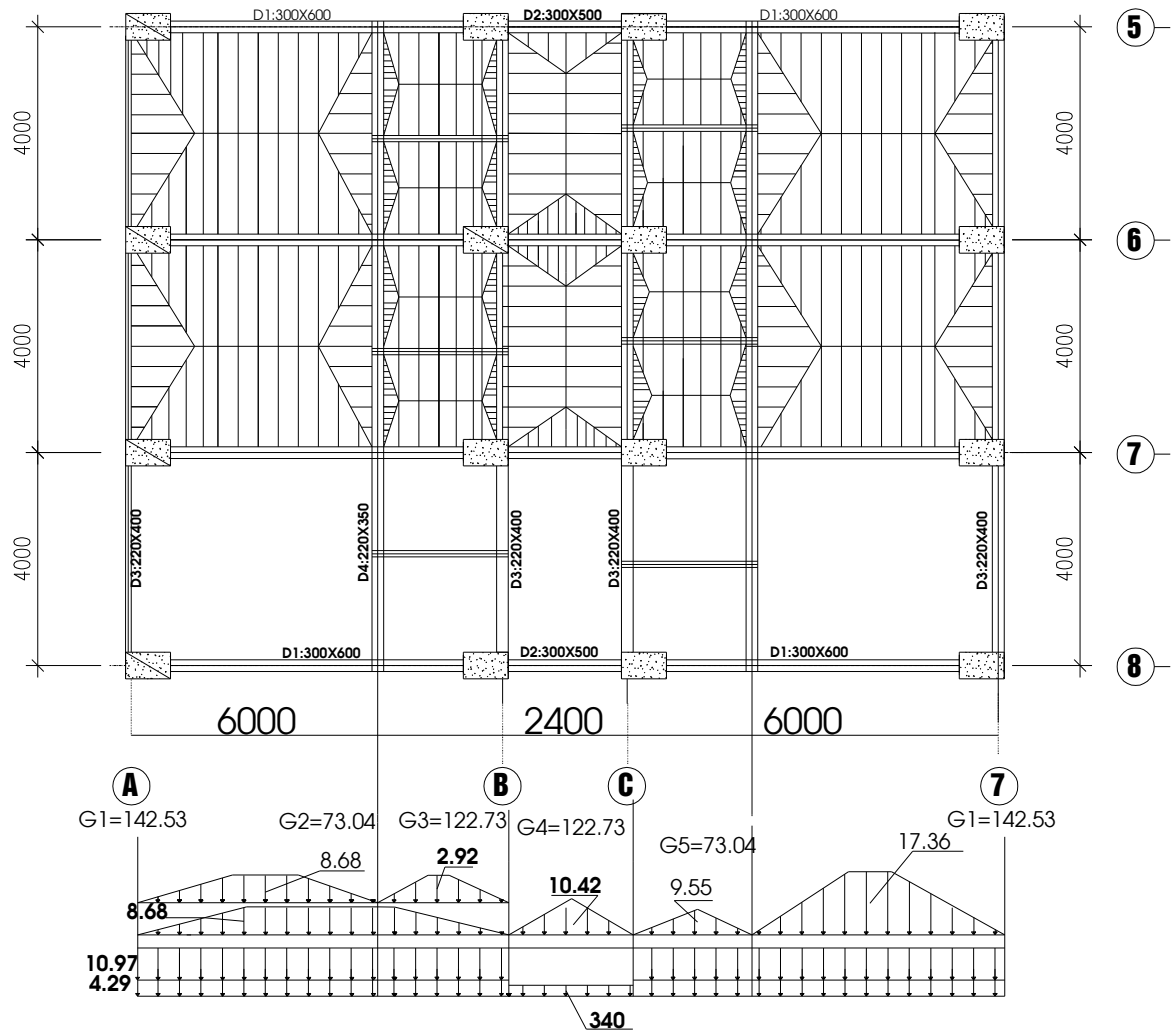
Bảng 2-16. Tính tải phân bố tác dụng lên khung:

Ký hiệu u	Các loại tải trọng và cách xác định	Giá trị daN/m	Tổng KN/m
g_1	- Bản thân dầm D1 30x60cm:	429	4.29
	- Do sàn 4x6m truyền vào: 434x2.	868	8.68
	- Do sàn 4.8x4m truyền vào: 434x2	868	8.68
	- Do tường 220 trên dầm D1 truyền xuống: 354x3.1	1097	10.97
g_2	- Bản thân dầm D1 30x60cm:	429	4.29
	- Do sàn 4x6m truyền vào: 434x2.	868	8.68
	- Do sàn 2.2x1.8m truyền vào: 324x0.9	292	2.92
	- Do tường 220 trên dầm D1 truyền xuống: 354x3.1	1097	10.97
g_3	- Bản thân dầm D2 30x50cm:	340	3.40
	- Do sàn 2.4x4m truyền vào: 434x2.4	1042	10.42

g_4	- Bản thân dầm D1 30x60cm:	429	4.29
	- Do sàn 1.8x2.2m truyền vào: 434×2.2	955	9.55
	- Do tường 220 trên dầm D1 truyền xuống: 354×3.1	1097	10.97
g_5	- Bản thân dầm D1 30x60cm:	429	4.29
	- Do sàn 4.8x4m truyền vào: 434×4	1736	17.36
	- Do tường 220 trên dầm D1 truyền xuống: 354×3.1	1097	10.97

Bảng 2-17. Tĩnh tải tập trung tác dụng lên khung:

Ký hiệu	Các loại tải trọng và cách xác định	Giá trị daN/m	Tổng KN/m
G_1	➤ Do dầm D3 truyền vào:		
	Do 2 dầm D5 truyền vào:		
	+Bản thân dầm 11x25: 56×2.2	123	
	+Do sàn 1.8x2.2m truyền vào: $(324 \times (2.2 + 0.4) \times 0.9) / 2$	321	
	+Do sàn 2.2x2.2m truyền vào: $(324 \times 2.2 \times 1.1 / 2)$	356	
	+Do tường gạch 110 truyền vào: $202 \times 3.05 \times 2.2$	1352	
	<u>Tổng:</u>	2152	
	- Bản thân dầm 22x40: 189×4	756	142.53
	- Tường 220, cao (3.7- 0.4) : $354 \times 3.3 \times 4$	4673	
	- Do sàn 1.8x2.2m truyền vào: $(1.8 \times 0.9 / 2) \times 324$	438	
	- Do sàn 2.2x2.2m truyền vào: $(2.2 \times 1.1 / 2) \times 434$	526	
	- Do sàn 2.4x4m truyền vào: $((4 + 1.6) \times 1.2) / 2 \times 434$	1458	
	- Do trọng lượng cột 50x85 truyền vào: 1288×3.3	4250	
	➤ Do dầm D4 truyền vào:		
	Do 2 dầm D5 truyền vào:		
G_2	+Bản thân dầm 11x25: 56×2.2	123	
	+Do sàn 1.8x2.2m truyền vào: $(324 \times (2.2 + 0.4) \times 0.9) / 2$	321	
	+Do sàn 2.2x2.2m truyền vào: $(434 \times 2.2 \times 1.1 / 2)$	356	
	+Do tường gạch 110 truyền vào: $202 \times 3.05 \times 2.2$	1352	
	<u>Tổng:</u>	2152	
	- Bản thân dầm D4 20x35 truyền vào: 143×2	286	73.04
	- Do sàn 4.8x4m truyền vào: $434 \times (4 \times 2 / 2)$	1736	
	- Do sàn 1.8x2.2m truyền vào: $(1.8 \times 0.9 / 2) \times 324$	262	
	- Do sàn 2.2x2.2m truyền vào: $(2.2 \times 1.1 / 2) \times 434$	525	
	- Do tường 110 truyền vào: $202 \times 2.9 \times 4$	2343	
	➤ Do dầm D3 truyền vào:		
	- Bản thân dầm 22x40: 143×4	572	
	- Tường 220, cao (3.7- 0.4) : $354 \times 3.3 \times 4$	4673	
	- Do sàn 4.8x4m truyền vào: $434 \times (4 \times 2 / 2)$	1736	162.73
	- Do sàn 0.8x3m ban công truyền vào: $0.8 \times 3 \times 434$	1042	
	- Do trọng lượng cột 50x85 truyền vào: 1288×3.3	4250	



Hình 2-5. Sơ đồ tính tải tầng 9

❖ TẦNG 10

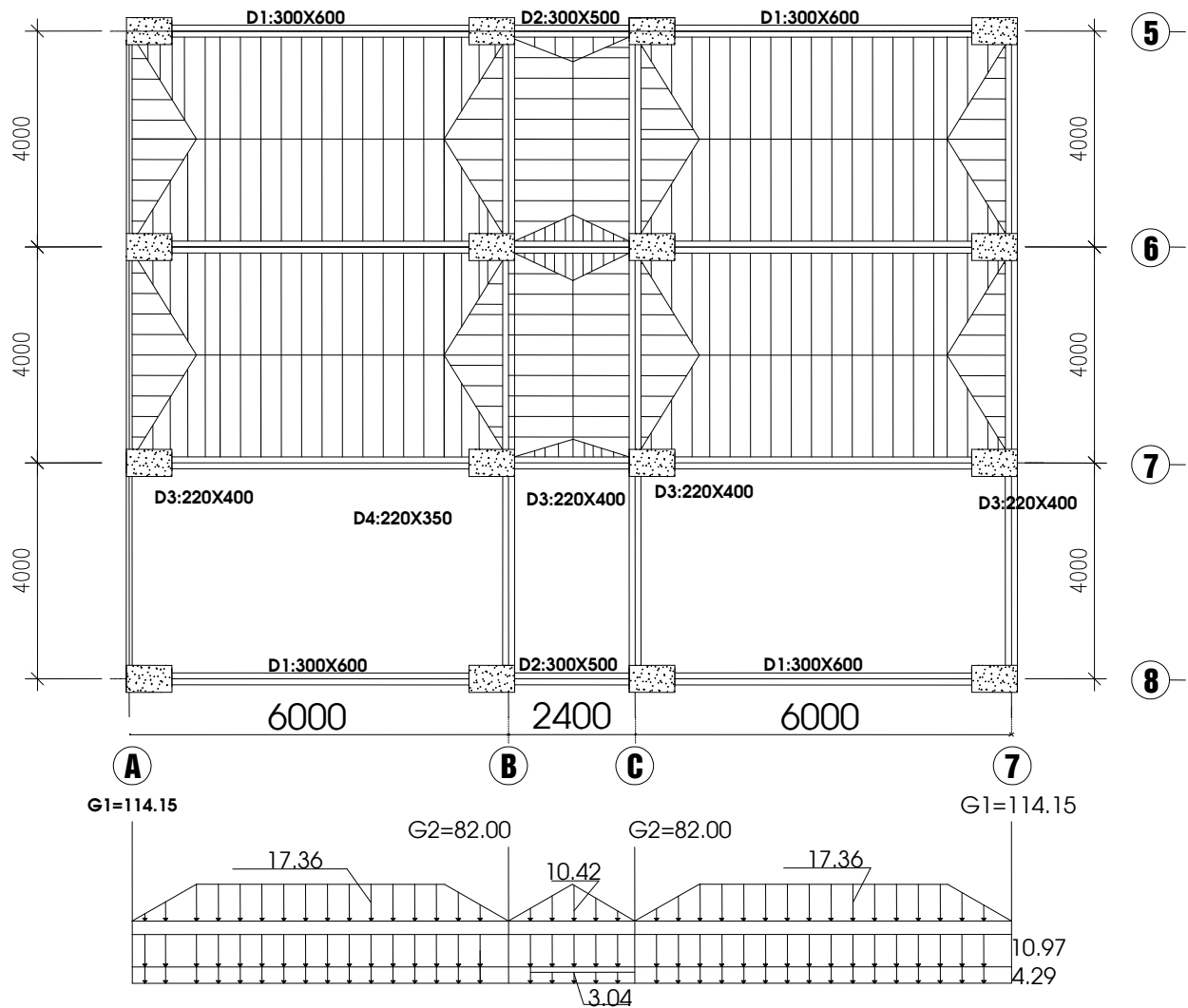
Bảng 2-18. Tính tải phân bố tác dụng lên khung:

Ký hiệu	Các loại tải trọng và cách xác định	Giá trị daN/m	Tổng KN/m
g_1	- Bản thân dầm D1 30x60cm:	429	4.29
	- Do sàn 4x6m truyền vào: 343x4.	1736	17.36
	- Do tường 220 trên dầm D1 truyền xuống: 354x3.1	1097	10.97
g_2	- Bản thân dầm D2 30x50cm:	269	2.69
	- Do sàn 2.4x4m truyền vào: 434x2.4	1042	10.42
	- Do tường 220 trên dầm D1 truyền xuống: 354x3.1	1097	10.97

Bảng 2-19. Tính tải tập trung tác dụng lên khung:

Ký hiệu	Các loại tải trọng và cách xác định	Giá trị daN/m	Tổng KN/m
G_1	➤ Do dầm D3 truyền vào:		
	- Bản thân dầm: 22x40: 189x4	756	
	- Tường 220, cao (3.7- 0.4) : 354x3.3x4	4673	114.15

G_2	- Do sàn 4x6m truyền vào: $4 \times 2 \times 434/2$	1736	
	- Do trọng lượng cột 50x55cm truyền vào: 1288×3.3	4250	
	➤ Do dầm D3 truyền vào:	756	
	- Bản thân dầm: $22 \times 40: 189 \times 4$	1736	
	- Do sàn 4x6m truyền vào: $4 \times 2 \times 434/2$	1458	82.00
	- Do sàn 2.4x4m truyền vào: $434 \times (4+1.6) \times 1.2/2$	4250	
	- Do trọng lượng cột 50x85cm truyền vào: 1288×3.3		



Hình 2-6. Sơ đồ tính tải tầng 10

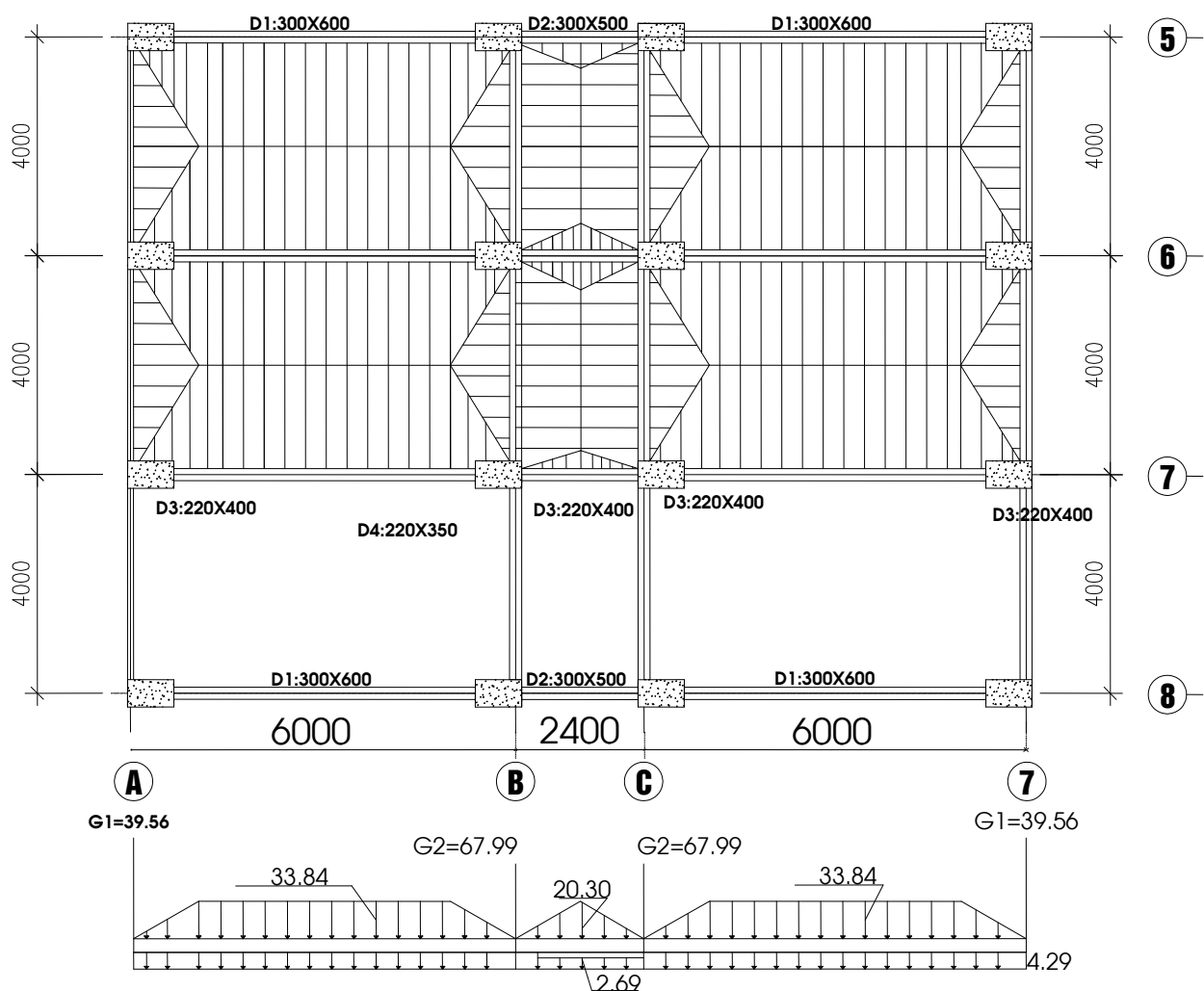
❖ TẦNG MÁI:

Bảng 2-20. Tính tải phân bố tác dụng lên khung:

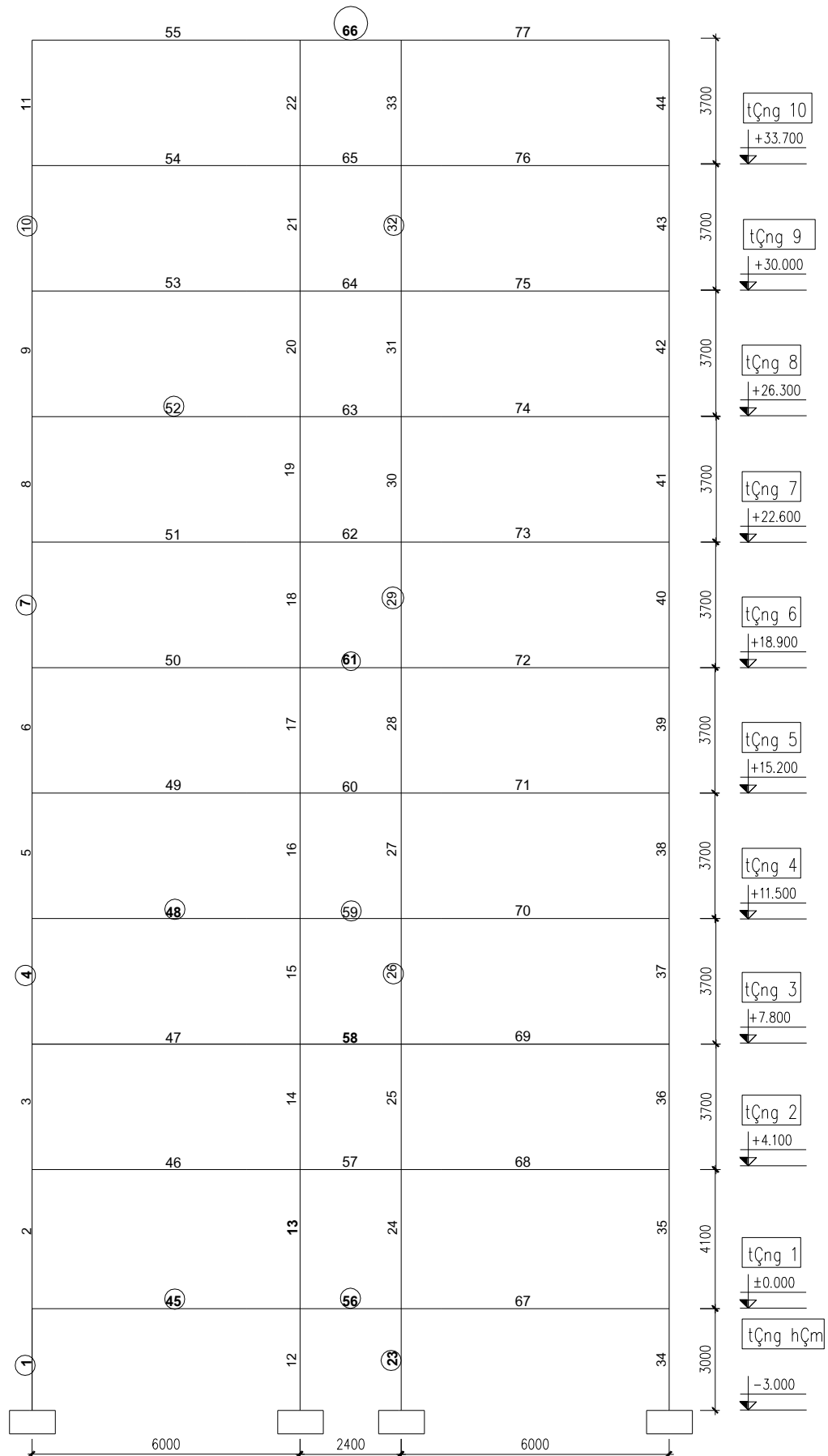
Ký hiệu	Các loại tải trọng và cách xác định	Giá trị daN/m	Tổng KN/m
g_1	- Bản thân dầm D1 30x60cm:	429	4.29
	- Do sàn 4x6m truyền vào: 846×4 .	3384	33.84
g_2	- Bản thân dầm D1 30x40cm:	269	2.69
	- Do sàn 2.4x4m truyền vào: 846×2.4	2030	20.30

Bảng 2-21. Tĩnh tải tập trung tác dụng lên khung:

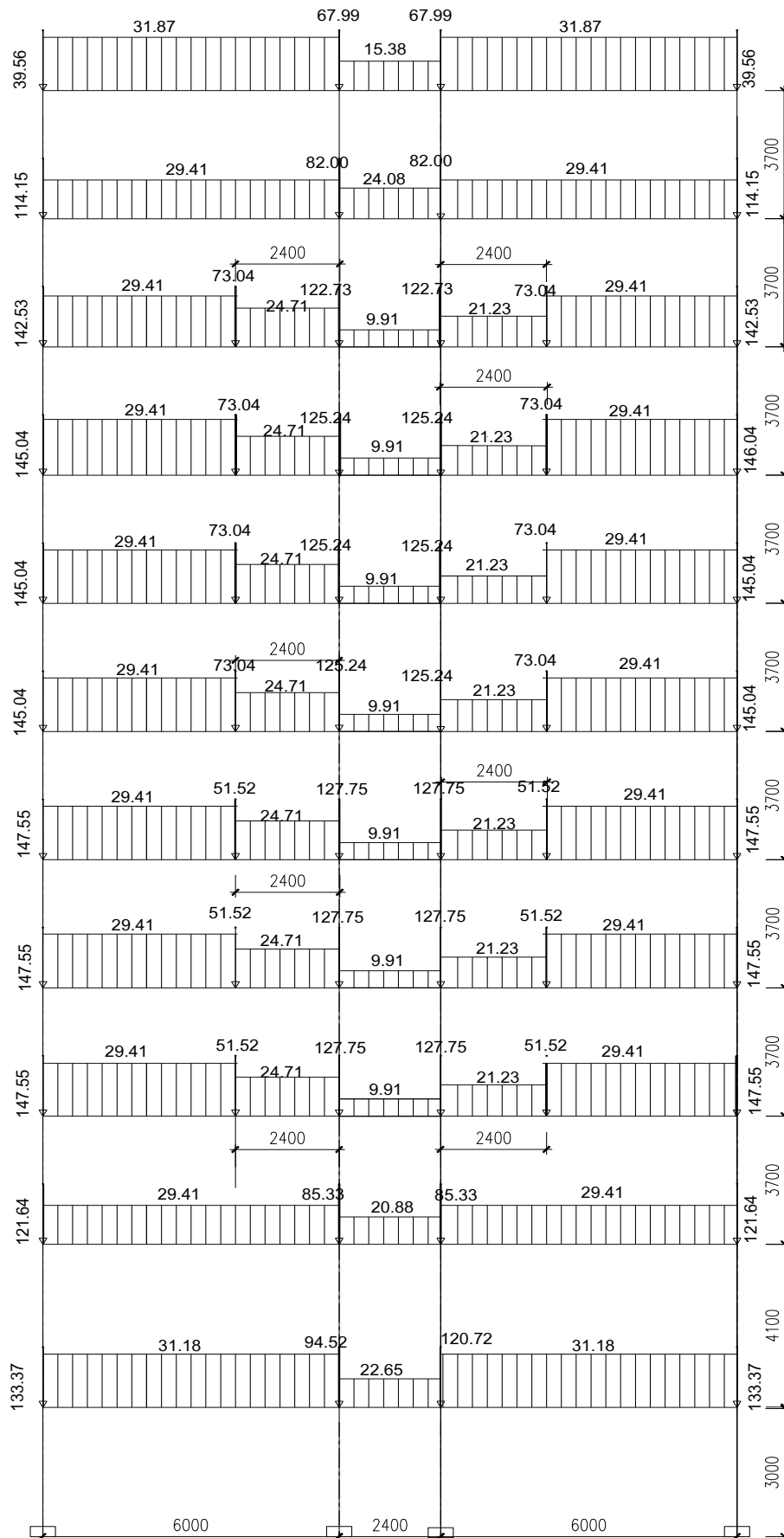
Ký hiệu	Các loại tải trọng và cách xác định	Giá trị daN/m	Tổng KN/m
G_1	➤ Do dầm D3 truyền vào:		
	- Bản thân dầm: 22x40: 143x4	572	39.56
	- Do sàn 4x6m truyền vào: 4x2x846/2	3384	
G_2	➤ Do dầm D3 truyền vào:		
	- Bản thân dầm: 22x40: 143x4	572	
	- Do sàn 4x6m truyền vào: 4x2x 846/2	3384	67.99
	- Do sàn 2.4x4m truyền vào: 846x(4+1.6)x1.2/2	2843	



Hình 2-7. Sơ đồ tĩnh tải tầng mái



HÌNH 1.1 SƠ ĐỒ PHẦN TỬ CỘT – DẦM



Hình 2-8. SƠ ĐỒ CHẤT TẢI TĨNH TẢI

2.2.2 HOẠT TẢI:

Hoạt tải phân bố đều trên sàn xác định theo TCVN 2737 – 1995 số liệu như sau:

$$P_{tt} = n.P_0$$

Trong đó:

$$n = 1,3 \text{ với } P_0 < 200 \text{ KG/m}^2$$

$$n = 1,2 \text{ với } P_0 \geq 200 \text{ KG/m}^2$$

Bảng 2-22. Bảng tính toán hoạt tải sàn

Các phòng chức năng	TT tiêu chuẩn	Hệ số vượt tải	TT tính toán
	(daN/m ²)		(daN/m ²)
Phòng ở, phòng đọc	200	1.2	240
Kho sách	480	1.2	576
Sảnh, hành lang, cầu thang , căng tin	300	1.2	360
Phòng vệ sinh	150	1.3	195
Ban công	400	1.2	480
Phòng văn hoá văn nghệ	500	1.2	600
Mái bằng có sử dụng	150	1.3	195
Mái bằng không sử dụng	75	1.3	97.5

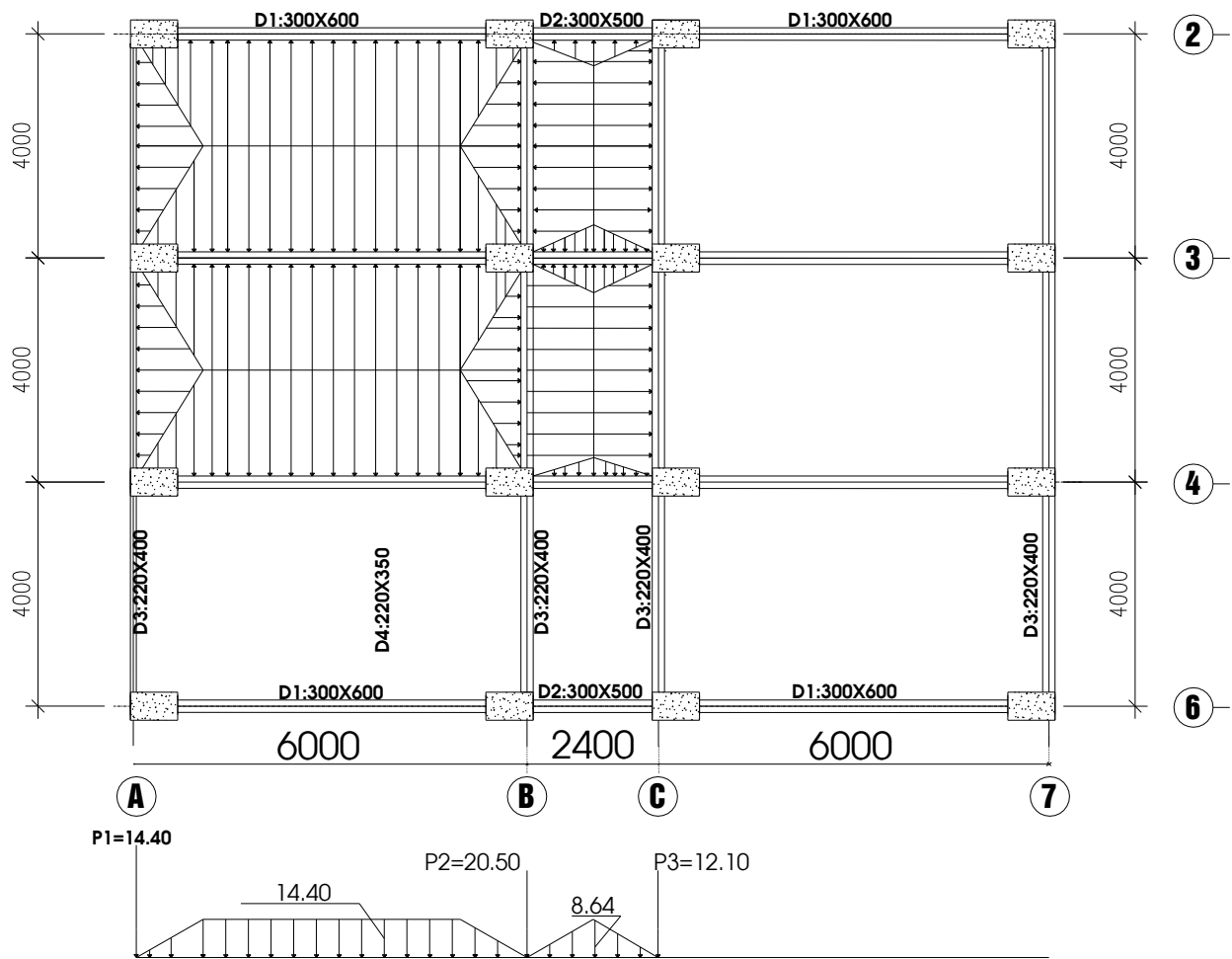
❖ TẦNG 1+2:

Bảng 2-23. Hoạt tải phân bố tác dụng lên khung:

Ký hiệu	Các loại tải trọng và cách xác định	Giá trị daN/m	Tổng KN/m
q_1	- Do sàn 4x6m truyền vào: 360x4	1440	14.40
q_2	- Do sàn 2.4x4m truyền vào: 360x2.4	864	8.64

Bảng 2-24. Hoạt tải tập trung tác dụng lên khung:

Ký hiệu	Các loại tải trọng và cách xác định	Giá trị daN/m	Tổng KN/m
P_1	➤ Do dầm D3 truyền vào: - Do sàn 4x6m truyền vào: 4x2x360/2 ➤ Do dầm D3 truyền vào:	1440	14.40
P_2	- Do sàn 4x6m truyền vào: 4x2x360/2 - Do sàn 2.4x4m truyền vào: 360x(4+1.6)x1.2/2 ➤ Do dầm D3 truyền vào:	1440 1210	26.50
P_3	- Do sàn 2.4x4m truyền vào: 360x(4+1.6)x1.2/2	1210	12.10



Hình 2-9. Sơ đồ HT tầng 1-2

❖ TẦNG 3-9:

➤ TÍNH TOÁN HOẠT TẢI TRÁI:

Bảng 2-25. Hoạt tải phân bố tác dụng lên khung:

Kí Hiệu	Các loại tải trọng và cách xác định	Giá trị daN/m	Tổng KN/m
q_1	- Do sàn 4.8x4m truyền vào: 240x4	960	9.6
q_2	- Do sàn 2.2x1.8m truyền vào: 195x1.8	351	3.51
q_3	- Do sàn 2.4x4m truyền vào: 360x2.4	864	8.64

Bảng 2-26. Hoạt tải tập trung tác dụng lên khung:

Ký hiệu	Các loại tải trọng và cách xác định	Giá trị daN/m	Tổng KN/m
P_1	➤ Do dầm D3 truyền vào:		
	- Do sàn 4x6m truyền vào: $360 \times (4 \times 2 / 2) / 2$	720	
	- Do sàn 4.8x4m truyền vào: $240 \times (4 \times 2 / 2) / 2$	480	17.76
	- Do sàn 0.8x3m ban công truyền vào: $0.8 \times 3 \times 480 / 2$	576	
P_2	➤ Do dầm D4 truyền vào:		

Do dầm D5 truyền vào:

+Do sàn 1.8x2.2m truyền vào: $(195 \times (2.2 + 0.4) \times 0.9) / 4$ 114

+Do sàn 2.2x2.2m truyền vào: $(360 \times 2.2 \times 1.1/2) / 2$ 218

Tổng:

332 13.49

- Do sàn 4.8x4m truyền vào: $360 \times (4 \times 2/2) / 2$

720

Do sàn 1.8x2.2m truyền vào: $(1.8 \times 0.9/2) \times 195/2$

79

Do sàn 2.2x2.2m truyền vào: $(2.2 \times 1.1/2) \times 360/2$

218

➤ Do dầm D3 truyền vào:

Do dầm D5 truyền vào:

+Do sàn 1.8x2.2m truyền vào: $(195 \times (2.2 + 0.4) \times 0.9) / 4$ 114

+Do sàn 2.2x2.2m truyền vào: $(360 \times 2.2 \times 1.1/2) / 2$ 218

Tổng:

332

P₃

- Do sàn 4x6m truyền vào: $360 \times (4 \times 2/2) / 2$

720

25.59

- Do sàn 2.4x4m truyền vào: $((4 + 1.6) \times 1.2) / 2 \times 360$

1210

- Do sàn 1.8x2.2m truyền vào: $(1.8 \times 0.9/2) \times 195/2$

79

- Do sàn 2.2x2.2m truyền vào: $(2.2 \times 1.1/2) \times 360/2$

218

➤ Do dầm D3 truyền vào:

Do dầm D5 truyền vào:

+Do sàn 1.8x2.2m truyền vào: $(195 \times (2.2 + 0.4) \times 0.9) / 2$ 114

+Do sàn 2.2x2.2m truyền vào: $(360 \times 2.2 \times 1.1/2)$ 218

Tổng:

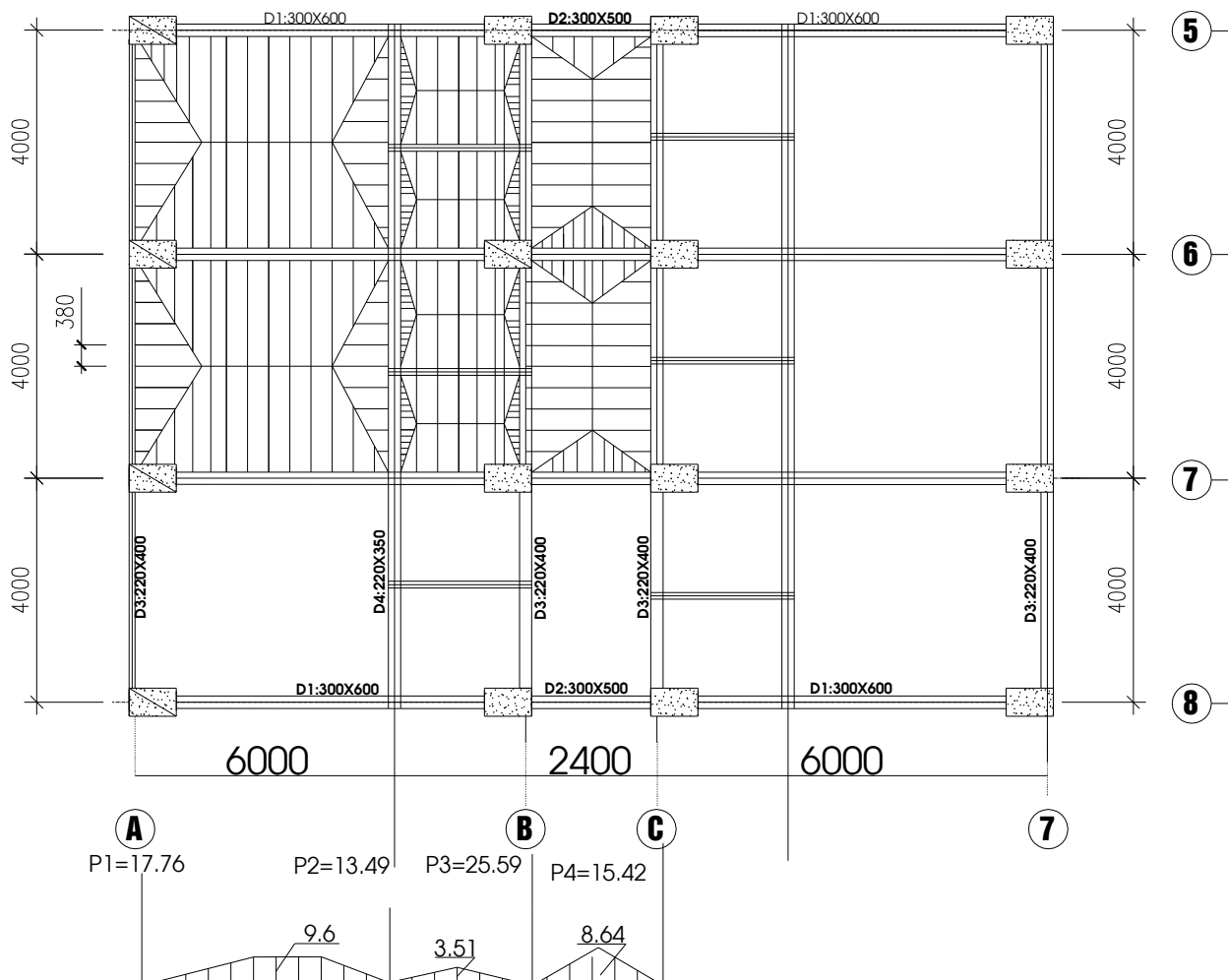
332

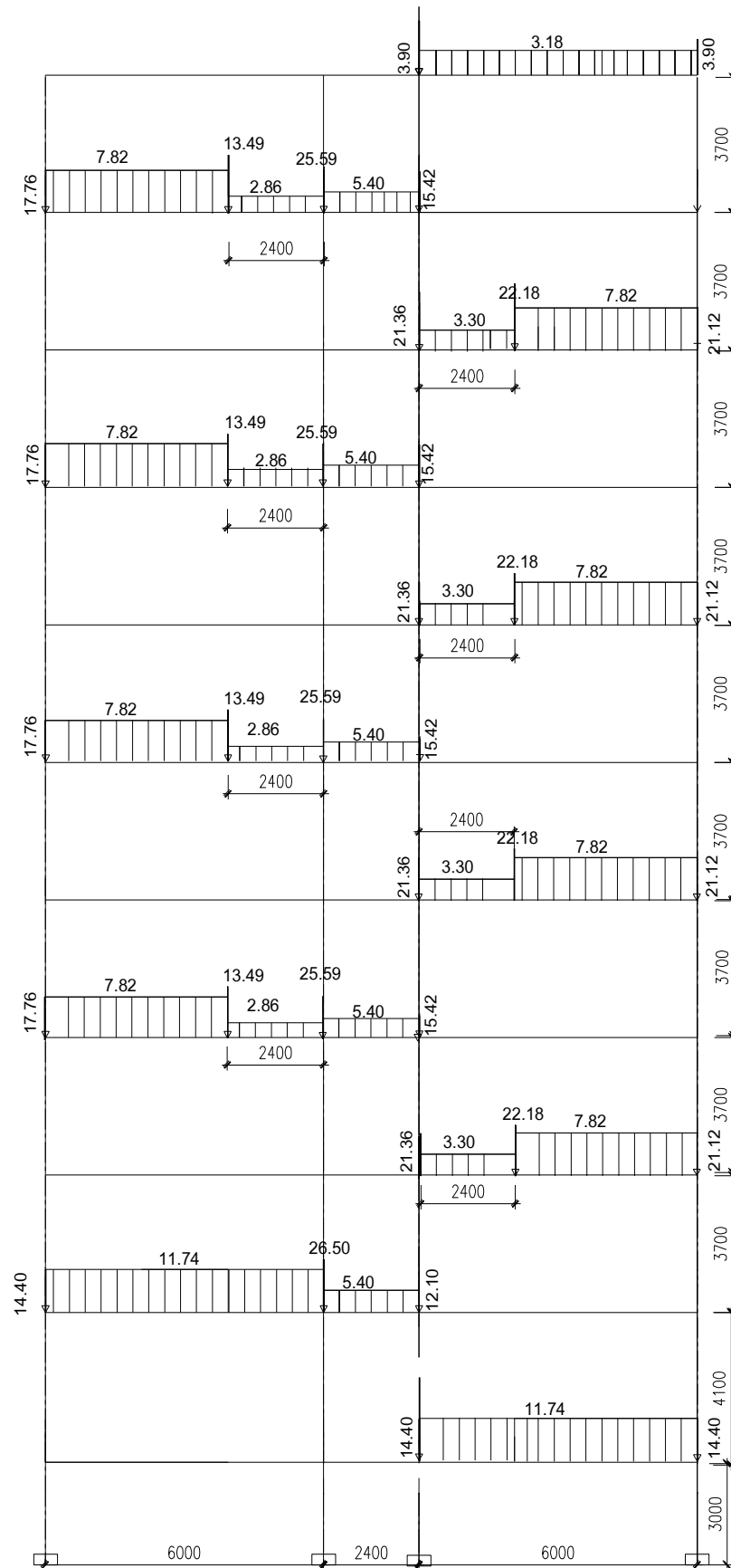
15.42

P₄

- Do sàn 2.4x4m truyền vào: $((4 + 1.6) \times 1.2) / 2 \times 360$

1210





Hình 2-10. SƠ ĐỒ CHẤT TẢI HOẠT TẢI 1

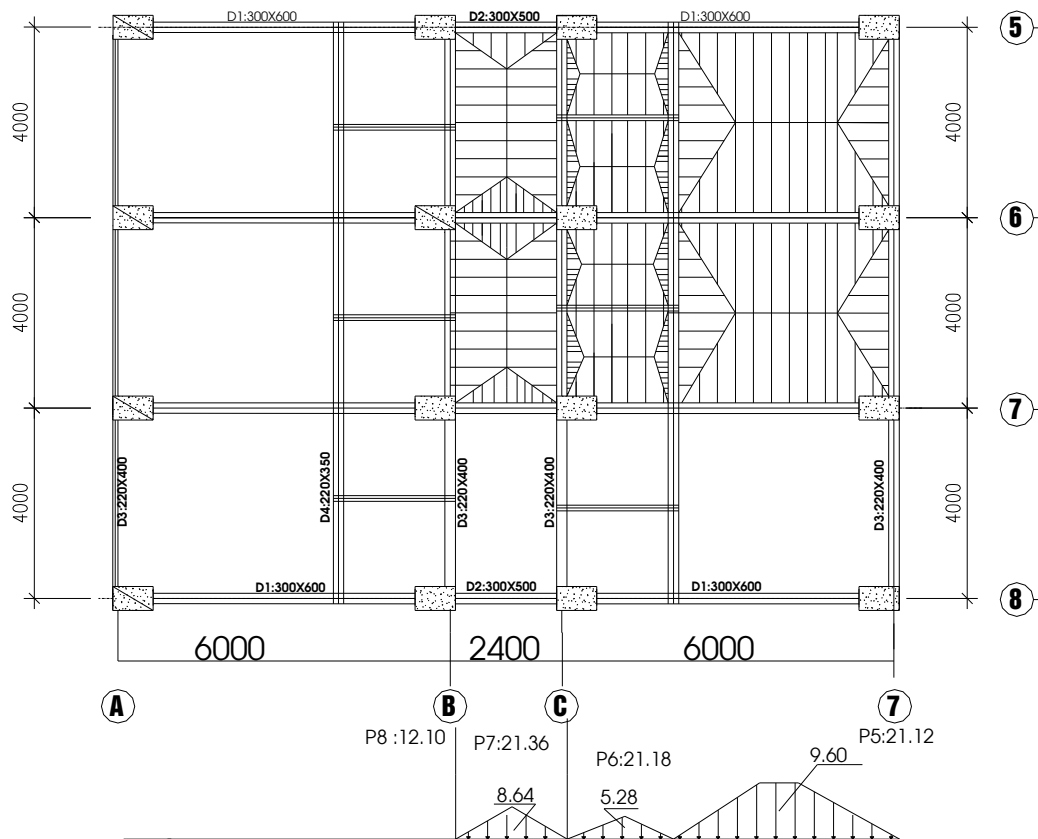
➤ TÍNH TOÁN HOẠT TẢI PHẢI:

Bảng 2-27. Hoạt tải phân bố tác dụng lên khung:

Ký hiệu	Các loại tải trọng và cách xác định	Giá trị daN/m	Tổng KN/m
q_4	- Do sàn 4.8x4m truyền vào: 240x 4	960	9.60
q_5	- Do sàn 2.2x2.2m truyền vào: 240x2.2	528	5.28
q_6	- Do sàn 2.4x4m truyền vào: 360x2.4	864	8.64

Bảng 2-28. Hoạt tải tập trung tác dụng lên khung:

Ký hiệu	Các loại tải trọng và cách xác định	Giá trị daN/m	Tổng KN/m
P_5	➤ Do dầm D3 truyền vào: - Do sàn 4.8x4m truyền vào: 240x(4x2/2) - Do sàn 0.8x3m ban công truyền vào: 0.8x3x480 ➤ Do dầm D4 truyền vào:	960 1152	21.12
P_{6Z}	Do 2 dầm D5 truyền vào: +Do sàn 1.8x2.2m truyền vào: (195x(2.2+0.4)x0.9)/2 +Do sàn 2.2x2.2m truyền vào: (360x2.2x1.1/2) Tổng: - Do sàn 1.8x2.2m truyền vào: (1.8x0.9/2)x195 - Do sàn 2.2x2.2m truyền vào: (2.2x1.1/2)x360 - Do sàn 4.8x4m truyền vào: 240x(4x2/2)/2 ➤ Do dầm D3 truyền vào: - Do 2 dầm D5 truyền vào:	228 436 664 158 436 960	22.18
P_7	+Do sàn 1.8x2.2m truyền vào: (195x(2.2+0.4)x0.9)/2 +Do sàn 2.2x2.2m truyền vào: (360x2.2x1.1/2) Tổng: - Do sàn 2.4x4m truyền vào: ((4+1.6)x1.2)/2x360 - Do sàn 1.8x2.2m truyền vào: (1.8x0.9/2)x195 - Do sàn 2.2x2.2m truyền vào: (2.2x1.1/2)x360 ➤ Do dầm D3 truyền vào:	114 218 332 1210 158 436	21.36
P_8	- Do sàn 2.4x4m truyền vào: ((4+1.6)x1.2)/2x360	1210	12.10



Hình 2-11. Sơ đồ HT tầng 3-9

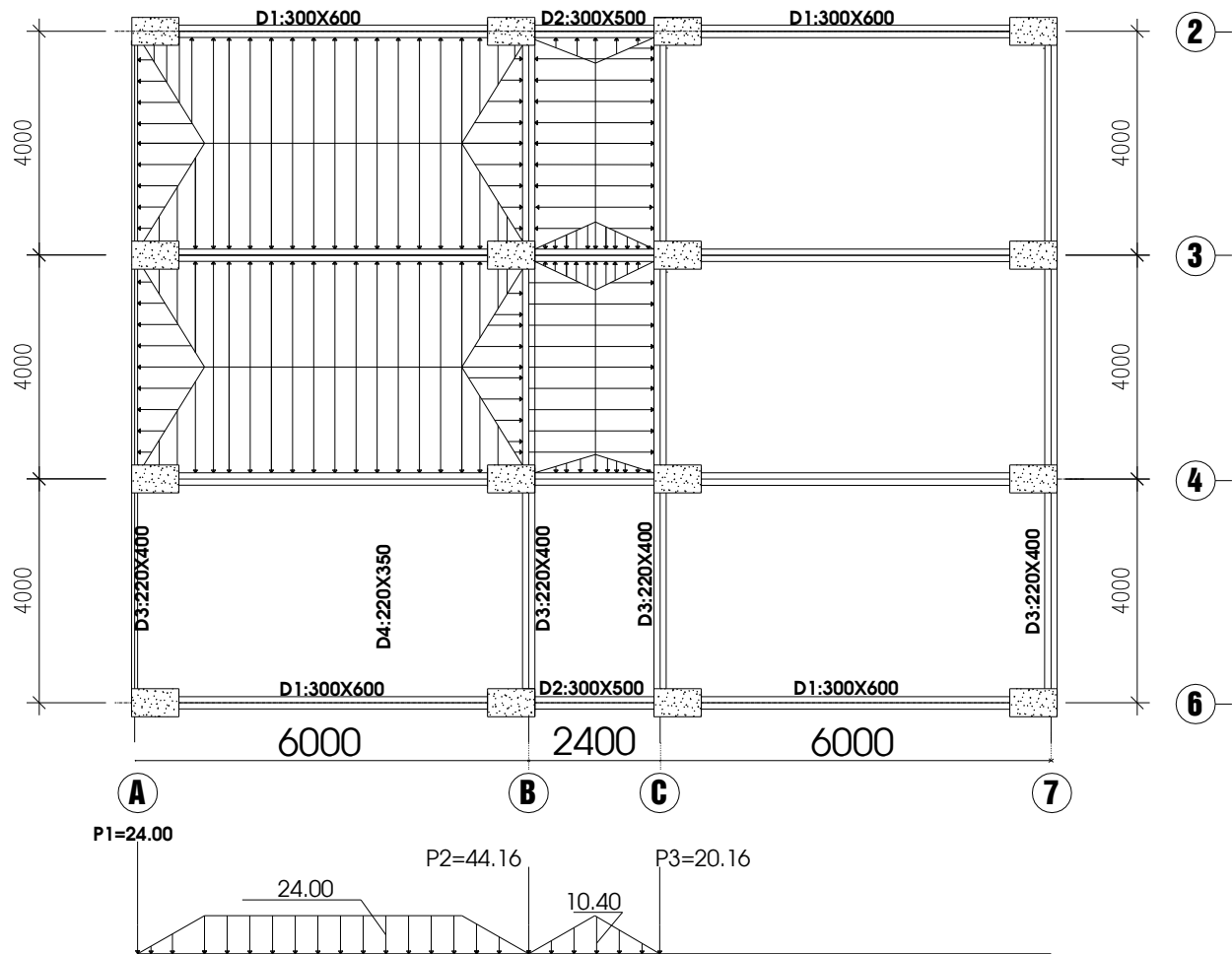
❖ TẦNG 10:

Bảng 2-29. Hoạt tải phân bố tác dụng lên khung:

Ký Hiệu	Các loại tải trọng và cách xác định	Giá trị daN/m	Giá trị KN/m
q_1	- Do sàn 4x6m truyền vào: 600x4	2400	24.00
q_2	- Do sàn 2.4x4m truyền vào: 600x2.4	1440	14.40

Bảng 2-30. Hoạt tải tập trung tác dụng lên khung:

Ký Hiệu	Các loại tải trọng và cách xác định	Giá trị daN/m	Tổng KN/m
P_1	- Do dầm D3 truyền vào: - Do sàn 4x6m truyền vào: $4 \times 2 \times 600/2$ - Do dầm D3 truyền vào:	2400	24.00
P_2	- Do sàn 4x6m truyền vào: $4 \times 2 \times 600/2$ - Do sàn 2.4x4m truyền vào: $600 \times (4+1.6) \times 1.2/2$ - Do dầm D3 truyền vào:	2400 2016	44.16
P_3	- Do sàn 2.4x4m truyền vào: $600 \times (4+1.6) \times 1.2/2$	2016	20.16



Hình 2-12.

❖ TẦNG MÁI:

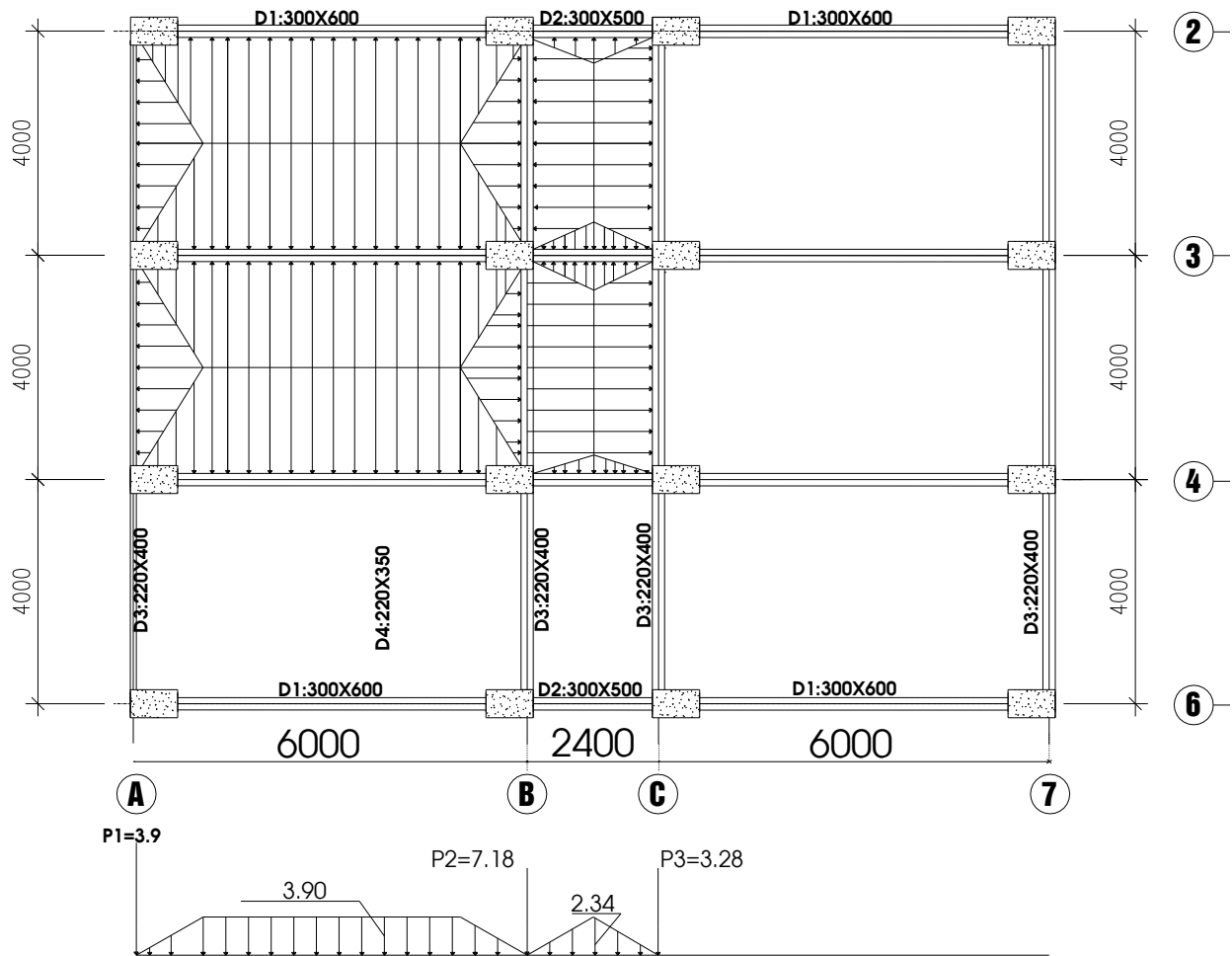
Bảng 2-31. Hoạt tải phân bố tác dụng lên khung:

Ký Hiệu	Các loại tải trọng và cách xác định	Giá trị daN/m	Giá trị KN/m
q_1	- Do sàn 4x6m truyền vào: 97.5×4	390	3.90
q_2	- Do sàn 2.4x4m truyền vào: 97.5×2.4	234	2.34

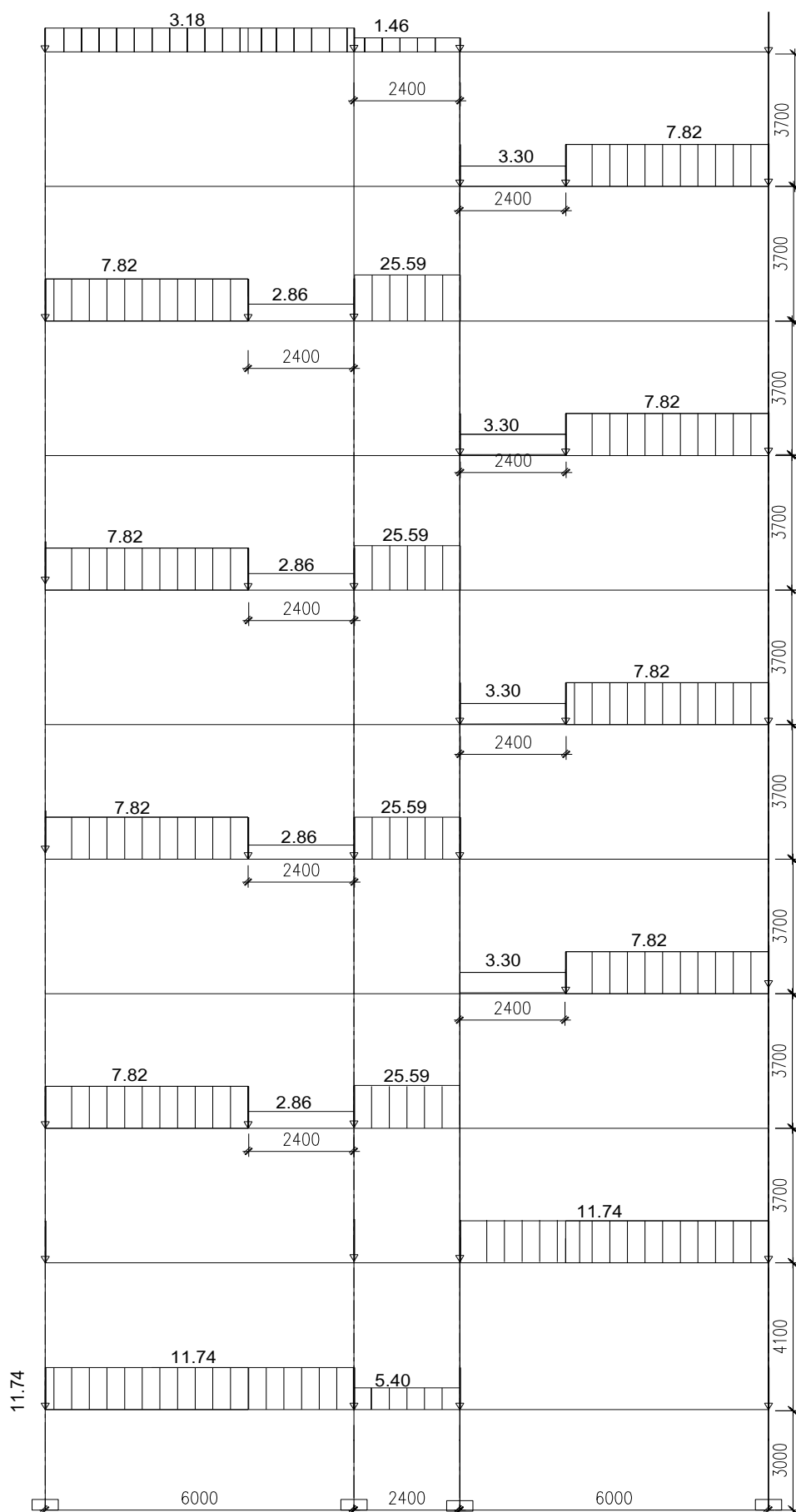
Bảng 2-32. Hoạt tải tập trung tác dụng lên khung:

Ký Hiệu	Các loại tải trọng và cách xác định	Giá trị daN/m	Tổng KN/m
P_1	➤ Do dầm D3 truyền vào: - Do sàn 4x6m truyền vào: $4 \times 2 \times 97.5 / 2$	390	3.90
P_2	➤ Do dầm D3 truyền vào:		

P_3	- Do sàn 4x6m truyền vào:	$4 \times 2 \times 97.5/2$	390	7.18
	- Do sàn 2.4x4m truyền vào:	$97.5 \times (4+1.6) \times 1.2/2$	327.6	
	➤ Do dầm D3 truyền vào:			
	- Do sàn 2.4x4m truyền vào:	$97.5 \times (4+1.6) \times 1.2/2$	327.6	3.28



Hình 2-13. Sơ đồ HT tầng mái



Hình 2-14. SƠ ĐỒ CHẤT TẢI HOẠT TẢI 2

2.2.3 TẢI TRỌNG NGANG.

2.2.3.1 Tải trọng gió.

Tải trọng gió được xác định theo TCVN 2737-95. Vì công trình có chiều cao lớn ($H < 40,0\text{m}$), do đó công trình chỉ tính toán đến tải trọng gió tĩnh mà không cần tính toán đến thành phần gió động.

$$Q_d = W_0 \cdot n \cdot k_i \cdot c_d \cdot B$$

$$Q_d = W_0 \cdot n \cdot k_i \cdot c_h \cdot B$$

Tính toán tải trọng gió tĩnh

Tải trọng gió tĩnh tác dụng lên công trình xác định theo tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 2737-1995.

Giá trị tiêu chuẩn của thành phần tĩnh của gió ở độ cao h_i so với mặt móng xác định theo công thức: $W_i = W_0 \cdot k \cdot c$ (2-6)

$$\Rightarrow \text{giá trị tính toán: } W_{tt} = n \cdot W_0 \cdot k \cdot c \quad (2-7)$$

Trong đó:

+ W_0 : giá trị tiêu chuẩn của áp lực gió ở độ cao 10m lấy theo phân vùng gió. Khu vực Thành Phố Hồ Chí Minh thuộc vùng IIA có $W_0 = 95$ (daN/m²).

+ 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 k tra theo bảng 5 TCVN 2737-95. Địa hình dạng A. Giá trị hệ số k và áp lực gió phân bố từng tầng được tính như trong bảng.

+ c : hệ số khí động, lấy theo chỉ dẫn bảng 6 TCVN 2737-95, phụ thuộc vào hình khối công trình và hình dạng bề mặt đón gió. Với công trình có hình khối chữ nhật (mặt đón gió $c = +0,8$. Mặt hút gió $c = -0,6$).

+ n : hệ số vượt tải của tải trọng gió $n = 1,2$

$$\text{Tải gió tĩnh ở mỗi tầng: } W_t = n \cdot W_0 \cdot k \cdot c \cdot H \quad (2-8)$$

Tải trọng gió được quy về phân bố đều trên các mức sàn theo diện chịu tải cho mỗi sàn là một nửa chiều cao tầng trên và tầng dưới sàn.

$$W_{\text{tang}} = W \cdot H \quad (2-9)$$

$$\text{Trong đó: } + H \text{ là chiều cao đón gió: } H = 0.5(H_i + H_{i+1}) \quad (2-10)$$

+ W là tải trọng gió tổng cộng gió phía đẩy và gió phía hút.

Giả thiết rằng sàn vô cùng cứng trong mặt phẳng của nó và tải trọng gió được truyền về các mức sàn rồi được sàn phân phối cho các kết cấu chịu lực ngang là hệ khung. Vì vậy ta có thể lấy hệ số khí động $C=0,8+0,6=1,4$ và dồn tải trọng gió về phía đón gió.

$$\text{Tổng tải trọng ngang của gió tác dụng vào nhà là: } W_y^{tt} = W^{tt} \times L. \quad (2-11)$$

Trong đó $L = 36\text{m}$ – là chiều dài nhà theo phương ngang.

$$\text{Tải trọng gió tác dụng vào một khung ngang thứ } i \text{ là: } W_y^i = W_y^{tt} / 9. \quad (2-12)$$

Ta có thông số tải trọng gió tĩnh tác dụng vào khung theo bảng sau đây :

Tầng	H (m)	Z(m)	k	N	B(m)	C_d	C_h	$q_d(\text{daN})$	$q_h(\text{daN})$
Hầm	1.0	1.0	0.93	1.2	4.0	0.8	0.6	339.26	254.45
1	4.1	5.1	1.07	1.2	4.0	0.8	0.6	390.34	292.75
2	3.7	8.8	1.17	1.2	4.0	0.8	0.6	426.82	320.12
3	3.7	12.5	1.21	1.2	4.0	0.8	0.6	441.41	331.06
4	3.7	16.2	1.25	1.2	4.0	0.8	0.6	456.00	342.00
5	3.7	19.9	1.29	1.2	4.0	0.8	0.6	470.59	352.94
6	3.7	23.6	1.32	1.2	4.0	0.8	0.6	481.54	361.15
7	3.7	27.3	1.35	1.2	4.0	0.8	0.6	492.48	369.36
8	3.7	31.0	1.38	1.2	4.0	0.8	0.6	503.42	377.57
9	3.7	34.7	1.40	1.2	4.0	0.8	0.6	510.72	383.04
10	3.7	38.4	1.42	1.2	4.0	0.8	0.6	518.02	388.51
mái	2.5	40.9	1.43	1.2	4.0	0.8	0.6	521.66	391.25

Tải trọng trên mái quy về lực tập trung đặt ở đầu cột S_d và S_h với $k = 0.74$

+Phía gió đẩy : $S_d = 521.66 \times 0.74 = 386.03 \text{ (daN)}$

+Phía gió hút : $S_h = 391.25 \times 0.74 = 289.53 \text{ (daN)}$

2.2.3.2 Xác định độ cứng khung ngang:

Vì nhà có kết cấu khung lõi làm việc theo sơ đồ khung giằng. Khung và lõi cùng kết hợp chịu tải trọng ngang, tải trọng đứng do khung chịu là chính. Dưới tác dụng của tải trọng ngang khung và lõi biến dạng không đồng đều. Việc tính toán phân phối tải trọng ngang theo quan niệm:

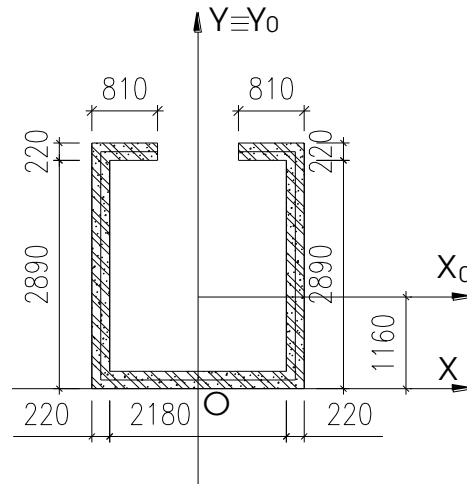
Cách thứ nhất: Thay khung bằng một vách cứng tương đương (có cùng chiều cao, cùng chuyển vị ngang ở đỉnh hoặc ở cao trình gần $0.8H$ nhất khi chịu cùng một loại tải trọng ngang). Bằng cách này ta xác định được $EJ_{ik} = EJ_{td}$.

Cách thứ hai: Xem khung như một thanh công xôn chịu cắt (độ cứng chống uốn của khung lớn vô cùng) Ngâm ở móng và xác định được độ cứng chống cắt tương đương của vách cứng. (Kết cấu bê tông cốt thép – phần kết cấu nhà cửa

B1: Xác định độ cứng của lõi:

* Lõi thang máy:

Chọn hệ tọa độ gốc XOY như hình vẽ:



Hình 2-15. Mặt cắt ngang lõi thang máy

Ta có:

$$\sum S_i = 2.18 \times 0.22 + 2 \times 0.22 \times (2.89 + 0.81) = 2.1076 m^2$$

$$X_C = \frac{\sum S_i \cdot X_{C_i}}{\sum S_i} = 0 \quad (2-13)$$

$$Y_C = \frac{\sum S_i \cdot Y_{C_i}}{\sum S_i} = \frac{2.18 \times 0.22 \times 0.11 + 2 \times 2.89 \times 0.22 \times 1.445 + 2 \times 0.81 \times 0.22 \times 1.555}{2.1076} = 1.160 m \quad (2-14)$$

Mô men quán tính chính trung tâm của lõi thang:

$$\begin{aligned} I_x &= \sum_1^5 I_x^i = \left[\frac{2.18 \times 0.22^3}{12} + (1.16 - 0.11)^2 \times 2.18 \times 0.22 \right] + \\ &+ 2 \left[\frac{0.22 \times 2.89^3}{12} + (1.445 - 1.160)^2 \times 2.89 \times 0.22 \right] + \\ &+ 2 \left[\frac{0.81 \times 0.22^3}{12} + (3.0 - 1.160)^2 \times 0.81 \times 0.22 \right] \\ &= 2.732 (m^4) \end{aligned} \quad (2-15)$$

$$\begin{aligned}
 I_Y &= \sum_1^5 I_y^i = \frac{2.18^3 \times 0.22}{12} + 2 \left[\frac{0.22^3 \times 2.89}{12} + \left(0.11 + \frac{2.18}{2}\right)^2 \times 2.18 \times 0.22 \right] + \\
 &+ 2 \left[\frac{0.81^3 \times 0.22}{12} + \left(\frac{0.81}{2} + 0.5\right)^2 \times 0.81 \times 0.22 \right] \\
 &= 1.8877(m^4)
 \end{aligned} \tag{2-16}$$

Khi tính toán tải trọng gió theo phương ngang của nhà (theo phương X). ta chỉ cần tính toán phân tải và tính toán độ cứng theo EJ_x .

Như vậy: tổng độ cứng theo phương ngang nhà của hai lõi thang máy là:

$$\sum EJ_x = 2 \times EJ_{xi} = 2 \times 2.732 = 5.464E (m^4).$$

$$\sum EJ_y = 2 \times EJ_{yi} = 2 \times 1.8877 = 3.775E (m^4).$$

Khi nhà chịu tải trọng ngang, độ cứng của lõi phân phối cho toàn bộ các khung. Khi đó xem như mỗi khung của nhà cứng thêm:

$$\Delta EJ_x = \frac{\sum EJ_x}{9} = \frac{5.464E}{9} = 0.607E (m^4)$$

$$\Delta EJ_y = \frac{\sum EJ_y}{9} = \frac{3.775E}{9} = 0.419E (m^4)$$

Quy độ cứng thêm của mỗi khung thành vách cứng có tiết diện b x h thỏa mãn:

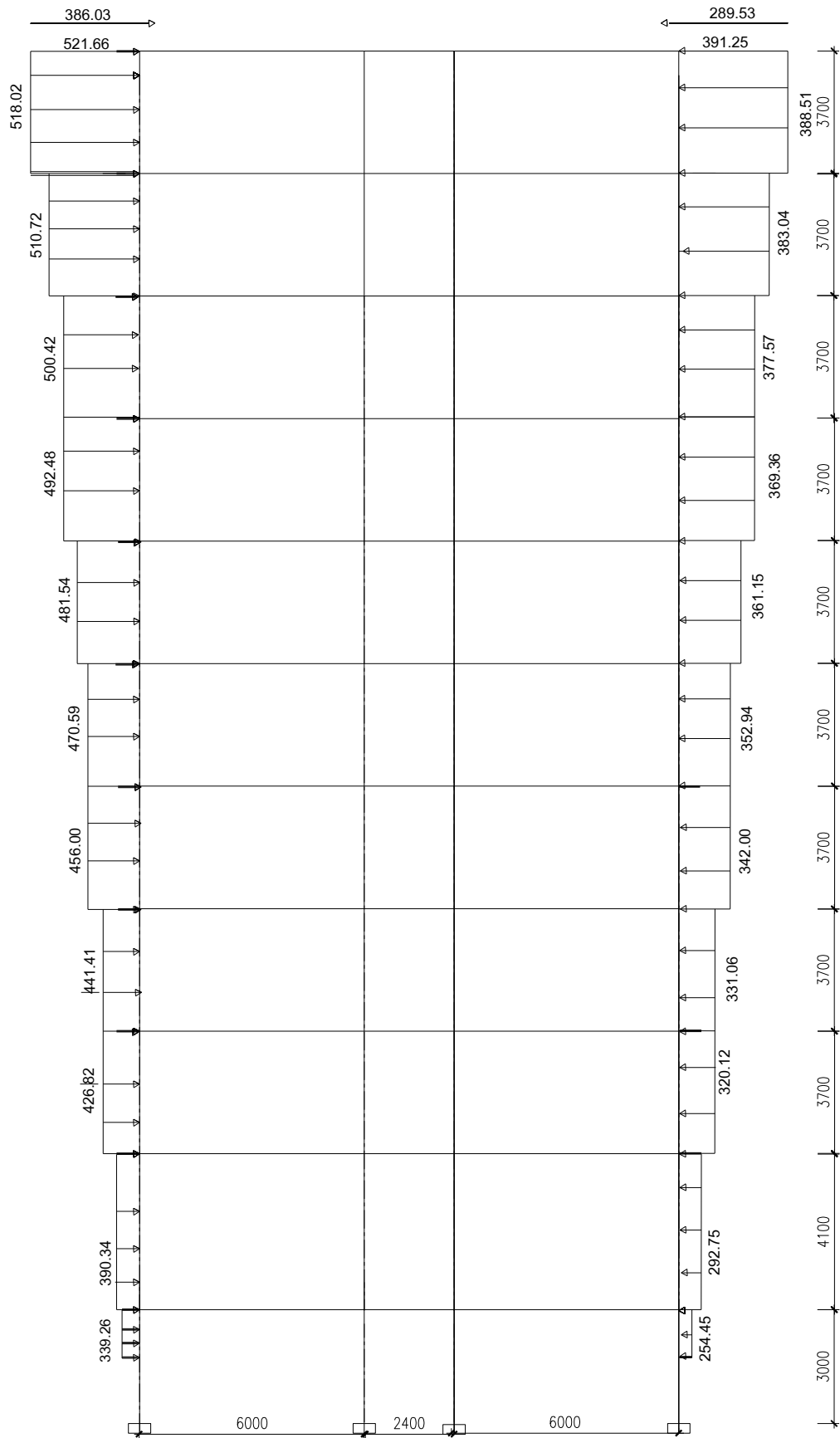
Mômen quán tính:

$$J_x = b \times h^3 / 12 = 0.607 (m^4).$$

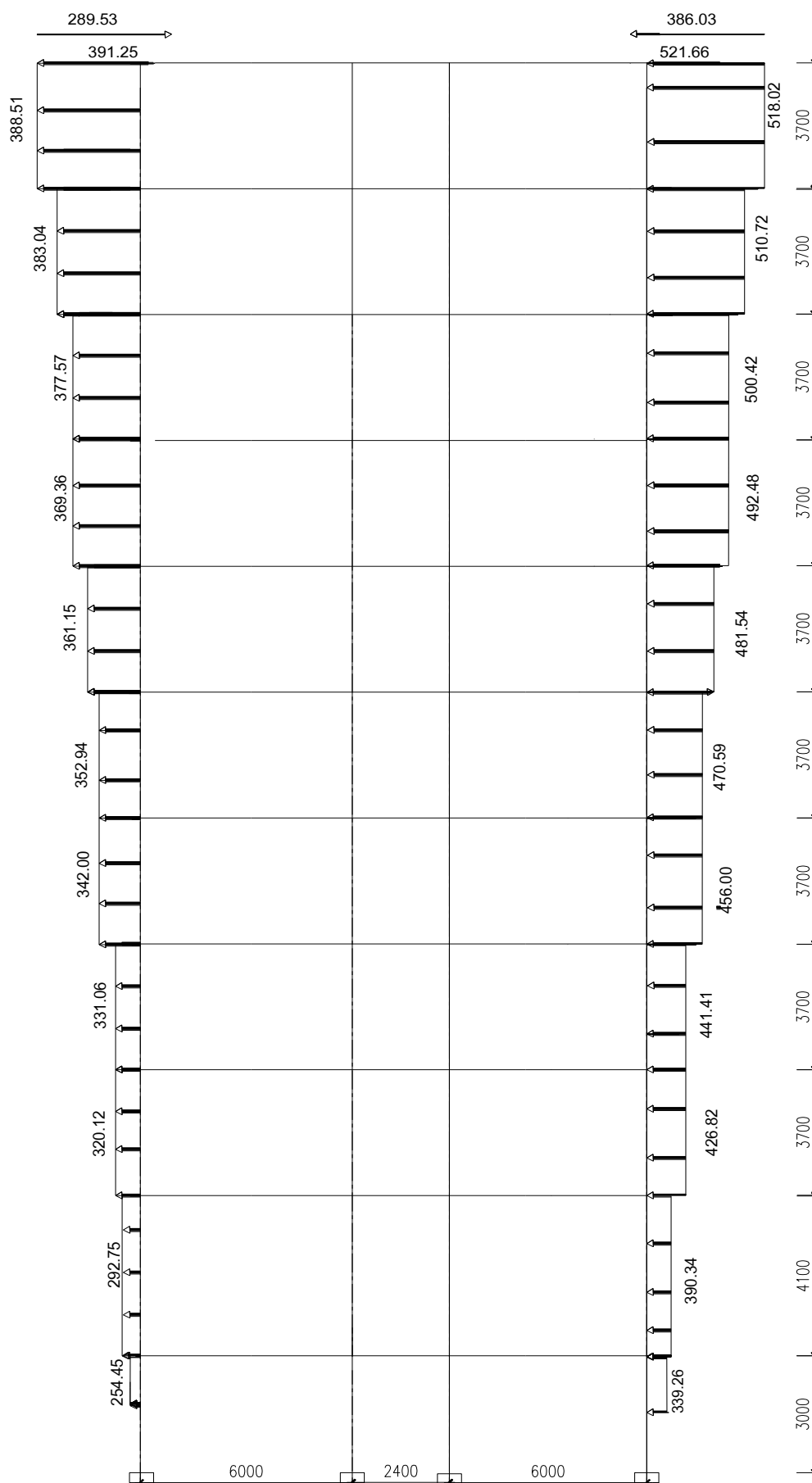
$$J_y = b^3 \times h / 12 = 0.419 (m^4).$$

Giải hệ trên ta có b x h = 1.43 x 1.72 (m).

Đưa sơ đồ tính tải trọng ngang về sơ đồ khung- giằng: gồm hệ khung chịu lực liên kết với vách cứng có tiết diện b x h như trên tại nút khung bằng các khớp cứng vô cùng:



Hình 2-16. SƠ ĐỒ CHẤT TẢI GIÓ TRÁI



Hình 2-17. SƠ ĐỒ CHẤT TẢI GIÓ PHẢI

2.3 TÍNH TOÁN VÀ TỔ HỢP NỘI LỰC.

2.3.1 TÍNH TOÁN NỘI LỰC.

2.3.1.1 Sơ đồ tính toán.

- Sơ đồ tính của công trình là sơ đồ khung phẳng nằm tại mặt đài móng.
- Tiết diện cột và dầm lấy đúng như kích thước sơ bộ
- Trục dầm lấy gần đúng nằm ngang ở mức sàn.
- Trục cột giữa trùng trục nhà ở vị trí các cột để đảm bảo tính chính xác so với mô hình chia tải.

- Chiều dài tính toán của dầm lấy bằng khoảng cách các trục cột tương ứng, chiều dài tính toán các phần tử cột các tầng trên lấy bằng khoảng cách các sàn.

2.3.1.2 Tải trọng.

- Tải trọng tính toán để xác định nội lực bao gồm: tĩnh tải bản thân, hoạt tải sử dụng, tải trọng gió.

- Tĩnh tải được chất theo sơ đồ làm việc thực tế của công trình.
- Hoạt tải chất lệch tầng lệch nhịp.
- Tải trọng gió bao gồm thành phần gió tĩnh theo phương X gồm gió trái và gió phải.

Vậy ta có các trường hợp hợp tải khi đưa vào tính toán như sau:

- + Trường hợp tải 1: Tĩnh tải .
- + Trường hợp tải 2: Hoạt tải sử dụng.
- + Trường hợp tải 3: Gió X trái (dương).
- + Trường hợp tải 4: Gió X phải (âm).

2.3.1.3 Phương pháp tính.

Dùng chương trình SAP2000 để giải nội lực. Kết quả tính toán nội lực xem trong bảng phần phụ lục (chỉ lấy ra kết quả nội lực cần dùng trong tính toán).

2.3.2 TỔ HỢP NỘI LỰC.

Nội lực được tổ hợp với các loại tổ hợp sau: Tổ hợp cơ bản I, Tổ hợp cơ bản II.

- Tổ hợp cơ bản I: gồm nội lực do tĩnh tải với nội lực do một hoạt tải bất lợi nhất.
- Tổ hợp cơ bản II: gồm nội lực do tĩnh tải với ít nhất 2 trường hợp nội lực do hoạt tải và tải trọng gió gây ra với hệ số tổ hợp của tải trọng ngắn hạn là 0,9.

Tổ hợp cơ bản 1

TH1 :TT+HT1

TH2 :TT+HT2

TH3 :TT+GIO PHAI

TH4 :TT+GIO TRAI

Tổ hợp cơ bản 2

TH5 :TT+0.9(HT1+GIO PHAI)

TH6 :TT+0.9(HT1+GIO TRAI)

TH7:TT+0.9(HT2+GIO PHAI)

- TH8:TT+0.9(HT2+GIO TRAI.

Việc tổ hợp sẽ được tiến hành với những tiết diện nguy hiểm nhất đó là: với phần tử cột là tiết diện chân cột và tiết diện đỉnh cột; với tiết diện dầm là tiết diện 2 bên mép dầm, tiết diện chính giữa dầm.(có thêm tiết diện khác nếu có nội lực lớn như tiết diện có tải trọng tập trung). Tại mỗi tiết diện phải chọn được tổ hợp có cặp nội lực nguy hiểm như sau :

- * Đối với cột : +Mmax và Ntu.
 +Mmin và Ntu.
 +Nmax và Mtu.

- * Đối với dầm : Mmax, Mmin và Qmax.

Kết quả tổ hợp nội lực cho các phần tử CỘT và DẦM của khung 6 thể hiện trong bảng tổ hợp (Phụ lục kèm theo)

Chương 3 :Tính Toán Sàn Tầng Điện Hình

Lựa chọn vật liệu:

Bê tông sàn cấp độ bền B20, có $R_b = 11.5\text{MPa}$.

Thép AI : $R_s = 225\text{ MPa}$.

Thép AII: $R_s = 280\text{ MPa}$.

2.4 Tính toán cốt thép ô sàn S1 (6x 4 m).

Nhịp tính toán theo hai phương là:

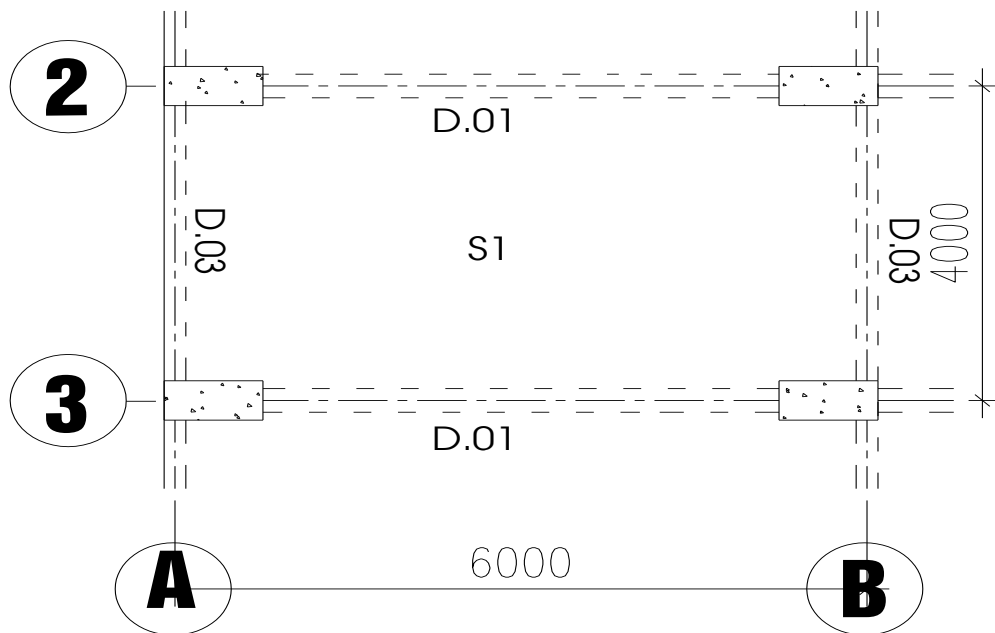
$$l_{02} = 6000 - b/2 - b_t/2 - h_b/2 = 6000 - 220/2 - 220/2 - 120/2 = 5720$$

$$l_{01} = 4000 - 2 \times 110 = 3780\text{mm}$$

*Xét tỷ số:

$$L_{011} = 5.72/3.78 = 1.50 < 2 \text{ Bản làm việc 2 phương}$$

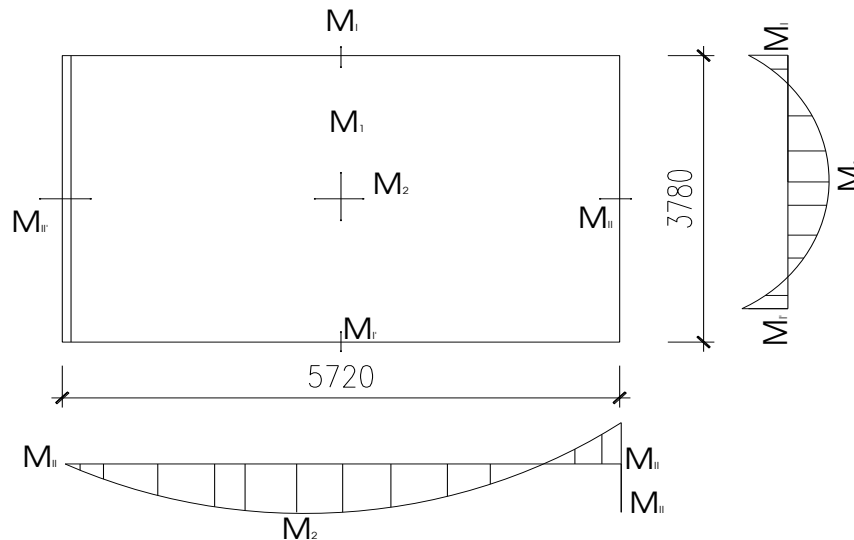
□ xem ô sàn làm việc như bản kê bốn cạnh.



Hình 2-18. kích thước sàn s1

2.4.2 Sơ đồ tính:

Ô sàn 1 được tính theo sơ đồ khớp dẻo với sơ đồ liên kết là bản kê bốn cạnh.



Hình 2-19. Sơ đồ tính toán sàn s1

2.4.3 Tải trọng tính toán.

Vì ô sàn S1 tầng 1 dành cho căng tin và trên ô sàn không có tường nên tải trọng tác dụng lên sàn gồm:

Tĩnh tải sàn : $g^{tt} = 434 \text{ daN/m}^2$.

Hoạt tải sàn : $p^{tt} = 360 \text{ daN/m}^2$

$$\Rightarrow q_b^{tt} = g^{tt} + p^{tt} = 434 + 360 = 794 \text{ daN/m}^2 = 7.94 \text{ KN/m}^2$$

Do một cạnh theo phương l_1 kê tự do nên $M'_{II} = 0$.

Các mômen trong bản quan hệ bởi biểu thức:

$$\begin{aligned} \frac{q l_{01}^2 (3l_{02} - l_{01})}{12} &= \\ &= (2M_1 + M_I + M'_I) l_{02} + (2M_2 + M_{II}) l_{01} \\ \frac{M_1}{M_2} &= 2.5; \dots; \frac{M_I}{M_1} = 1.7; \dots; \frac{M_{II}}{M_2} = 1.5. \end{aligned}$$

Vậy

$$\begin{aligned} \frac{7.94 \times 3.78^2 (3 \times 6.72 - 3.78)}{12} &= 6.72(2M_1 + 1.7M_1 + 1.7M_1) + 3.78(2 \times \frac{M_1}{2.5} + 1.5 \times \frac{M_1}{2.5}) = \\ &= 41.634M_1 \\ \Leftrightarrow M_1 &= 3.723 \text{ KNm/m}; \end{aligned}$$

$$\Rightarrow M_I = M'_I = -1.7 M_1 = -1.7 \times 3.723 = -6.335 \text{ KNm}.$$

$$M_2 = 0.4 M_1 = 0.4 \times 3.723 = 1.489 \text{KNm.}$$

$$M_{II} = M_{II}' = -1.5 M_2 = -1.5 \times 1.489 = -2.234 \text{KNm.}$$

2.4.4 Tính toán cốt thép chịu lực:

2.4.4.1 Tính cốt thép chịu mômen âm $M_I = M_I' = -6.335 \text{KNm}$. (mômen âm tại gối)

Dùng thép loại AI có $R_s = 225 \text{MPa}$.

Sàn dày 12 cm; giả thiết: $a = 2 \text{cm} \Rightarrow h_0 = 12 - 2 = 10 \text{cm}$.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{6.335}{11.5 \times 10^3 \times 1 \times 0.1^2} = 0.055 < \alpha_{pl} = 0.447$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.055}}{2} = 0.97$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{6.335}{225 \times 10^3 \times 0.97 \times 0.1} = 2.9 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 2.9 \text{cm}^2$$

Dùng thép &8 có $f_s = 0.503 \text{cm}^2$, khoảng cách cốt thép tính toán trong 1m dài bản sàn là:

$$s = \frac{l \times f_s}{A_s} = \frac{100 \times 0.503}{2.9} = 17.3 \text{cm}$$

Dùng &8 a120 có $F_s = 0.503 \times 8 = 4.024 \text{cm}^2$

$$\text{Tỉ lệ cốt thép } \mu_t = \frac{A_s}{l \times h_0} \times 100\% = \frac{4.024}{100 \times 10} \times 100\% = 0.402\% > \mu_{\min} = 0.1\%$$

+ Mômen theo phương cạnh dài nhỏ hơn rất nhiều so với mômen tính toán. Do vậy ta đặt cốt thép cho phương còn lại là &8 a200 là thỏa mãn.

2.4.4.2 Tính cốt thép chịu mômen dương theo phương cạnh ngắn (là phương chịu lực chính) $M_I = 3.723 \text{KNm}$. Ta đặt thép &8 a160, theo phương cạnh dài có $M_2 = 1.489 \text{KNm}$. Chọn &8 a200 là thỏa mãn.

2.5 Tính toán cốt thép ô sàn khu vệ sinh S2(2.2x 1.8 m) tầng 3-10.

2.5.1 Số liệu tính toán

Nhịp tính toán theo hai phương là:

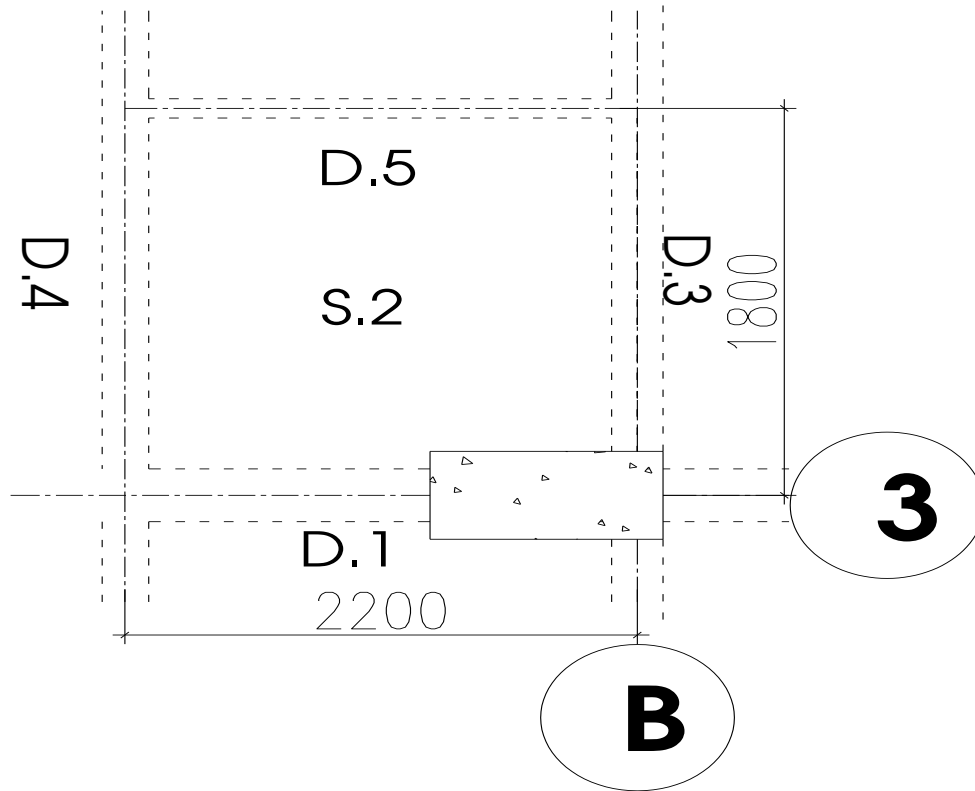
$$l_{02} = l_2 - \frac{b_1}{2} - \frac{b_2}{2} = 2200 - \frac{220}{2} - \frac{200}{2} = 1990 \text{mm}$$

$$l_{01} = l_1 - \frac{b_1}{2} - \frac{b_2}{2} = 1800 - \frac{300}{2} - \frac{110}{2} = 1595 \text{mm}$$

*Xét tỷ số:

$$L_{011} = 1.990/1.595 = 1.25 < 2$$

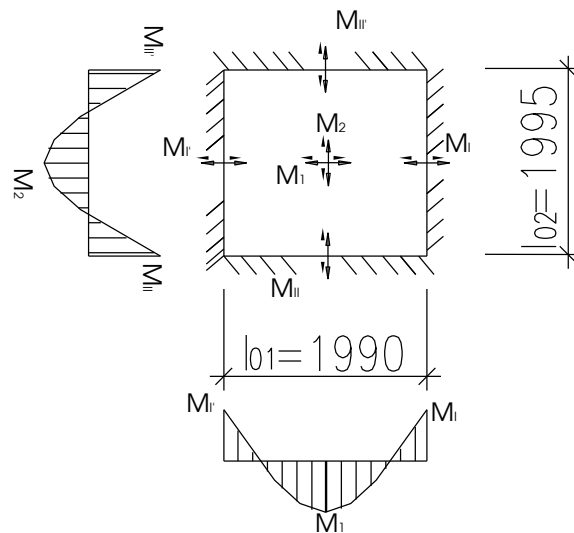
□ ô sàn làm việc như bản kê bốn cạnh.



Hình 2-20. kích thước sàn s2

2.5.2 Sơ đồ tính:

Ô sàn 1 được tính theo sơ đồ đàn hồi với sơ đồ liên kết là bản kê bốn cạnh.



Hình 2-21. Sơ đồ tính toán sàn s2

2.5.3 Tải trọng tính toán.

Tĩnh tải sàn : $g_1^t = 434 daN / m^2$

Tĩnh tải tường tác dụng lên sàn phân
bố đều cho toàn bộ mặt bằng sàn:

$$g_2^{\text{tt}} = \frac{202 \times 2.2 \times 1.1 \times 2.8}{2.2 \times 1.8} = 345.64 \text{ daN} / \text{m}^2$$

Hoạt tải sàn : $p^{\text{tt}} = 240 \text{ daN/m}^2$

$$\Rightarrow q_b^{\text{tt}} = g^{\text{tt}} + p^{\text{tt}} = 434 + 345.64 + 240 = 1019.64 \text{ daN/m}^2 = 10.2 \text{ KN/m}^2 \quad (3-1)$$

Các mômen trong bản quan hệ bởi biểu thức:

$$M_1 = \alpha_1 q l_1 l_2 \quad (3-2)$$

$$M_2 = \alpha_2 q l_1 l_2 \quad (3-3)$$

$$M_I = -\beta_1 q l_1 l_2 \quad (3-4)$$

$$M_{II} = -\beta_2 q l_1 l_2 \quad (3-5)$$

Tra bảng phụ lục 17- Giáo trình bê tông cốt thép ta có:

$$M_1 = \alpha_1 q l_1 l_2 = 0.0207 \times 10.2 \times 1.990 \times 1.595 = 0.67 \text{ KNm}$$

$$M_2 = \alpha_2 q l_1 l_2 = 0.0133 \times 10.2 \times 1.99 \times 1.595 = 0.43 \text{ KNm}$$

$$M_I = -\beta_1 q l_1 l_2 = -0.0473 \times 10.2 \times 1.99 \times 1.595 = -1.53 \text{ KNm}$$

$$M_{II} = -\beta_2 q l_1 l_2 = -0.0303 \times 10.2 \times 1.99 \times 1.595 = -0.98 \text{ KNm}$$

2.5.4 Tính toán cốt thép chịu lực:

2.5.4.1 Tính cốt thép chịu mômen $M_I = M_I' = -0.1.53 \text{ KNm}$. (mômen âm tại gối)

Dùng thép loại AI có $R_s = 225 \text{ MPa}$.

Sàn dày 12 cm; giả thiết: $a = 2 \text{ cm} \Rightarrow h_0 = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{1.53}{11.5 \times 10^3 \times 1 \times 0.1^2} = 0.0133 < \alpha_{pl} = 0.447 \quad (3-6)$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.0133}}{2} = 0.993 \quad (3-7)$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{1.53}{225 \times 10^3 \times 0.993 \times 0.1} = 0.685 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.685 \text{ cm}^2 \quad (3-8)$$

Dùng thép &8 có $f_s = 0.503 \text{ cm}^2$, khoảng cách cốt thép tính toán trong 1m dài bản sàn là:

$$s = \frac{l \times f_s}{A_s} = \frac{100 \times 0.503}{0.685} = 73.43 \text{ cm} \quad (3-9)$$

Dùng &8 a200 có $F_s = 0.503 \times 5 = 2.215 \text{ cm}^2$

$$\begin{aligned} \mu_t &= \frac{A_s}{l \times h_0} \times 100\% = \frac{2.515}{100 \times 10} \times 100\% \\ \text{Tỉ lệ cốt thép} \quad &= 0.2515\% > \mu_{\min} = 0.1\% \end{aligned} \quad (3-10)$$

+ Mômen theo phương cạnh dài nhỏ hơn rất nhiều so với mômen tính toán. Do vậy ta đặt cốt thép cho phương còn lại theo cấu tạo như trên &8 a200 là thỏa mãn.

2.5.4.2 Tính cốt thép chịu mômen dương tính toán (là phương chịu lực chính) $M_1 = 0.67 \text{KNm}$. Đặt thép &8 a200.

Chương 4 : TÍNH THÉP DẦM KHUNG TRỤC 6.

Nội lực tính toán được chọn như trong bảng tổ hợp nội lực. Ở đây ta chọn các nội lực có mômen dương và mômen âm lớn nhất để tính thép dầm.

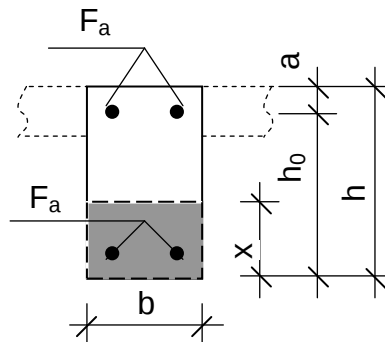
2.6 CƠ SỞ TÍNH TOÁN.

2.6.1 Tính toán với tiết diện chịu mômen âm:

Tính toán theo sơ đồ đàn hồi, với bê tông M#250 có $R_b = 14.5\text{MPa}$. Cốt thép CII có $R_s = 280\text{MPa}$.

Vì cánh nằm trong vùng kéo, Bê tông không được tính cho chịu kéo nên về mặt cường độ ta chỉ tính toán với tiết diện chữ nhật có tiết diện $b \times h$:

Giả thiết chiều dày lớp bảo vệ là a , tính được $h_0 = h - a$.



Hình 2-22. Kích thước vùng chịu momen âm

Tính ξ_R :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008R_b}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008R_b}{1.1}\right)} = \quad (4-1)$$

$$= \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1.1}\right)} = 0.62$$

$$\Rightarrow \alpha_R = \xi_R (1 - 0.5\xi_R) \quad (4-2)$$

Tính giá trị: $\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} \cdot \quad (4-3)$

- Nếu $\xi \leq \xi_R$ thì tra hệ số ζ theo phụ lục hoặc tính toán:

$$\zeta = 0.5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}) \quad (4-4)$$

Diện tích cốt thép cần thiết: $A_s = \frac{M}{R_s \zeta \cdot h_0} \quad (4-5)$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép: $\mu\% = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% \quad (\%) \quad (4-6)$

$$\mu_{\min} = 0.15\% < \mu\% < \mu_{\max} = \alpha_0 \cdot R_b / R_s = 0.58 \times 14.5 / 280 = 3\%$$

Nếu $\mu < \mu_{\min}$ thì giảm kích thước tiết diện rồi tính lại.

Nếu $\mu > \mu_{\max}$ thì tăng kích thước tiết diện rồi tính lại.

Nếu $\xi \leq \xi_R$ thì nên tăng kích thước tiết diện để tính lại. Nếu không tăng kích thước tiết diện thì phải đặt cốt thép chịu nén A_s' và tính toán theo tiết diện đặt cốt kép.

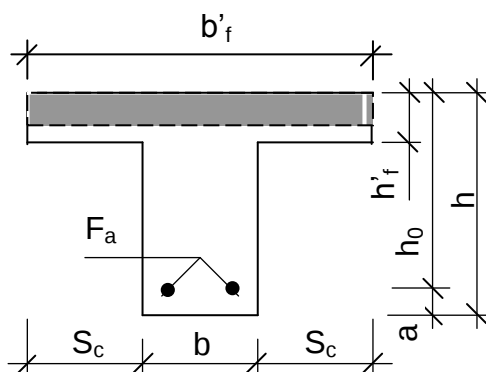
2.6.2 Tính toán với tiết diện chịu mômen dương:

Khi tính toán tiết diện chịu mômen dương. Cánh nằm trong vùng nén, do bản sàn đổ liền khối với dầm nên nó sẽ cùng tham gia chịu lực với sườn. Diện tích vùng bê tông chịu nén tăng thêm so với tiết diện chữ nhật. Vì vậy khi tính toán với mômen dương ta phải tính theo tiết diện chữ T.

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

Trong đó S_c không vượt quá $1/6$ nhịp dầm và không được lớn hơn các giá trị sau:

+ Khi có dầm ngang hoặc khi bề dày của cánh $h_f' \geq 0.1h$ thì S_c không quá nửa khoảng cách thông thuỷ giữa hai dầm dọc.



Hình 2-23. Kích thước vùng chịu momen dương

+ Khi không có dầm ngang, hoặc khi khoảng cách giữa chúng lớn hơn khoảng cách giữa 2 dầm dọc, và khi $h_f' < 0.1h$ thì $S_c \leq 6h_f'$.

+ Khi cánh có dạng công xôn (Dầm độc lập):

$$S_c \leq 6.h_f' \text{ khi } h_f' > 0.1.h$$

$$S_c \leq 3.h_f' \text{ khi } 0.05h < h_f' < 0.1.h$$

Bỏ qua S_c trong tính toán khi $h_f' < 0.05.h$

h_f' - Chiều cao của cánh, lấy bằng chiều dày bản.

Xác định vị trí trục trung hoà:

$$M_f = R_b.b_f'.h_f'.(h_0 - 0.5.h_f')$$

- Nếu $M \leq M_f$ trục trung hoà qua cánh, lúc này tính toán như đối với tiết diện chữ nhật kích thước $b_f'.h$.
- Nếu $M > M_f$ trục trung hoà qua sườn, cần tính cốt thép theo trường hợp vùng nén chữ T.
-

2.7 ÁP DỤNG TÍNH TOÁN:

2.7.1 Tính Thép Dầm B45 Tầng Hầm :

$$M_t^- = -226.41 \text{KNm}, M_g^+ = +101.09 \text{KNm}, M_p^- = -244.15 \text{KNm}$$

2.7.1.1 Tính thép chịu mômen dương:

Kích thước dầm B49: b x h = 30 x 60 cm.

+ Mômen giữa nhịp: M = 101.09 KNm.

Bề rộng cánh đưa vào tính toán: $b'_f = b + 2.S_c$

Trong đó S_c không vượt quá trị số bé nhất trong các giá trị sau:

- $S_c \leq l/6 = 600/6 = 100 \text{cm}$
- $h'_f = 12 \text{cm} \geq 0.1h = 6 \text{cm} \Rightarrow S_c \leq 0.5 \cdot (6.0 - 0.3) = 3.35 \text{m} = 335 \text{cm}$.
- $S_c \leq \frac{1}{6} \cdot 600 = 116.67 \text{cm}$

Vậy lấy $S_c = 100 \text{cm} \Rightarrow b'_f = 30 + 2 \times 116 = 262 \text{cm}$

Giả thiết $a = 3 \text{cm} \Rightarrow h_0 = 60 - 3 = 57 \text{cm}$

Xác định vị trí trục trung hoà:

$$M_f = R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0.5 \cdot h'_f) \quad (4-7)$$

$$= 14.5 \times 10^3 \times 2.62 \times 0.12 \cdot (0.57 - 0.5 \times 0.12) = 2780.868 \text{ (KNm)}.$$

Ta có $M = 103.66 \text{ KNm} < M_f = 2780.868 \text{ KNm}$ nên trục trung hoà đi qua cánh, tính toán theo tiết diện chữ nhật b x h = 262 x 70 cm.

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0.5 \xi_R) = 0.62 (1 - 0.5 \times 0.62) = 0.428$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{101.09}{14.5 \times 10^3 \times 2.62 \times 0.67^2} = 0.0061 < \alpha_R$$

$$\xi = 0.5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) =$$

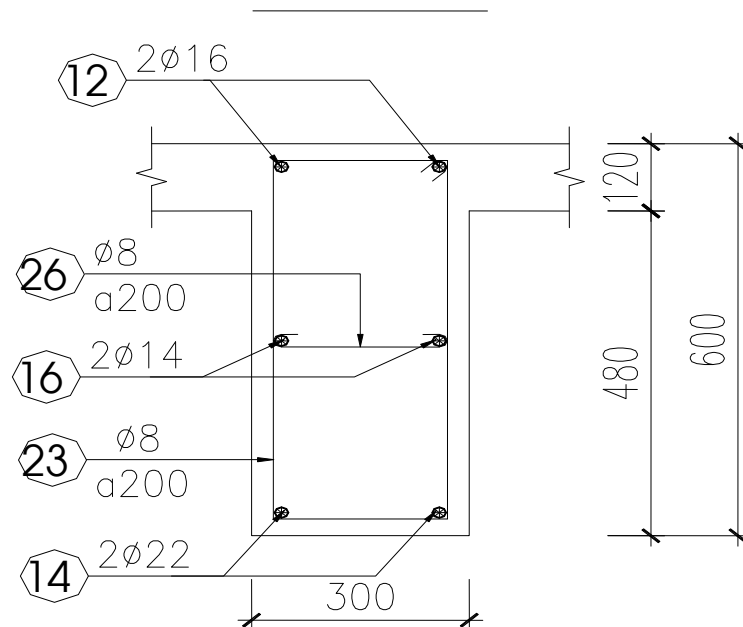
$$= 0.5 (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.0061}) = 0.997$$

Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{103.66}{280 \times 1000 \times 0.997 \times 0.67} =$$

$$= 5.54 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 5.54 \text{ cm}^2$$

Chọn thép: 2&22 có $A_s = 7.6 \text{ cm}^2$



Hình 2-24. BỐ TRÍ THÉP DẦM B45 CHỊU MÔMEN DƯƠNG

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu\% = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{7.6}{30 \times 67} \cdot 100\% = 0.38\% > \mu_{\min} = 0.15\%$$

2.7.1.2 Tính thép chịu mômen âm:

Do đầu trái và đầu phải có giá trị mômen âm gần bằng nhau, do vậy ta chọn giá trị mômen lớn hơn trong hai giá trị ở hai đầu dầm để tính toán cốt thép. Trong trường hợp này cánh của cầu kiện nằm trong

vùng kéo nên tính toán cốt thép theo tiết diện

chữ nhật 30x60cm. $M = -226.41 \text{ KNm}$.

Chọn chiều dày lớp bảo vệ: $a = 3 \text{ cm}$, $h_0 = 60 - 3 = 57 \text{ cm}$.

Ta có:

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0.5 \xi_R) = 0.62 (1 - 0.5 \times 0.62) = 0.428$$

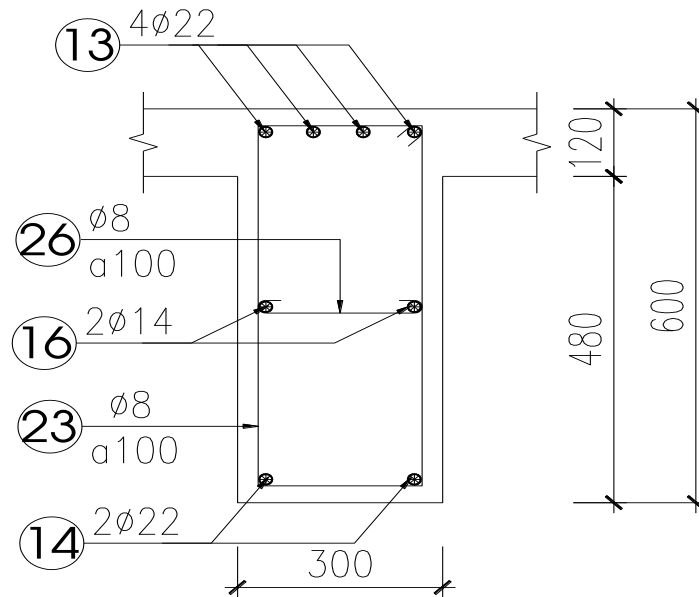
$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{226.41}{14.5 \times 10^3 \times 0.3 \times 0.67^2} = 0.116 < \alpha_R$$

$$\xi = 0.5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = 0.5 (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.116}) = 0.938$$

Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{266.41}{280 \times 1000 \times 0.938 \times 0.67} = 15.14 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 15.14 \text{ cm}^2$$

Chọn thép: 4&22 có $A_s = 15.2 \text{ cm}^2$



Hình 2-25. BỐ TRÍ THÉP DẦM B45 CHỊU MÔMEN ÂM

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu\% = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{15.2}{30 \times 67} \cdot 100\% = 0.76\% > \mu_{\min} = 0.15\%$$

2.7.1.3 Tính toán cốt đai cho dầm.

Để đơn giản trong thi công, ta tính toán cốt đai cho dầm có lực cắt lớn nhất và bố trí tương tự cho các dầm còn lại.

Dựa vào bảng tổ hợp nội lực, lực cắt lớn nhất trong các dầm: $Q_{\max} = 177.38 \text{KN}$.

- Kiểm tra khả năng chịu ứng suất nén chính: $Q_{\max} \leq 0.3 \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$ (4-8)

Trong đó: φ_{w1} - Xét đến ảnh hưởng của cốt đai đặt vuông góc với trục cầu kiện, xác

định theo công thức: $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1.3$. (4-9)

$$\text{Ở đây: } \alpha = \frac{E_s}{E_b}; \quad \mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} \quad (4-10)$$

A_{sw} - Diện tích tiết diện ngang của các nhánh đai đặt trong một mặt phẳng vuông góc với trục cầu kiện và cắt qua tiết diện nghiêng.

b- chiều rộng của tiết diện chữ nhật.

s- khoảng cách giữa các cốt đai theo chiều dọc cầu kiện.

φ_{b1} - Hệ số khả năng phân phối lại nội lực của các cầu kiện bê tông khác nhau:

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b. \quad (4-11)$$

$\beta = 0.01$ đối với bê tông nặng và hạt nhỏ.

Chọn cốt đai $\varnothing 8$, 2 nhánh, diện tích một lớp cốt đai là: $A_{sw} = 2 \times 50.3 = 100.6 \text{ mm}^2$

Có khoảng cách $S = 100 \text{ mm}$.

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{2 \times 50.3}{300 \times 100} = 0.00335$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21 \times 10^4}{30 \times 10^3} = 7$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \times 7 \times 0.00126 = 1.044 < 1.3$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0.01 \times 14.5 = 0.855$$

$$\begin{aligned} 0.3 \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 &= 0.3 \times 1.044 \times 0.855 \times 14.5 \times 300 \times 570 = \\ &= 780462 \text{ N} = 780.46 \text{ KN} > Q_{\max} = 177.38 \text{ KN}. \end{aligned}$$

Tính M_b theo công thức:

$$M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 \quad (4-12)$$

$\varphi_f = 0$ – Tiết diện chữ nhật.

$\varphi_n = 0$ – Vì không có lực nén và lực nén.

$\varphi_{b2} = 2$ – Đối với bê tông nặng.

$$\Rightarrow M_b = 2 \times 1 \times 1.05 \times 300 \times 670^2 = 282.81 \times 10^6 \text{ Nmm} = 282.81 \text{ KNm}.$$

Điều kiện cường độ trên tiết diện nghiêng theo lực cắt:

$$Q_{\max} \leq Q_u = Q_b + Q_{sw} \quad (4-13)$$

Trong đó:

Q_b - Lực cắt do bê tông chịu, xác định bằng công thức:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} \quad (4-14)$$

$$Q_{sw} = \sum R_{sw} \cdot A_{sw} = q_{sw} \cdot c = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s} \cdot c \quad (4-15)$$

Với : R_{sw} – Cường độ tính toán của cốt đai (175MPa).

A_{sw} – Diện tích tiết diện ngang của các nhánh cốt đai đặt trong mặt phẳng vuông góc với trục cầu kiện.

s - Khoảng cách giữa các nhánh cốt đai.

Khi đó điều kiện cường độ có thể viết:

$$Q_{\max} \leq Q_u = \frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} + q_{sw} \cdot c \quad (4-16)$$

Theo công thức trên, chiều dài hình chiếu của mặt cắt nghiêng trên trục cầu kiện c tăng lên thì Q_b giảm xuống và Q_{sw} tăng và khả năng chịu lực của cầu kiện có một giá trị cực tiểu tương ứng với một giá trị c nào đó gọi là tiết diện nghiêng nguy hiểm nhất c_0 . Để tìm giá trị c_0 ta chỉ cần triệt tiêu đạo hàm Q_u với biến số c ta được:

$$\frac{dQ_u}{dc} = q_{sw} - \frac{M_b}{c^2} = 0$$

Trong đó: $M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2$

Giải phương trình ta có :

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{282.81}{\frac{175 \times 10^3 \times 2 \times 0.503 \times 10^{-4}}{100 \times 10^{-3}}}} = 1.27m < 2h_0 = 2 \times 0.67 = 1.34m$$

Vậy ta chọn khoảng cách các cốt đai như sau:

+ Hai đầu dầm (khoảng 1/4 nhịp dầm) dùng $\varnothing 8$ S100mm.

+ Phần còn lại dùng $\varnothing 8$ S200mm.

2.7.2 Tính Thép Dầm B48 Tầng 4 :

$$M_l^- = -222.81 \text{ KNm}, M_g^+ = +106.26 \text{ KNm}, M_p^- = 240.24 \text{ KNm}$$

2.7.2.1 Tính thép chịu mômen dương:

Kích thước dầm B48: $b \times h = 30 \times 60 \text{ cm}$.

+ Mômen giữa nhịp: $M = 106.26 \text{ KNm}$.

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

Trong đó S_c không vượt quá trị số bé nhất trong các giá trị sau:

- $S_c \leq l/6 = 600/6 = 100 \text{ cm}$
- $h'_f = 12 \text{ cm} \geq 0.1h = 6 \text{ cm} \Rightarrow S_c \leq 0.5 \cdot (60 - 0.3) = 3.35 \text{ m} = 335 \text{ cm}$.
- $S_c \leq \frac{1}{6} \cdot 600 = 116.67 \text{ cm}$

Vậy lấy $S_c = 100 \text{ cm} \Rightarrow b'_f = 30 + 2 \times 116 = 262 \text{ cm}$

Giả thiết $a = 3 \text{ cm} \Rightarrow h_0 = 60 - 3 = 57 \text{ cm}$

Xác định vị trí trục trung hoà:

$$M_f = R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0.5 \cdot h'_f) \quad (4-7)$$

$$= 14.5 \times 10^3 \times 2.62 \times 0.12 \cdot (0.57 - 0.5 \times 0.12) = 2780.868 \text{ (KNm)}.$$

Ta có $M = 106.26 \text{ KNm} < M_f = 2780.868 \text{ KNm}$ nên trục trung hoà đi qua cánh, tính toán theo tiết diện chữ nhật $b \times h = 262 \times 70 \text{ cm}$.

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0.5 \xi_R) = 0.62 (1 - 0.5 \times 0.62) = 0.428$$

$$\alpha_m = M / R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2 = 106.26 / 14.5 \times 10^3 \times 2.62 \times 0.57^2 = 0.008 < \alpha_R$$

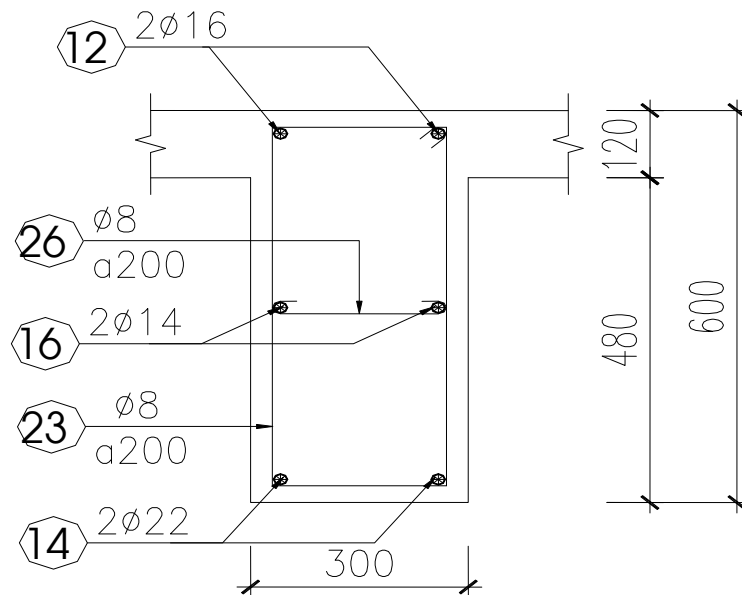
$$\xi = 0.5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) =$$

$$= 0.5 (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.0061}) = 0.997$$

Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = M / R_s \cdot \xi \cdot h_0 = 106.26 / 280 \times 1000 \times 0.997 \cdot 0.57 = 66.79 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 66.79 \text{ cm}^2$$

Chọn thép: 2&22 có $A_s = 7.6 \text{ cm}^2$



Hình 2-26. BỐ TRÍ THÉP DẦM B48 CHỊU MÔMEN DƯƠNG

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu\% = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{7.6}{30 \times 67} \cdot 100\% = 0.38\% > \mu_{\min} = 0.15\%$$

2.7.2.2 Tính thép chịu mômen âm:

Do đầu trái và đầu phải có giá trị mômen âm gần bằng nhau, do vậy ta chọn giá trị mômen lớn hơn trong hai giá trị ở hai đầu dầm để tính toán cốt thép. Trong trường hợp này cánh của cầu kiện nằm trong

vùng kéo nên tính toán cốt thép theo tiết diện

chữ nhật 30x60cm. $M = -222.81 \text{ KNm}$.

Chọn chiều dày lớp bảo vệ: $a = 3 \text{ cm}$, $h_0 = 60 - 3 = 57 \text{ cm}$.

Ta có:

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0.5 \xi_R) = 0.62 (1 - 0.5 \times 0.62) = 0.428$$

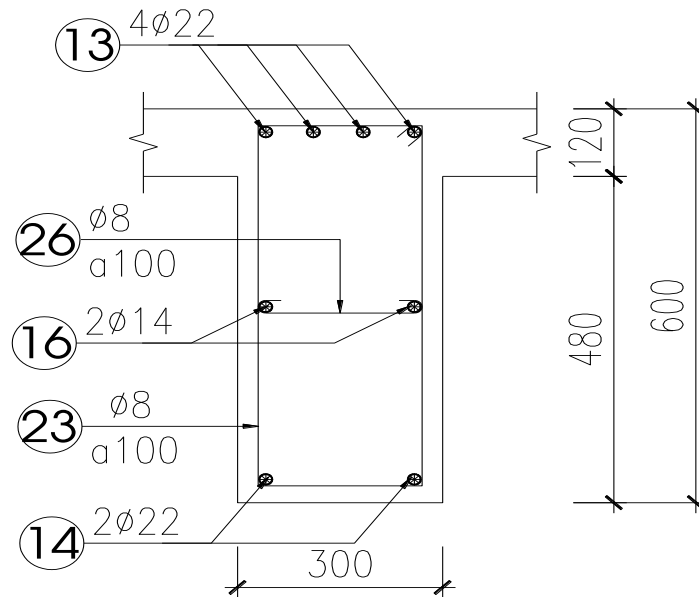
$$\alpha_m = M / R_b \cdot b' \cdot h_0^2 = 222.81 / 14.5 \times 10^3 \times 2.62 \times 0.57^2 = 0.138 < \alpha_R$$

$$\xi = 0.5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = 0.5 (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.116}) = 0.938$$

Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = M / R_s \cdot \xi \cdot h_0 = 228.81 / 280 \times 1000 \times 0.938 \cdot 0.57 = 15.27 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 15.27 \text{ cm}^2$$

Chọn thép: 4φ22 có $A_s = 15.2 \text{ cm}^2$



Hình 2-27. BỐ TRÍ THÉP DẦM B48 CHỊU MÔMEN ÂM

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu\% = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{15.2}{30 \times 67} \cdot 100\% = 0.76\% > \mu_{\min} = 0.15\%$$

2.7.2.3 Tính toán cốt đai cho dầm.

Để đơn giản trong thi công, ta tính toán cốt đai cho dầm có lực cắt lớn nhất và bố trí tương tự cho các dầm còn lại.

Dựa vào bảng tổ hợp nội lực, lực cắt lớn nhất trong các dầm: $Q_{\max} = 177.38 \text{ KN}$.

- Kiểm tra khả năng chịu ứng suất nén chính: $Q_{\max} \leq 0.3 \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$ (4-8)

Trong đó: φ_{w1} - Xét đến ảnh hưởng của cốt đai đặt vuông góc với trục cầu kiện, xác

định theo công thức: $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1.3$. (4-9)

$$\text{Ở đây: } \alpha = \frac{E_s}{E_b}; \quad \mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s}. \quad (4-10)$$

A_{sw} - Diện tích tiết diện ngang của các nhánh đai đặt trong một mặt phẳng vuông góc với trục cầu kiện và cắt qua tiết diện nghiêng.

b- chiều rộng của tiết diện chữ nhật.

s- khoảng cách giữa các cốt đai theo chiều dọc cầu kiện.

φ_{b1} - Hệ số khả năng phân phối lại nội lực của các cầu kiện bê tông khác nhau:

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b. \quad (4-11)$$

$\beta = 0.01$ đối với bê tông nặng và hạt nhỏ.

Chọn cốt đai $\varnothing 8$, 2 nhánh, diện tích một lớp cốt đai là: $A_{sw} = 2 \times 50.3 = 100.6 \text{ mm}^2$

Có khoảng cách $S = 100 \text{ mm}$.

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{2 \times 50.3}{300 \times 100} = 0.00335$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21 \times 10^4}{30 \times 10^3} = 7$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \times 7 \times 0.00126 = 1.044 < 1.3$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0.01 \times 14.5 = 0.855$$

$$\begin{aligned} 0.3 \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 &= 0.3 \times 1.044 \times 0.855 \times 14.5 \times 300 \times 570 = \\ &= 780462 \text{ N} = 780.46 \text{ kN} > Q_{\max} = 177.38 \text{ kN}. \end{aligned}$$

Tính M_b theo công thức:

$$M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 \quad (4-12)$$

$\varphi_f = 0$ – Tiết diện chữ nhật.

$\varphi_n = 0$ – Vì không có lực nén và lực nén.

$\varphi_{b2} = 2$ – Đối với bê tông nặng.

$$\Rightarrow M_b = 2 \times 1 \times 1.05 \times 300 \times 670^2 = 282.81 \times 10^6 \text{ Nmm} = 282.81 \text{ kNm}.$$

Điều kiện cường độ trên tiết diện nghiêng theo lực cắt:

$$Q_{\max} \leq Q_u = Q_b + Q_{sw} \quad (4-13)$$

Trong đó:

Q_b - Lực cắt do bê tông chịu, xác định bằng công thức:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} \quad (4-14)$$

$$Q_{sw} = \sum R_{sw} \cdot A_{sw} = q_{sw} \cdot c = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s} \cdot c \quad (4-15)$$

Với : R_{sw} – Cường độ tính toán của cốt đai (175MPa).

A_{sw} – Diện tích tiết diện ngang của các nhánh cốt đai đặt trong mặt phẳng vuông góc với trục cầu kiện.

s - Khoảng cách giữa các nhánh cốt đai.

Khi đó điều kiện cường độ có thể viết:

$$Q_{\max} \leq Q_u = \frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} + q_{sw} \cdot c \quad (4-16)$$

Theo công thức trên, chiều dài hình chiếu của mặt cắt nghiêng trên trục cầu kiện c tăng lên thì Q_b giảm xuống và Q_{sw} tăng và khả năng chịu lực của cầu kiện có một giá trị cực tiểu tương ứng với một giá trị c nào đó gọi là tiết diện nghiêng nguy hiểm nhất c_0 . Để tìm giá trị c_0 ta chỉ cần triệt tiêu đạo hàm Q_u với biến số c ta được:

$$\frac{dQ_u}{dc} = q_{sw} - \frac{M_b}{c^2} = 0$$

Trong đó: $M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2$

Giải phương trình ta có :

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{282.81}{\frac{175 \times 10^3 \times 2 \times 0.503 \times 10^{-4}}{100 \times 10^{-3}}}} = 1.27m < 2h_0 = 2 \times 0.67 = 1.34m$$

Vậy ta chọn khoảng cách các cốt đai như sau:

+ Hai đầu dầm (khoảng 1/4 nhịp dầm) dùng $\varnothing 8$ S100mm.

+ Phần còn lại dùng $\varnothing 8$ S200mm.

2.7.3 Tính Thép Dầm B56 Tầng Hầm:

$$M_t^- = -40.32KNm; M_t^+ = +11.77KNm; M_g^+ = +5.11KNm;$$

$$M_p^- = -36.69KNm; M_p^+ = +14.72KNm$$

2.7.3.1 Tính thép chịu mômen dương:

Kích thước dầm B56: $b \times h = 30 \times 50$ cm.

+ Vì nhịp dầm bé nhưng mômen dương hai đầu dầm lại có giá trị lớn hơn giữa dầm nên ta tính toán thép theo mômen dương lớn nhất và bố trí cho cả dầm. M^+ lớn nhất là: $M^+ = 14.72KNm$.

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

Trong đó S_c không vượt quá trị số bé nhất trong các giá trị sau:

- $S_c \leq l/6 = 240/6 = 40cm$
- $h'_f = 12cm \geq 0.1h = 4cm \Rightarrow S_c \leq 0.5 \times (4.0 - 0.3) = 0.5m = 50cm$.
- $S_c \leq \frac{1}{6} \cdot 240 = 40cm$

Vậy lấy $S_c = 40cm \Rightarrow b'_f = 30 + 2 \times 40 = 110$ cm

Giả thiết $a = 3cm \Rightarrow h_0 = 50 - 3 = 47$ cm

Xác định vị trí trục trung hoà:

$$M_f = R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - 0.5 \cdot h'_f)$$

$$= 14.5 \times 10^3 \times 1.1 \times 0.12 \times (0.47 - 0.5 \times 0.12) = 593.34 (KNm).$$

Ta có $M = 14.72 KNm < M_f = 593.34KNm$ nên trục trung hoà đi qua cánh, tính toán theo tiết diện chữ nhật $b \times h = 110 \times 50cm$.

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0.5 \xi_R) = 0.62 (1 - 0.5 \times 0.62) = 0.428$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2} = \frac{14.72}{14.5 \times 10^3 \times 1.10 \times 0.47^2} = 0.0067 < \alpha_R$$

$$\xi = 0.5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = 0.5 (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.0067}) = 0.997$$

Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{14.72}{280 \times 1000 \times 0.997 \times 0.47} = 1.43 \times 10^{-4} m^2 = 1.43 cm^2$$

Chọn thép: 2&18 có $A_s = 4.02 cm^2$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu\% = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{4.02}{30 \times 47} \cdot 100\% = 0.36\% > \mu_{\min} = 0.15\%$$

2.7.3.2 Tính thép chịu mômen âm:

Do đầu trái và đầu phải có giá trị mômen âm gần bằng nhau, do vậy ta chọn giá trị mômen lớn hơn trong hai giá trị ở hai đầu dầm để tính toán cốt thép. Trong trường hợp này cánh của cầu kiện nằm trong vùng

kéo nên tính toán cốt thép theo tiết diện chữ

nhật 30x50cm. $M = -40.32 \text{KNm}$.

Chọn chiều dày lớp bảo vệ: $a = 3 \text{cm}$, $h_0 = 50 - 3 = 47 \text{cm}$.

Ta có:

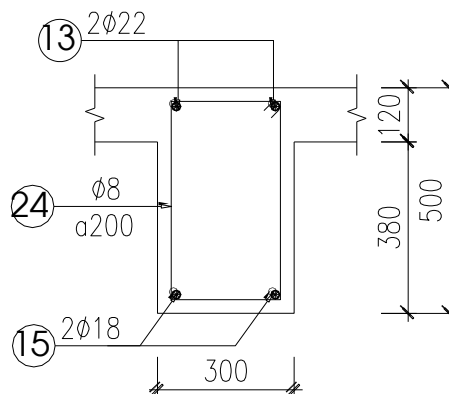
$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0.5 \xi_R) = 0.62 (1 - 0.5 \times 0.62) = 0.428$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{40.32}{14.5 \times 10^3 \times 0.3 \times 0.37^2} = 0.068 < \alpha_R$$

$$\xi = 0.5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = 0.5 (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.068}) = 0.965$$

$$\text{Diện tích cốt thép cần thiết: } A_s = \frac{M}{R_s \xi \cdot h_0} = \frac{40.32}{280 \times 1000 \times 0.965 \times 0.37} = 4.03 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 4.03 \text{cm}^2$$

Chọn thép: 2&22 có $A_s = 7.6 \text{cm}^2$



Hình 2-28. BỐ TRÍ THÉP DẦM B56 CHỊU MOMEN ÂM

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu\% = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{7.6}{30 \times 47} \cdot 100\% = 0.6\% > \mu_{\min} = 0.15\%$$

2.7.3.3 Tính toán cốt đai cho dầm.

Dựa vào bảng tổ hợp nội lực, lực cắt lớn nhất trong các dầm nhịp 2.4m:

$$Q_{\max} = 64.95 \text{KN}.$$

- Kiểm tra khả năng chịu ứng suất nén chính: $Q_{\max} \leq 0.3 \cdot \phi_{w1} \cdot \phi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$

Trong đó: φ_{w1} - Xét đến ảnh hưởng của cốt đai đặt vuông góc với trục cầu kiện, xác định theo công thức: $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1.3$.

$$\text{Ở đây: } \alpha = \frac{E_s}{E_b}; \quad \mu_w = \frac{A_{sw}}{b.s}.$$

A_{sw} - Diện tích tiết diện ngang của các nhánh đai đặt trong một mặt phẳng vuông góc với trục cầu kiện và cắt qua tiết diện nghiêng.

b- chiều rộng của tiết diện chữ nhật.

s- khoảng cách giữa các cốt đai theo chiều dọc cầu kiện.

φ_{b1} - Hệ số khả năng phân phối lại nội lực của các cầu kiện bê tông khác nhau:

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b.$$

$\beta = 0.01$ đối với bê tông nặng và hạt nhỏ.

Chọn cốt đai $\varnothing 6$, 2 nhánh, diện tích một lớp cốt đai là: $A_{sw} = 2 \times 28.3 = 56.6 \text{ mm}^2$

Có khoảng cách $S = 100 \text{ mm}$.

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b.s} = \frac{2 \times 28.3}{300 \times 100} = 0.00188$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21 \times 10^4}{30 \times 10^3} = 7$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \times 7 \times 0.00188 = 1.044 < 1.3$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0.01 \times 14.5 = 0.855$$

$$0.3 \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0.3 \times 1.044 \times 0.855 \times 14.5 \times 300 \times 70 = 431001 \text{ N} = 431 \text{ KN} > Q_{\max} = 64.95 \text{ KN}.$$

Tính M_b theo công thức:

$$M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2$$

$\varphi_f = 0$ – Tiết diện chữ nhật.

$\varphi_n = 0$ – Vì không có lực nén và lực nén.

$\varphi_{b2} = 2$ - Đối với bê tông nặng.

$$\Rightarrow M_b = 2 \times 1 \times 1.05 \times 300 \times 470^2 = 86.247 \times 10^6 \text{ Nmm} = 86.247 \text{ KNm}.$$

Điều kiện cường độ trên tiết diện nghiêng theo lực cắt:

$$Q_{\max} \leq Q_u = Q_b + Q_{sw}$$

Trong đó:

Q_b - Lực cắt do bê tông chịu, xác định bằng công thức:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c}$$

$$Q_{sw} = \sum R_{sw} \cdot A_{sw} = q_{sw} \cdot c = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s} \cdot c$$

Với : R_{sw} – Cường độ tính toán của cốt đai (175MPa).

A_{sw} – Diện tích tiết diện ngang của các nhánh cốt đai đặt trong mặt

phẳng vuông góc với trục cầu kiện.

s - Khoảng cách giữa các nhánh cốt đai.

Khi đó điều kiện cường độ có thể viết:

$$Q_{\max} \leq Q_u = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}.b.h_0^2}{c} + q_{sw}.c$$

Theo công thức trên, chiều dài hình chiếu của mặt cắt nghiêng trên trục cầu kiện c tăng lên thì Q_b giảm xuống và Q_{sw} tăng và khả năng chịu lực của cầu kiện có một giá trị cực tiểu tương ứng với một giá trị c nào đó gọi là tiết diện nghiêng nguy hiểm nhất c_0 . Để tìm giá trị c_0 ta chỉ cần triệt tiêu đạo hàm Q_u với biến số c ta được:

$$\frac{dQ_u}{dc} = q_{sw} - \frac{M_b}{c_0^2} = 0$$

$$\text{Trong đó: } M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt}.b.h_0^2$$

Giải phương trình ta có :

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{86.247}{\frac{175 \times 10^3 \times 2 \times 0.283 \times 10^{-4}}{100 \times 10^{-3}}}} = 0.933m < 2h_0 = 2 \times 0.67 = 1.34m$$

Vậy ta chọn khoảng cách các cốt đai như sau:

+ Hai đầu dầm (khoảng 1/4 nhịp dầm) dùng $\varnothing 8$ S100mm.

+ Phần còn lại dùng $\varnothing 8$ S200mm.

2.7.4 - Tính Thép Dầm B58 Tầng 3:

$$M_t^- = -40.29 \text{ KNm}, M_t^+ = 10.99 \text{ KNm}, M_g^+ = 5.02 \text{ KNm}, M_p^- = -35.85 \text{ KNm}$$

$$M_p^+ = 15.00 \text{ KNm.}$$

2.7.4.1 Tính thép chịu mômen dương:

Kích thước dầm B58: $b \times h = 30 \times 50 \text{ cm}$.

+ Vì nhịp dầm bé nhưng mômen dương hai đầu dầm lại có giá trị lớn hơn giữa dầm nên ta tính toán thép theo mômen dương lớn nhất và bố trí cho cả dầm. M^+ lớn nhất là: $M^+ = 14.72 \text{ KNm}$.

Bề rộng cánh đưa vào tính toán: $b'_f = b + 2.S_c$

Trong đó S_c không vượt quá trị số bé nhất trong các giá trị sau:

- $S_c \leq l/6 = 240/6 = 40 \text{ cm}$
- $h'_f = 12 \text{ cm} \geq 0.1h = 4 \text{ cm} \Rightarrow S_c \leq 0.5 \times (4.0 - 0.3) = 0.5 \text{ m} = 50 \text{ cm}$.
- $S_c \leq \frac{1}{6} \cdot 240 = 40 \text{ cm}$

Vậy lấy $S_c = 40 \text{ cm} \Rightarrow b'_f = 30 + 2 \times 40 = 110 \text{ cm}$

Giả thiết $a = 3 \text{ cm} \Rightarrow h_0 = 50 - 3 = 47 \text{ cm}$

Xác định vị trí trục trung hoà:

$$M_f = R_b.b'_f.h'_f.(h_0 - 0.5.h'_f)$$

$$= 14.5 \times 10^3 \times 1.1 \times 0.12 \times (0.47 - 0.5 \times 0.12) = 593.34 \text{ (KNm)}.$$

Ta có $M = 15.00 \text{ KNm} < M_f = 593.34 \text{ KNm}$ nên trục trung hoà đi qua cánh, tính toán theo tiết diện chữ nhật $b \times h = 110 \times 50 \text{ cm}$.

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0.5\xi_R) = 0.62(1 - 0.5 \times 0.62) = 0.428$$

$$\alpha_m = M / R_b \cdot b \cdot \xi_R \cdot h_0^2 = 15.00 / 14.5 \times 10^3 \times 1.10 \times 0.47^2 = 0.0043 < \alpha_R$$

$$\xi = 0.5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0.978$$

Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = M / R_s \cdot \xi \cdot h_0 = 15.00 / 280 \times 1000 \times 0.978 \cdot 0.47 = 1.16 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.16 \text{ cm}^2$$

Chọn thép: 2&18 có $A_s = 4.02 \text{ cm}^2$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu \% = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{4.02}{30 \times 47} \cdot 100\% = 0.36\% > \mu_{\min} = 0.15\%$$

2.7.4.2 Tính thép chịu mômen âm:

Do đầu trái và đầu phải có giá trị mômen âm gần bằng nhau, do vậy ta chọn giá trị mômen lớn hơn trong hai giá trị ở hai đầu dầm để tính toán cốt thép. Trong trường hợp này cánh của cầu kiện nằm trong vùng

kéo nên tính toán cốt thép theo tiết diện chữ

nhật 30x50cm. $M = -40.29 \text{ KNm}$.

Chọn chiều dày lớp bảo vệ: $a = 3 \text{ cm}$, $h_0 = 50 - 3 = 47 \text{ cm}$.

Ta có:

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0.5\xi_R) = 0.62(1 - 0.5 \times 0.62) = 0.428$$

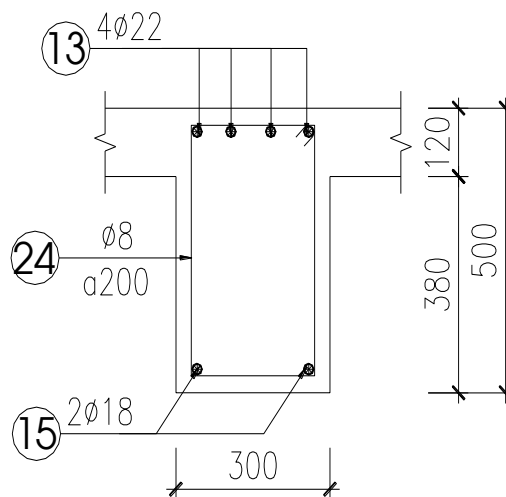
$$\alpha_m = M / R_b \cdot b \cdot h_0^2 = -40.29 / 14.5 \times 10^3 \times 0.3 \times 0.47^2 = 0.042 < \alpha_R$$

$$\xi = 0.5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0.978$$

Diện tích cốt thép cần thiết:

$$A_s = M / R_s \cdot \xi \cdot h_0 = -40.29 / 280 \times 1000 \times 0.978 \cdot 0.47 = 3.13 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.13 \text{ cm}^2$$

Chọn thép: 4&22 có $A_s = 7.6$



Hình 2-29. BỐ TRÍ THÉP DẦM B58 CHỊU MOMEN ÂM

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu\% = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{7.6}{30 \times 47} \cdot 100\% = 0.6\% > \mu_{\min} = 0.15\%$$

2.7.4.3 Tính toán cốt đai cho dầm.

Dựa vào bảng tổ hợp nội lực, lực cắt lớn nhất trong các dầm nhịp 2.4m:

$$Q_{\max} = 64.95 \text{ KN.}$$

- Kiểm tra khả năng chịu ứng suất nén chính : $Q_{\max} \leq 0.3 \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$

Trong đó: φ_{w1} - Xét đến ảnh hưởng của cốt đai đặt vuông góc với trục cầu kiện, xác định theo công thức: $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1.3$.

$$\text{Ở đây: } \alpha = \frac{E_s}{E_b}; \quad \mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s}.$$

A_{sw} - Diện tích tiết diện ngang của các nhánh đai đặt trong một mặt phẳng vuông góc với trục cầu kiện và cắt qua tiết diện nghiêng.

b- chiều rộng của tiết diện chữ nhật.

s- khoảng cách giữa các cốt đai theo chiều dọc cầu kiện.

φ_{b1} - Hệ số khả năng phân phối lại nội lực của các cầu kiện bê tông khác nhau:

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b.$$

$\beta = 0.01$ đối với bê tông nặng và hạt nhỏ.

Chọn cốt đai $\varnothing 6$, 2 nhánh, diện tích một lớp cốt đai là: $A_{sw} = 2 \times 28.3 = 56.6 \text{ mm}^2$

Có khoảng cách $S = 100 \text{ mm}$.

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s} = \frac{2 \times 28.3}{300 \times 100} = 0.00188$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21 \times 10^4}{30 \times 10^3} = 7$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \times 7 \times 0.00188 = 1.044 < 1.3$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0.01 \times 14.5 = 0.855$$

$$\begin{aligned} 0.3 \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 &= 0.3 \times 1.044 \times 0.855 \times 14.5 \times 300 \times 70 = \\ &= 431001 \text{ N} = 431 \text{ KN} > Q_{\max} = 64.95 \text{ KN.} \end{aligned}$$

Tính M_b theo công thức:

$$M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2$$

$\varphi_f = 0$ – Tiết diện chữ nhật.

$\varphi_n = 0$ – Vì không có lực nén và lực nén.

$\varphi_{b2} = 2$ - Đối với bê tông nặng.

$$\Rightarrow M_b = 2 \times 1 \times 1.05 \times 300 \times 470^2 = 86.247 \times 10^6 \text{ Nmm} = 86.247 \text{ KNm.}$$

Điều kiện cường độ trên tiết diện nghiêng theo lực cắt:

$$Q_{\max} \leq Q_u = Q_b + Q_{sw}$$

Trong đó:

Q_b - Lực cắt do bê tông chịu, xác định bằng công thức:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}.b.h_0^2}{c}$$

$$Q_{sw} = \sum R_{sw}.A_{sw} = q_{sw}.c = \frac{R_{sw}.A_{sw}}{s}.c$$

Với : R_{sw} – Cường độ tính toán của cốt đai (175MPa).

A_{sw} – Diện tích tiết diện ngang của các nhánh cốt đai đặt trong mặt phẳng vuông góc với trục cầu kiện.

s - Khoảng cách giữa các nhánh cốt đai.

Khi đó điều kiện cường độ có thể viết:

$$Q_{\max} \leq Q_u = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}.b.h_0^2}{c} + q_{sw}.c$$

Theo công thức trên, chiều dài hình chiếu của mặt cắt nghiêng trên trục cầu kiện c tăng lên thì Q_b giảm xuống và Q_{sw} tăng và khả năng chịu lực của cầu kiện có một giá trị cực tiểu tương ứng với một giá trị c nào đó gọi là tiết diện nghiêng nguy hiểm nhất c_0 . Để tìm giá trị c_0 ta chỉ cần triệt tiêu đạo hàm Q_u với biến số c ta được:

$$\frac{dQ_u}{dc} = q_{sw} - \frac{M_b}{c_0^2} = 0$$

$$\text{Trong đó: } M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt}.b.h_0^2$$

Giải phương trình ta có :

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{86.247}{\frac{175 \times 10^3 \times 2 \times 0.283 \times 10^{-4}}{100 \times 10^{-3}}}} = 0.933m < 2h_0 = 2 \times 0.67 = 1.34m$$

Vậy ta chọn khoảng cách các cốt đai như sau:

+ Hai đầu dầm (khoảng 1/4 nhịp dầm) dùng $\varnothing 8$ S100mm.

+ Phần còn lại dùng $\varnothing 8$ S200mm.

+ Tính thép dầm còn lại:

Các dầm còn lại được tính toán và lập thành bảng trình bày trong phụ lục.

Cốt đai của các dầm còn lại bố trí như dầm tầng hầm đã tính toán ở trên vì lực cắt lớn nhất trong các dầm của các tầng thay đổi không đáng

Chương 3 TÍNH THÉP CỘT KHUNG TRỤC 6.

Nhận xét: Kết cấu nhà có mặt bằng đối xứng, làm việc theo phương ngang nhà, cột làm việc theo phương x, nén đúng tâm theo phương x và chịu nén lệch tâm theo phương y.

Ở đây, phương pháp tính toán cốt thép cột chịu nén lệch tâm sẽ được tính toán theo giáo trình “KẾT CẤU BÊTÔNG CỐT THÉP” của Gs. Ts Ngô Thế Phong, Gs. Ts Nguyễn Đình Cống và Pgs. Ts Phan Quang Minh. Việc thiết kế cấu kiện bê tông cốt thép theo tiêu chuẩn TCVN 356 – 2005.

3.1 Lý thuyết tính toán:

3.1.1 Số liệu tính toán.

Kích thước tiết diện cột là $b \times h$, chiều dài tính toán $l_0 = \psi l$ (ψ - hệ số phụ thuộc vào liên kết của cấu kiện). Tính toán dùng cặp nội lực M, N trong đó: $M = \text{Max}\{|M_{\text{max}}|, |M_{\text{min}}|\}$ và $N = N_{\text{tu}}$.

Từ cấp bê tông và nhóm cốt thép tra các số liệu $E_b, R_b, R_s, R_{sc}, E_s$ (chú ý đến hệ số làm việc của cấu kiện η) Ta tra được giá trị ξ_R . Giả thiết chiều dày lớp bảo vệ a, a' để tính $h_0 = h - a, Z_a = h_0 - a'$ - xác định độ lệch tâm ngẫu nhiên E_a . Tính $e_1 = M/N$. và e_0 .

Với cấu kiện của kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1, e_a\}$.

Với cấu kiện của kết cấu tĩnh định: $e_0 = e_1 + e_a$.

$$\text{Trong đó : } e_a \geq \left\{ \frac{1}{600} l; \frac{1}{30} h \right\}$$

3.1.2 Tính toán cốt thép chịu lực:

Xét ảnh hưởng của uốn dọc: Khi $l_0/h \leq 8$ lấy $\eta = 1$. Khi $l_0/h > 8$ cần xác định lực dọc tới hạn N_{cr} để tính η .

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (5-1)$$

Với cấu kiện bê tông cốt thép, theo tiêu chuẩn thiết kế TCXDVN 356-2005:

$$N_{cr} = \frac{6.4 E_b}{l_0^2} \left(\frac{SI}{\varphi_l} + \alpha I_s \right) \quad (5-2)$$

Trong đó: l_0 – Chiều dài tính toán của cấu kiện.

E_b – Mô đun đàn hồi của bê tông.

I – Mô men quán tính của tiết diện lấy đối với trục qua trọng tâm và vuông góc với mặt phẳng uốn.

I_s – Mô men quán tính của diện tích tiết diện cốt thép dọc chịu lực lấy với trục đã nêu.

$\alpha = E_b/E_s$ với E_s – Mô đun đàn hồi của cốt thép.

S - Hệ số kể đến độ lệch tâm.

$$S = \frac{0.11}{0.1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0.1 \quad (5-3)$$

δ_e - lấy theo quy định sau: $\delta_e = \max\{e_0/h; \delta_{\min}\}$.

$$\delta_{\min} = 0.5 - 0.01 \frac{l_0}{h} - 0.01 R_b.$$

φ_p - Hệ số xét đến ảnh hưởng của cốt thép căng ứng lực trước.

Với bê tông thường thì lấy $\varphi_p = 1$.

$\varphi_l \geq 1$ - Hệ số xét đến ảnh hưởng của tải trọng dài hạn.

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{dh} + N_{dh} \cdot y}{M + N \cdot y} \leq 1 + \beta \quad (5-4)$$

y - khoảng cách từ trọng tâm tiết diện đến mép chịu kéo.

Với tiết diện chữ nhật: $y = 0.5h$.

β - hệ số phụ thuộc vào loại bê tông.

Với bê tông nặng $\beta = 1$.

Cần giả thiết cốt thép để tính I_s . Thông thường giả thiết tỉ lệ cốt thép μ_t trong đó:

$\mu_0 \leq \mu_t \leq \mu_{\max}$. (Để đảm bảo sự làm việc chung giữa thép và bê tông thường lấy: $\mu_{\max} = 6\%$).

Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép phần chịu kéo đến lực dọc là: $e = \eta e_0 - a + h/2$.

Công thức tính toán N_{cr} trên đã kể đến nhiều yếu tố ảnh hưởng nhưng việc tính toán khá phức tạp, có thể tính toán theo công thức thực nghiệm đơn giản hơn do Gs. Nguyễn Đình Cống đề xuất:

$$N_{cr} = \frac{2.5\theta E_b I}{l_0^2} \quad (5-5)$$

Trong đó: θ - Hệ số kể đến độ lệch tâm:

$$\theta = \frac{0.2e_0 + 1.05h}{1.5e_0 + h} \quad (5-6)$$

- Xác định sơ bộ chiều cao vùng nén x_1 :

Khi dùng cốt thép có $R_s = R_{sc}$.

Giả thiết điều kiện $2a' \leq x \leq \xi_R h_0$ được thỏa mãn. Đặt $x = x_1 = \frac{N}{R_b b}$.

- Các trường hợp tính toán:

+ Trường hợp 1: Khi $2a' \leq x \leq \xi_R h_0$ đúng với giả thiết, ta tính được:

$$A'_s = \frac{N \left(e + \frac{x}{2} - h_0 \right)}{R_{sc} Z_a} \quad (5-7)$$

+ Trường hợp 2: Khi $x_1 < 2a'$, giả thiết trên không đúng, không thể dùng x_1 ,

Ta tính được:

$$A_s = \frac{Ne'}{R_s Z_a} = \frac{N e - Z_a}{R_s Z_a} \quad (5-8)$$

+ Trường hợp 3: $x_1 > \xi_R h_0$, giả thiết trên không đúng, có trường hợp nén lệch tâm bé. Tính lại x và rút ra công thức tính A_s .

-Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\text{Đặt } \mu_t \% = \frac{100 A_{st}}{A_b} \quad \text{với } A_{st} = A_s + A_s', \quad A_b = bh_0. \quad (5-9)$$

Hạn chế tỷ lệ cốt thép : $0.1 \% \leq \mu_t \leq \mu_{\max} = 6 \%$.

-Tính toán cốt thép dọc cấu tạo:

Với cấu kiện nén lệch tâm, khi $h > 500\text{mm}$, cốt thép đặt tập trung theo cạnh b thì phải đặt cốt dọc cấu tạo để chịu ứng suất bê tông sinh ra do co ngót, do nhiệt độ thay đổi và cũng giữ ổn định cho nhánh cốt đai quá dài. Cốt thép cấu tạo không tham gia tính toán khả năng chịu lực, có đường kính $\Phi \geq 12$, có khoảng cách theo phương cạnh h $S_0 \leq 500\text{mm}$.

-Tính toán cốt thép ngang:

Trong khung buộc, cốt thép ngang là những cốt đai. Chúng có tác dụng giữ vị trí cốt thép dọc khi thi công. Giữ ổn định cốt thép dọc chịu nén. Trong trường hợp khi cấu kiện chịu cắt lớn thì cốt đai tham gia chịu cắt.

Đường kính cốt đai: $\Phi_d \geq 1/4 \Phi_{\max}$ và 5mm .

Khoảng cách đai: $a_d \leq k \Phi_{\min}$ và a_0 .

Khi $R_{sc} \leq 400 \text{ MPa}$, lấy $k = 15$ và $a_0 = 500\text{mm}$;

Khi $R_{sc} > 400 \text{ MPa}$, lấy $k = 12$ và $a_0 = 400\text{mm}$;

Nếu tỷ lệ cốt thép dọc $\mu' > 1.5\%$ cũng như khi toàn bộ tiết diện chịu nén mà $\mu_t > 3\%$ thì $k = 10$ và $a_0 = 300\text{mm}$.

Trong đoạn nối chồng thép dọc, khoảng cách $a_d \leq 10\Phi$.

3.2 Tính toán và bố trí cốt thép cột khung 6:

Cột sẽ được tính toán cho 3 cặp nội lực nguy hiểm nói trên. Sau đó, chọn thép và bố trí theo diện tích thép tính toán lớn nhất.

Đối với mỗi 3 tầng thay đổi tiết diện cốt thép cho cột. Như vậy ta sẽ tính thép cho cột tầng hầm và bố trí thép tương tự cho các tầng 1 và 2. Tính thép cho tầng 3, bố trí thép cho các tầng 4 và 5. Tính thép cho tầng 6, bố trí cho các tầng 7 và 8. Tính thép cho tầng 9, bố trí cho các tầng 10.

Đối với khung phẳng đối xứng, tiết diện cột các trục là giống nhau, kết quả nội lực các trục gần giống nhau nên ta chỉ cần tính toán thép cho một trục giữa, một trục biên, các trục còn lại được lấy thép tương tự.

Nhận xét: Trong nhà cao tầng lực dọc tại chân cột thường rất lớn so với mômen (lệch tâm bé), do đó ta ưu tiên cặp nội lực tính toán có N lớn. Tại đỉnh cột thường xảy ra

trường hợp lệch tâm lớn nên ta ưu tiên các cặp có M lớn. Ta tính toán với cả 3 cặp nội lực rồi từ đó chọn ra thép lớn nhất từ 3 cặp đó.

Ở đây ta tính toán cho 1 cặp, các cặp còn lại được tính toán tương tự và được thể hiện trong bảng Excel của phần phụ lục.

Việc tính toán cốt thép cột được tiến hành tương tự nhau nên để tiện cho việc theo dõi, ở đây, chúng ta cũng tiến hành tính toán theo dạng bảng. Sau đây là ví dụ tính toán cốt thép cho một phần tử cột.

3.2.1 /Tính toán và bố trí cốt thép cột C1 trục 6 Tầng hầm: (cột biên)

3.2.1.1 tính toán với tiết diện I-I

Tính toán cốt thép cột C1 (Cột biên) tầng hầm theo 3 bộ đôi nội lực rồi từ đó chọn ra thép lớn nhất từ 3 bộ đôi đó. bộ đôi nội lực đó cụ thể như sau:

Bảng 3-1. Nội lực tính toán tiết diện I-I :

Cặp 1		Cặp 2		Cặp 3	
M _{max}	151.68	M _{min}	-174.86	M _{tu}	-168.79
N _{tr}	-2473.37	N _{tr}	-2593.93	N _{max}	-3110.67

1) Tính toán cho cặp thứ nhất (Cặp có N lớn):

* Tính toán cốt dọc:

Tính toán thép cho cặp 3: M = 168.79KNm, N= -3110.67KN.

Bê tông B25 có R_b=14.5MPa. E_b=30 000MPa. Cột đổ bê tông theo phương đứng, yêu cầu mỗi lớp đổ không quá 1.5m. Không kể đến hệ số làm việc.

Cốt thép CII có R_s = R_{sc} =280 MPa. E_s = 210 000MPa.

Tiết diện cột h×b= 1000 × 500 mm.

Giả thiết a=a' = 50mm, h₀= 1000-50= 950mm, Z_a= h₀-a' =950-50= 900mm.

Với B25 và CII ta tính được hệ số ξ_R:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008R_b}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008R_b}{1.1}\right)} =$$

$$= \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1.1}\right)} = 0.62 \quad (5-10)$$

-Độ lệch tâm:

$$\text{Ta có } e_1 = \frac{168.79}{3110.67} = 0.054m = 54mm.$$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a theo TCVN 356 – 2005 lấy không nhỏ hơn các giá trị sau:

+ 1/600 chiều dài cấu kiện: 1/600 = 3000/600 = 5mm.

+ 1/30 chiều cao tiết diện: $h/30 = 1000/30 = 33.3 \text{ mm}$.

Ta lấy $e_a = 35\text{mm}$.

Cấu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 54\text{mm}$.

Chiều dài hình học $l = 3000 \text{ mm}$.

Chiều dài tính toán $l_0 = 3000 \times 0.7 = 2100 \text{ mm}$.

Xét hệ số uốn dọc $\frac{l_0}{h} = \frac{2100}{500} = 4.2 \leq 8$. Bỏ qua uốn dọc $\eta = 1$.

$e = \eta e_0 - a + h/2 = 54 + 250 - 50 = 254\text{mm}$.

Với $R_s = R_{sc}$. Tính $x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{3110.67}{14.5 \times 10^3 \times 0.5} = 0.430\text{m} = 430\text{mm}$.

$\xi_R h_0 = 0.62 \times 950 = 589\text{mm}$.

Như vậy: $2a' = 100\text{mm} \leq x_1 \leq \xi_R h_0$:

$$\Rightarrow A'_s = \frac{N \left(e + \frac{x}{2} - h_0 \right)}{R_{sc} Z_a} = \frac{3110.67 \times \left(0.254 + \frac{0.430}{2} - 0.95 \right)}{280 \times 10^3 \times 0.09} < 0$$

Do $A_s < 0$, có thể kết luận: kích thước tiết diện khá lớn so với yêu cầu. Ta chỉ cần đặt thép

theo yêu cầu tối thiểu: $A_s = A'_s = \mu_{\min} \frac{bh_0}{100} = 0.1 \times \frac{50 \times 95}{100} = 4.75\text{cm}^2$.

Để đảm bảo yêu cầu cấu tạo: Chọn $4\Phi 25$ có $A_s = A'_s = 4.909 \times 4 = 19.64\text{cm}^2$.

Hàm lượng cốt thép: $\mu_t = \frac{A_s + A'_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{2 \times 19.64}{50 \times 95} \times 100\% = 0.83\% > \mu_{\min} = 0.1\%$

*Tính cốt đai cột:

Do cột phần lớn làm việc như một cấu kiện lệch tâm nên cốt ngang chỉ đặt cấu tạo theo TCXD 198 - 1997 nhằm đảm bảo giữ ổn định cho cốt dọc, chống phình cốt thép dọc và chống nứt:

Đường kính cốt đai: $d \geq (5; 0.25d_1) = (5; 0.25 \times 25)$. Vậy ta chọn thép $\varnothing 8$.

Cốt thép ngang phải được bố trí trên suốt chiều dài cột, khoảng cách trong vùng nổi buộc: $a_d \leq 10\Phi = 250\text{mm}$. chọn $a_d = 150\text{mm}$.

Trong các vùng khác cốt đai chọn:

Khoảng cách đai: $a_d \leq k\Phi_{\min}$ và a_0 .

Hay $a_d \leq 15 \times 25 = 375\text{mm}$

$a_d \leq a_0 = 500\text{mm}$

chọn $a_d = 200\text{mm}$.

Như vậy, cả 2 giá trị $a_d = 150, 200\text{mm}$ đều đảm bảo nhỏ hơn:

$(h; 15d) = (500, 15 \times 25) = (500, 375)$

(d: đường kính bé nhất của cốt dọc).

Do cấu tạo nên ta không thay đổi bước cốt đai. Do đó chọn cốt đai $\phi 8$ khoảng cách = 200mm cho toàn bộ chiều dài cột.

Nối cốt thép bằng nối buộc với đoạn nối 30d.

❖ Nhận xét: Do chiều dài cột chỉ là 2.6m, trong vùng nối buộc và trong phạm vi trên và dưới cột nối dầm phải bố trí đai dày $a=150 < 10\phi$. Như vậy phạm vi chiều dài cột cốt đai bố trí dày theo yêu cầu là gần hết, do đó ta bố trí cốt đai cho toàn cột là $\phi 10$ a150.

2) Tính toán cho cặp thứ hai (Cặp có M lớn):

* Tính toán cốt dọc:

Tính toán thép cho cặp 3: $M = -174.86 \text{KNm}$, $N = -2593.93 \text{KN}$.

Bê tông B25 có $R_b = 14.5 \text{MPa}$. $E_b = 30\,000 \text{MPa}$. Cột đổ bê tông theo phương đứng, yêu cầu mỗi lớp đổ không quá 1.5m. Không kể đến hệ số làm việc.

Cốt thép CII có $R_s = R_{sc} = 280 \text{MPa}$. $E_s = 210\,000 \text{MPa}$.

Tiết diện cột $h \times b = 1000 \times 500 \text{ mm}$.

Giả thiết $a = a' = 50 \text{ mm}$, $h_0 = 1000 - 50 = 950 \text{ mm}$, $Z_a = h_0 - a' = 950 - 50 = 900 \text{ mm}$.

Với B25 và CII ta tính được hệ số ξ_R :

$$\begin{aligned} \xi_R &= \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008R_b}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008R_b}{1.1}\right)} = \\ &= \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1.1}\right)} = 0.62 \end{aligned}$$

-Độ lệch tâm:

$$\text{Ta có } e_1 = \frac{174.86}{2593.93} = 0.067 \text{ m} = 67 \text{ mm}.$$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a theo TCVN 356 – 2005 lấy không nhỏ hơn các giá trị sau:

+ 1/600 chiều dài cầu kiện: $l/600 = 3000/600 = 5 \text{ mm}$.

+ 1/30 chiều cao tiết diện: $h/30 = 1000/30 = 33.3 \text{ mm}$.

Ta lấy $e_a = 35 \text{ mm}$.

Cầu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 67 \text{ mm}$.

Chiều dài hình học $l = 3000 \text{ mm}$.

Chiều dài tính toán $l_0 = 3000 \times 0.7 = 2100 \text{ mm}$.

Xét hệ số uốn dọc $\frac{l_0}{h} = \frac{2100}{500} = 4.2 \leq 8$. Bỏ qua uốn dọc $\eta = 1$.

$$e = \eta e_0 - a + h/2 = 67 + 250 - 50 = 267\text{mm}.$$

Với $R_s = R_{sc}$. Tính $x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{2593.93}{14.5 \times 10^3 \times 0.5} = 0.358\text{m} = 358\text{mm}.$

$$\xi_R h_0 = 0.62 \times 950 = 589\text{mm}.$$

Như vậy: $2a' = 100\text{mm} \leq x_1 \leq \xi_R h_0$:

$$\Rightarrow A'_s = \frac{N \left(e + \frac{x}{2} - h_0 \right)}{R_{sc} Z_a} = \frac{3110.67 \times \left(0.267 + \frac{0.430}{2} - 0.95 \right)}{280 \times 10^3 \times 0.09} < 0$$

Do $A_s < 0$, có thể kết luận: kích thước tiết diện khá lớn so với yêu cầu. Ta chỉ cần đặt thép theo yêu cầu tối thiểu: $A_s = A'_s = \mu_{\min} \frac{bh_0}{100} = 0.1 \times \frac{50 \times 95}{100} = 4.75\text{cm}^2$

Để đảm bảo yêu cầu cấu tạo: Chọn $4\Phi 25$ có $A_s = A'_s = 4.909 \times 4 = 19.64\text{cm}^2$.

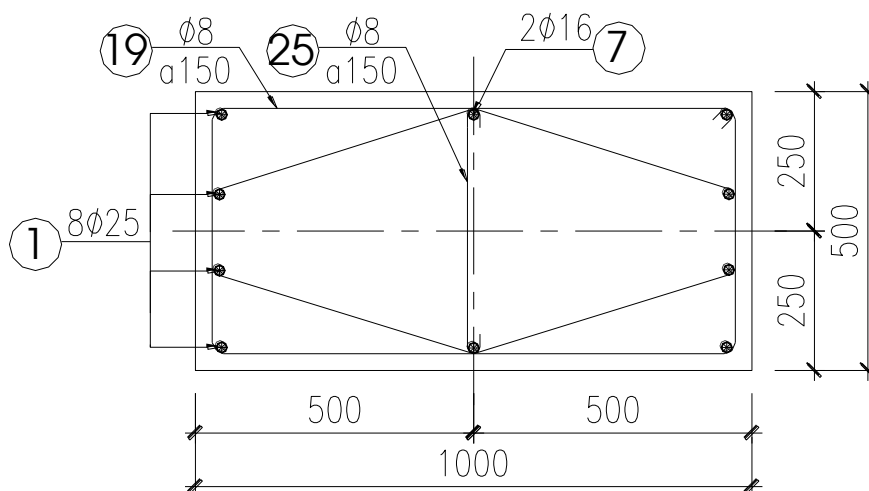
Hàm lượng cốt thép: $\mu_t = \frac{A_s + A'_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{2 \times 19.64}{50 \times 95} \times 100\% = 0.83\% > \mu_{\min} = 0.1\%$

Cốt thép được bố trí đều theo cạnh ngắn của tiết diện cột (như hình vẽ)

Việc tính toán cốt thép hoàn toàn tương tự cho các phần tử cột khác, vì vậy ta có thể dùng cách trình bày dưới dạng bảng tính. Bảng tính toán được xây dựng bằng phần mềm Excel.

*Tính cốt đai cột:

Tương tự như trường hợp tính toán cho cặp nội lực trên.



Hình 3-1. Bố trí thép cột tầng hầm với nội lực td I-I

3.2.1.2 Tính toán tiết diện II-II :

Bảng 3-2. Nội lực tính toán tiết diện II-II :

Cặp 1		Cặp 2		Cặp 3	
$M_{\max}$	151.68	$M_{\min}$	Không	M_{tu}	-65.78
N_{tu}	-2473.37	N_{tu}	Không	$N_{\max}$	-3110.67

Nhận xét: Tất cả các cặp nội lực cần tính toán đều bé hơn các cặp nội lực tính toán trong tiết diện I-I. do vậy cốt thép tiết diện II-II đặt theo I-I là thỏa mãn.

3.2.2 Tính toán và bố trí cốt thép cột C23(cột giữa) trục 6 Tầng hầm:

Tính toán cốt thép cột C23 (Cột giữa) tầng hầm theo 3 bộ đôi nội lực rồi từ đó chọn ra thép lớn nhất từ 3 bộ đôi đó. bộ đôi nội lực đó cụ thể như sau:

3.2.2.1 Tính toán tiết diện I-I :

Bảng 3-3. Nội lực tính toán tiết diện I-I :

Cặp 1		Cặp 2		Cặp 3	
$M_{\max}$	179.75	$M_{\min}$	-114.51	M_{tu}	-106.98
N_{tu}	-2497.72	N_{tu}	-2749.18	$N_{\max}$	-3441.52

1) Tính toán cho cặp thứ nhất (Cặp có N lớn):

***.Tính toán cốt dọc:**

Tính toán thép cho cặp 3: $M = -106.98\text{KNm}$, $N = -3441.52\text{KN}$.

Bê tông B25 có $R_b = 14.5\text{MPa}$. $E_b = 30\,000\text{MPa}$. Cột đổ bê tông theo phương đứng, yêu cầu mỗi lớp đổ không quá 1.5m. Không kể đến hệ số làm việc.

Cốt thép CII có $R_s = R_{sc} = 280\text{MPa}$. $E_s = 210\,000\text{MPa}$.

Tiết diện cột $h \times b = 1000 \times 500\text{mm}$.

Giả thiết $a = a' = 50\text{mm}$, $h_0 = 1000 - 50 = 950\text{mm}$, $Z_a = h_0 - a' = 950 - 50 = 900\text{mm}$.

Với B25 và CII ta tính được hệ số ξ_R :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008R_b}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008R_b}{1.1}\right)} =$$

$$= \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1.1}\right)} = 0.62$$

-Độ lệch tâm:

$$\text{Ta có } e_1 = \frac{106.98}{3441.52} = 0.031m = 31mm.$$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a theo TCVN 356 – 2005 lấy không nhỏ hơn các giá trị sau:

$$+ 1/600 \text{ chiều dài cầu kiện: } l/600 = 3000/600 = 5 \text{ mm.}$$

$$+ 1/30 \text{ chiều cao tiết diện: } h/30 = 1000/30 = 33.3 \text{ mm.}$$

$$\text{Ta lấy } e_a = 35mm.$$

$$\text{Cầu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: } e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 35mm.$$

$$\text{Chiều dài hình học } l = 3000 \text{ mm.}$$

$$\text{Chiều dài tính toán } l_0 = 3000 \times 0.7 = 2100 \text{ mm.}$$

$$\text{Xét hệ số uốn dọc } \frac{l_0}{h} = \frac{2100}{500} = 4.2 \leq 8. \text{ Bỏ qua uốn dọc } \eta = 1.$$

$$e = \eta e_0 - a + h/2 = 35 - 50 + 250 = 235mm.$$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}. \text{ Tính } x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{3441.52}{14.5 \times 10^3 \times 0.5} = 0.475m = 475mm.$$

$$\xi_R h_0 = 0.62 \times 950 = 589mm.$$

$$\text{Nhu vậy: } 2a' = 100mm \leq x_1 \leq \xi_R h_0:$$

$$\Rightarrow A'_s = \frac{N \left(e + \frac{x}{2} - h_0 \right)}{R_{sc} Z_a} = \frac{3441.52 \times \left(0.235 + \frac{0.475}{2} - 0.95 \right)}{280 \times 10^3 \times 0.09} < 0$$

Do $A_s < 0$, có thể kết luận: kích thước tiết diện khá lớn so với yêu cầu. Ta chỉ cần đặt thép

$$\text{theo yêu cầu tối thiểu: } A_s = A'_s = \mu_{\min} \frac{bh_0}{100} = 0.1 \times \frac{50 \times 95}{100} = 4.75 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Để đảm bảo yêu cầu cấu tạo: Chọn } 4\Phi 25 \text{ có } A_s = A'_s = 4.909 \times 4 = 19.64 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Hàm lượng cốt thép: } \mu_t = \frac{A_s + A'_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{2 \times 19.64}{50 \times 95} \times 100\% = 0.83\% > \mu_{\min} = 0.1\%$$

*.Tính cốt đai cột:

$$\text{Đường kính cốt đai: } d \geq (5; 0,25d_1) = (5; 0,25 \times 25). \text{ Vậy ta chọn thép } \Phi 8.$$

Cốt thép ngang phải được bố trí trên suốt chiều dài cột, khoảng cách trong vùng nổi buộc : $a_d \leq 10\Phi = 250mm$. chọn $a_d = 150mm$.

Trong các vùng khác cốt đai chọn:

$$\text{Khoảng cách đai: } a_d \leq k\Phi_{\min} \text{ và } a_0.$$

$$\text{Hay } a_d \leq 15 \times 25 = 375mm$$

$$a_d \leq a_0 = 500mm$$

$$\text{chọn } a_d = 200mm.$$

Nhu vậy, cả 2 giá trị $a_d = 150, 200mm$ đều đảm bảo nhỏ hơn:

$$(h; 15d) = (500, 15 \times 25) = (500, 375)$$

(d: đường kính bé nhất của cốt dọc).

Do cấu tạo nên ta không thay đổi bước cốt đai. Do đó chọn cốt đai $\phi 8$ khoảng cách = 150mm cho toàn bộ chiều dài cột.

Nối cốt thép bằng nối buộc với đoạn nối 30d.

2) Tính toán cho cặp thứ hai (Cặp có M lớn):

***Tính toán cốt dọc:**

Tính toán thép cho cặp 3: $M = 179.75 \text{KNm}$, $N = -2497.72 \text{KN}$.

Bê tông B25 có $R_b = 14.5 \text{MPa}$, $E_b = 30\,000 \text{MPa}$. Cột đổ bê tông theo phương đứng, yêu cầu mỗi lớp đổ không quá 1.5m. Không kể đến hệ số làm việc.

Cốt thép CII có $R_s = R_{sc} = 280 \text{MPa}$, $E_s = 210\,000 \text{MPa}$.

Tiết diện cột $h \times b = 1000 \times 500 \text{mm}$.

Giả thiết $a = a' = 50 \text{mm}$, $h_0 = 1000 - 50 = 950 \text{mm}$, $Z_a = h_0 - a' = 950 - 50 = 900 \text{mm}$.

Với B25 và CII ta tính được hệ số ξ_R :

$$\begin{aligned} \xi_R &= \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008R_b}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008R_b}{1.1}\right)} = \\ &= \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1.1}\right)} = 0.62 \end{aligned}$$

-Độ lệch tâm:

$$\text{Ta có } e_1 = \frac{179.75}{2497.72} = 0.072 \text{m} = 72 \text{mm}.$$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a theo TCVN 356 – 2005 lấy không nhỏ hơn các giá trị sau:

+ 1/600 chiều dài cầu kiện: $l/600 = 3000/600 = 5 \text{mm}$.

+ 1/30 chiều cao tiết diện: $h/30 = 1000/30 = 33.3 \text{mm}$.

Ta lấy $e_a = 35 \text{mm}$.

Cầu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 72 \text{mm}$.

Chiều dài hình học $l = 3000 \text{mm}$.

Chiều dài tính toán $l_0 = 3000 \times 0.7 = 2100 \text{mm}$.

Xét hệ số uốn dọc $\frac{l_0}{h} = \frac{2100}{500} = 4.2 \leq 8$. Bỏ qua uốn dọc $\eta = 1$.

$$e = \eta e_0 - a + h/2 = 72 + 250 - 50 = 272 \text{mm}.$$

Với $R_s = R_{sc}$. Tính $x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{2497.72}{14.5 \times 10^3 \times 0.5} = 0.34m = 340mm$.

$\xi_R h_0 = 0.62 \times 950 = 589mm$.

Như vậy: $2a' = 100mm \leq x_1 \leq \xi_R h_0$:

$$\Rightarrow A'_s = \frac{N \left(e + \frac{x}{2} - h_0 \right)}{R_{sc} Z_a} = \frac{2497.72 \times \left(0.272 + \frac{0.340}{2} - 0.95 \right)}{280 \times 10^3 \times 0.9} < 0$$

Do $A_s < 0$, có thể kết luận: kích thước tiết diện khá lớn so với yêu cầu. Ta chỉ cần đặt thép

theo yêu cầu tối thiểu: $A_s = A'_s = \mu_{\min} \frac{bh_0}{100} = 0.1 \times \frac{50 \times 95}{100} = 4.75cm^2$

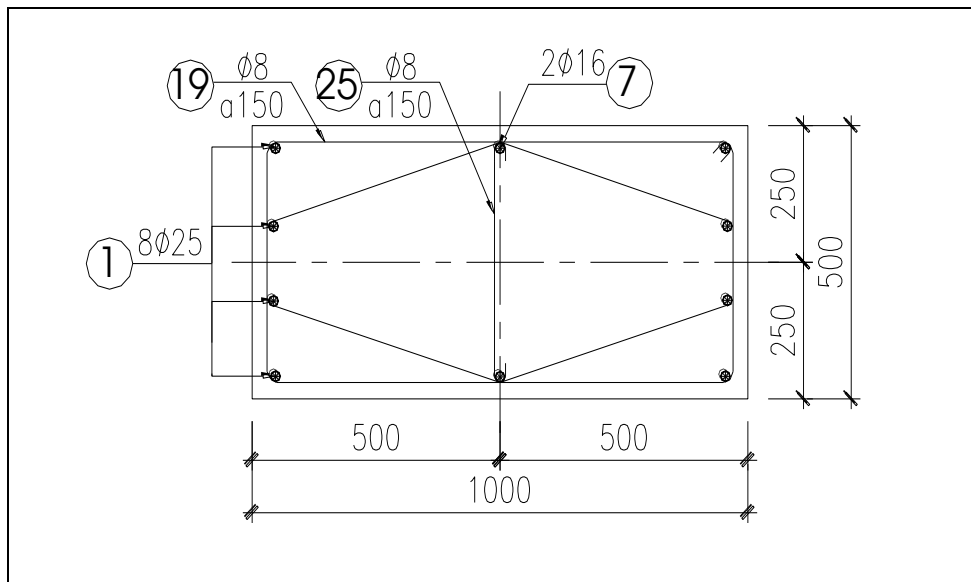
Để đảm bảo yêu cầu cấu tạo: Chọn $4\Phi 25$ có $A_s = A'_s = 4.909 \times 4 = 19.64cm^2$.

Hàm lượng cốt thép: $\mu_t = \frac{A_s + A'_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{2 \times 19.64}{50 \times 95} \times 100\% = 0.83\% > \mu_{\min} = 0.1\%$

Cốt thép được bố trí đều theo cạnh ngắn của tiết diện cột (như hình vẽ)

*Tính cốt đai cột:

Tương tự như trường hợp tính toán cho cặp nội lực trên.



Hình 3-2. Bố trí thép cột C13 với nội lực td I-I

Tính Toán Và Bố Trí Cốt Thép Cột C4 Trục 6 Tầng 3

Dựa vào bảng Tổ Hợp Nội Lực ta có :

Bảng 3-4. Nội lực tính toán cột C3

Cặp 1		Cặp 2		Cặp 3	
$M_{\max}$	155.76	$M_{\min}$	-138.85	M_{tu}	-138.85
N_{tu}	-178.90	N_{tu}	-2278.66	$N_{\max}$	-2278.66

3) Tính toán cho cặp thứ 2 và 3 có giá trị nội lực bằng nhau (Cặp có N lớn):

* Tính toán cốt dọc:

Tính toán thép cho cặp 3: $M = -138.85\text{KNm}$, $N = -2278.66\text{KN}$.

Bê tông B25 có $R_b=14.5\text{MPa}$. $E_b=30\,000\text{MPa}$. Cột đổ bê tông theo phương đứng, yêu cầu mỗi lớp đổ không quá 1.5m. Không kể đến hệ số làm việc.

Cốt thép CII có $R_s = R_{sc}=280\text{ MPa}$. $E_s = 210\,000\text{MPa}$.

Tiết diện cột $h \times b = 1000 \times 500\text{ mm}$.

Giả thiết $a=a' = 50\text{mm}$, $h_0 = 1000-50 = 950\text{mm}$, $Z_a = h_0-a' = 950-50 = 900\text{mm}$.

Với B25 và CII ta tính được hệ số ξ_R :

$$\begin{aligned}\xi_R &= \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008R_b}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008R_b}{1.1}\right)} = \\ &= \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1.1}\right)} = 0.62\end{aligned}\quad (5-10)$$

-Độ lệch tâm:

Ta có $e_1 = 138.85/2278.66 = 61\text{mm}$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a theo TCVN 356 – 2005 lấy không nhỏ hơn các giá trị sau:

+ 1/600 chiều dài cấu kiện: $l/600 = 3000/600 = 5\text{mm}$.

+ 1/30 chiều cao tiết diện: $h/30 = 1000/30 = 33.3\text{ mm}$.

Ta lấy $e_a = 35\text{mm}$.

Cấu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 54\text{mm}$.

Chiều dài hình học $l = 3000\text{ mm}$.

Chiều dài tính toán $l_0 = 3000 \times 0.7 = 2100\text{ mm}$.

Xét hệ số uốn dọc $\frac{l_0}{h} = \frac{2100}{500} = 4.2 \leq 8$. Bỏ qua uốn dọc $\eta = 1$.

$e = \eta e_0 - a + h/2 = 54 + 250 - 50 = 254\text{mm}$.

$$\text{Với } R_s = R_{sc}. \text{ Tính } x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{3110.67}{14.5 \times 10^3 \times 0.5} = 0.430m = 430mm.$$

$$\xi_R h_0 = 0.62 \times 950 = 589mm.$$

Như vậy: $2a' = 100mm \leq x_1 \leq \xi_R h_0$:

$$\Rightarrow A_s' = \frac{N \left(e + \frac{x}{2} - h_0 \right)}{R_{sc} Z_a} = \frac{3110.67 \times \left(0.254 + \frac{0.430}{2} - 0.95 \right)}{280 \times 10^3 \times 0.09} < 0$$

Do $A_s < 0$, có thể kết luận: kích thước tiết diện khá lớn so với yêu cầu. Ta chỉ cần đặt thép theo yêu cầu tối thiểu: $A_s = A_s' = \mu_{\min} \frac{bh_0}{100} = 0.1 \times \frac{50 \times 95}{100} = 4.75cm^2$.

Để đảm bảo yêu cầu cấu tạo: Chọn $4\Phi 25$ có $A_s = A_s' = 4.909 \times 4 = 19.64cm^2$.

$$\text{Hàm lượng cốt thép: } \mu_t = \frac{A_s + A_s'}{bh_0} \times 100\% = \frac{2 \times 19.64}{50 \times 95} \times 100\% = 0.83\% > \mu_{\min} = 0.1\%$$

*Tính cốt đai cột:

Do cột phần lớn làm việc như một cấu kiện lệch tâm nên cốt ngang chỉ đặt cấu tạo theo TCXD 198 - 1997 nhằm đảm bảo giữ ổn định cho cốt dọc, chống phình cốt thép dọc và chống nứt:

Đường kính cốt đai: $d \geq (5; 0.25d_1) = (5; 0.25 \times 25)$. Vậy ta chọn thép $\Phi 8$.

Cốt thép ngang phải được bố trí trên suốt chiều dài cột, khoảng cách trong vùng nối buộc: $a_d \leq 10\Phi = 250mm$. chọn $a_d = 150mm$.

Trong các vùng khác cốt đai chọn:

Khoảng cách đai: $a_d \leq k\Phi_{\min}$ và a_0 .

$$\text{Hay } a_d \leq 15 \times 25 = 375mm$$

$$a_d \leq a_0 = 500mm$$

chọn $a_d = 200mm$.

Như vậy, cả 2 giá trị $a_d = 150, 200mm$ đều đảm bảo nhỏ hơn:

$$(h; 15d) = (500, 15 \times 25) = (500, 375)$$

(d: đường kính bé nhất của cốt dọc).

Do cấu tạo nên ta không thay đổi bước cốt đai. Do đó chọn cốt đai $\Phi 8$ khoảng cách $= 200mm$ cho toàn bộ chiều dài cột.

Nối cốt thép bằng nối buộc với đoạn nối $30d$.

❖ Nhận xét: Do chiều dài cột chỉ là 2.6m, trong vùng nối buộc và trong phạm vi trên và dưới cột nối dầm phải bố trí đai dày $a = 150 < 10\Phi$. Như vậy phạm vi chiều dài cột cốt đai bố trí dày theo yêu cầu là gần hết, do đó ta bố trí cốt đai cho toàn cột là $\Phi 10$ a150.

4) Tính toán cho cặp thứ hai (Cặp có M lớn):

* Tính toán cốt dọc:

Tính toán thép cho cặp 3: $M = -174.86\text{KNm}$, $N = -2593.93\text{KN}$.

Bê tông B25 có $R_b = 14.5\text{MPa}$, $E_b = 30\,000\text{MPa}$. Cột đổ bê tông theo phương đứng, yêu cầu mỗi lớp đổ không quá 1.5m. Không kể đến hệ số làm việc.

Cốt thép CII có $R_s = R_{sc} = 280\text{MPa}$, $E_s = 210\,000\text{MPa}$.

Tiết diện cột $h \times b = 1000 \times 500\text{mm}$.

Giả thiết $a = a' = 50\text{mm}$, $h_0 = 1000 - 50 = 950\text{mm}$, $Z_a = h_0 - a' = 950 - 50 = 900\text{mm}$.

Với B25 và CII ta tính được hệ số ξ_R :

$$\begin{aligned}\xi_R &= \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008R_b}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008R_b}{1.1}\right)} = \\ &= \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1.1}\right)} = 0.62\end{aligned}$$

-Độ lệch tâm:

$$\text{Ta có } e_1 = \frac{174.86}{2593.93} = 0.067\text{m} = 67\text{mm}.$$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a theo TCVN 356 – 2005 lấy không nhỏ hơn các giá trị sau:

+ 1/600 chiều dài cấu kiện: $l/600 = 3000/600 = 5\text{mm}$.

+ 1/30 chiều cao tiết diện: $h/30 = 1000/30 = 33.3\text{mm}$.

Ta lấy $e_a = 35\text{mm}$.

Cấu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 67\text{mm}$.

Chiều dài hình học $l = 3000\text{mm}$.

Chiều dài tính toán $l_0 = 3000 \times 0.7 = 2100\text{mm}$.

Xét hệ số uốn dọc $\frac{l_0}{h} = \frac{2100}{500} = 4.2 \leq 8$. Bỏ qua uốn dọc $\eta = 1$.

$$e = \eta e_0 - a + h/2 = 67 + 250 - 50 = 267\text{mm}.$$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}. \text{ Tính } x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{2593.93}{14.5 \times 10^3 \times 0.5} = 0.358\text{m} = 358\text{mm}.$$

$$\xi_R h_0 = 0.62 \times 950 = 589\text{mm}.$$

Như vậy: $2a' = 100\text{mm} \leq x_1 \leq \xi_R h_0$:

$$\Rightarrow A'_s = \frac{N \left(e + \frac{x}{2} - h_0 \right)}{R_{sc} Z_a} = \frac{3110.67 \times \left(0.267 + \frac{0.430}{2} - 0.95 \right)}{280 \times 10^3 \times 0.9} < 0$$

Do $A_s < 0$, có thể kết luận: kích thước tiết diện khá lớn so với yêu cầu. Ta chỉ cần đặt thép theo yêu cầu tối thiểu: $A_s = A_s' = \mu_{\min} \frac{bh_0}{100} = 0.1 \times \frac{50 \times 95}{100} = 4.75 \text{ cm}^2$

Để đảm bảo yêu cầu cấu tạo: Chọn $4\Phi 25$ có $A_s = A_s' = 4.909 \times 4 = 19.64 \text{ cm}^2$.

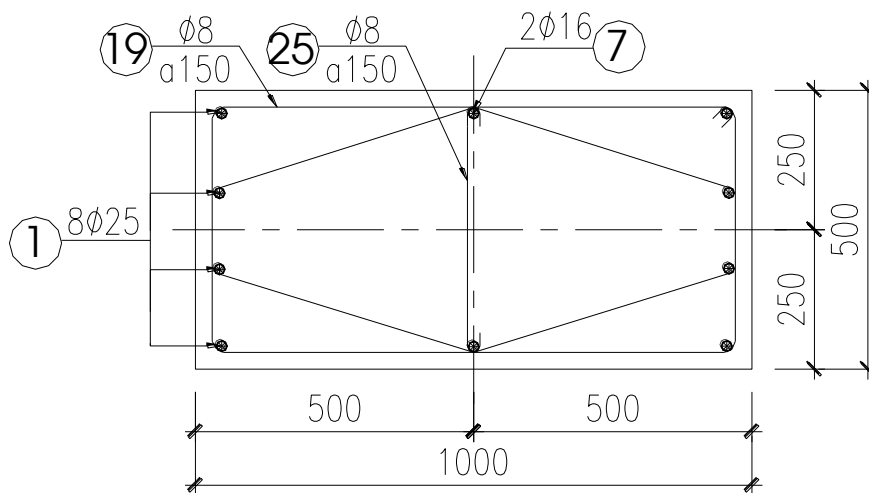
Hàm lượng cốt thép: $\mu_t = \frac{A_s + A_s'}{bh_0} \times 100\% = \frac{2 \times 19.64}{50 \times 95} \times 100\% = 0.83\% > \mu_{\min} = 0.1\%$

Cốt thép được bố trí đều theo cạnh ngắn của tiết diện cột (như hình vẽ)

Việc tính toán cốt thép hoàn toàn tương tự cho các phần tử cột khác, vì vậy ta có thể dùng cách trình bày dưới dạng bảng tính. Bảng tính toán được xây dựng bằng phần mềm Excel.

*Tính cốt đai cột:

Tương tự như trường hợp tính toán cho cặp nội lực trên.



Hình 3-3. Bố trí thép cột tầng hầm với nội lực td I-I

3.2.2.2 Tính toán tiết diện II-II :

Bảng 3-5. Nội lực tính toán tiết diện II-II :

Cặp 1		Cặp 2		Cặp 3	
$M_{\max}$	151.68	$M_{\min}$	Không	M_{tu}	-65.78
N_{tr}	-2473.37	N_{tr}	Không	$N_{\max}$	-3110.67

Nhận xét: Tất cả các cặp nội lực cần tính toán đều bé hơn các cặp nội lực tính toán trong tiết diện I-I. do vậy cốt thép tiết diện II-II đặt theo I-I là thỏa mãn.

3.2.3 Tính toán và bố trí cốt thép cột C26(cột giữa) trục 6 Tầng 3:

Tính toán cốt thép cột C23 (Cột giữa) tầng hầm theo 3 bộ đôi nội lực rồi từ đó chọn ra thép lớn nhất từ 3 bộ đôi đó. bộ đôi nội lực đó cụ thể như sau:

3.2.3.1 Tính toán tiết diện I-I :

Bảng 3-6. Nội lực tính toán tiết diện I-I :

Cặp 1		Cặp 2		Cặp 3	
$M_{\max}$	150.33	$M_{\min}$	-124.86	M_{tu}	-124.86
N_{tur}	-1594.00	N_{tur}	-1664.60	$N_{\max}$	-1664.60

5) Tính toán cho cặp thứ nhất (Cặp có N lớn):

*.Tính toán cốt dọc:

Tính toán thép cho cặp 3: $M = -106.98\text{KNm}$, $N = -3441.52\text{KN}$.

Bê tông B25 có $R_b=14.5\text{MPa}$. $E_b=30\,000\text{Mpa}$. Cột đổ bê tông theo phương đứng, yêu cầu mỗi lớp đổ không quá 1.5m. Không kể đến hệ số làm việc.

Cốt thép CII có $R_s = R_{sc}=280\text{ MPa}$. $E_s = 210\,000\text{MPa}$.

Tiết diện cột $h \times b = 1000 \times 500\text{ mm}$.

Giả thiết $a=a' = 50\text{mm}$, $h_0 = 1000-50 = 950\text{mm}$, $Z_a = h_0-a' = 950-50 = 900\text{mm}$.

Với B25 và CII ta tính được hệ số ξ_R :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008R_b}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008R_b}{1.1}\right)} =$$

$$= \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1.1}\right)} = 0.62$$

-Độ lệch tâm:

$$\text{Ta có } e_1 = \frac{106.98}{3441.52} = 0.031\text{m} = 31\text{mm}.$$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a theo TCVN 356 – 2005 lấy không nhỏ hơn các giá trị sau:

+ 1/600 chiều dài cấu kiện: $1/600 = 3000/600 = 5\text{ mm}$.

+ 1/30 chiều cao tiết diện: $h/30 = 1000/30 = 33.3\text{ mm}$.

Ta lấy $e_a = 35\text{mm}$.

Cấu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 35\text{mm}$.

Chiều dài hình học $l = 3000\text{ mm}$.

Chiều dài tính toán $l_0 = 3000 \times 0.7 = 2100\text{ mm}$.

Xét hệ số uốn dọc $\frac{l_0}{h} = \frac{2100}{500} = 4.2 \leq 8$. Bỏ qua uốn dọc $\eta=1$.

$$e = \eta e_0 - a + h/2 = 35 - 50 + 250 = 235\text{mm}.$$

Với $R_s = R_{sc}$. Tính $x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{3441.52}{14.5 \times 10^3 \times 0.5} = 0.475\text{m} = 475\text{mm}.$

$$\xi_R h_0 = 0.62 \times 950 = 589\text{mm}.$$

Như vậy: $2a' = 100\text{mm} \leq x_1 \leq \xi_R h_0$:

$$\Rightarrow A'_s = \frac{N \left(e + \frac{x}{2} - h_0 \right)}{R_{sc} Z_a} = \frac{3441.52 \times \left(0.235 + \frac{0.475}{2} - 0.95 \right)}{280 \times 10^3 \times 0.09} < 0$$

Do $A_s < 0$, có thể kết luận: kích thước tiết diện khá lớn so với yêu cầu. Ta chỉ cần đặt thép theo yêu cầu tối thiểu: $A_s = A'_s = \mu_{\min} \frac{bh_0}{100} = 0.1 \times \frac{50 \times 95}{100} = 4.75\text{cm}^2.$

Để đảm bảo yêu cầu cấu tạo: Chọn $4\Phi 25$ có $A_s = A'_s = 4.909 \times 4 = 19.64\text{cm}^2.$

Hàm lượng cốt thép: $\mu_t = \frac{A_s + A'_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{2 \times 19.64}{50 \times 95} \times 100\% = 0.83\% > \mu_{\min} = 0.1\%$

*.Tính cốt đai cột:

Đường kính cốt đai: $d \geq (5; 0.25d_1) = (5; 0.25 \times 25)$. Vậy ta chọn thép $\Phi 8$.

Cốt thép ngang phải được bố trí trên suốt chiều dài cột, khoảng cách trong vùng nối buộc: $a_d \leq 10\Phi = 250\text{mm}$. chọn $a_d = 150\text{mm}$.

Trong các vùng khác cốt đai chọn:

Khoảng cách đai: $a_d \leq k\Phi_{\min}$ và a_0 .

$$\text{Hay } a_d \leq 15 \times 25 = 375\text{mm}$$

$$a_d \leq a_0 = 500\text{mm}$$

chọn $a_d = 200\text{mm}$.

Như vậy, cả 2 giá trị $a_d = 150, 200\text{mm}$ đều đảm bảo nhỏ hơn:

$$(h; 15d) = (500, 15 \times 25) = (500, 375)$$

(d: đường kính bé nhất của cốt dọc).

Do cấu tạo nên ta không thay đổi bước cốt đai. Do đó chọn cốt đai $\Phi 8$ khoảng cách $= 150\text{mm}$ cho toàn bộ chiều dài cột.

Nối cốt thép bằng nối buộc với đoạn nối $30d$.

6) Tính toán cho cặp thứ hai (Cặp có M lớn):

*Tính toán cốt dọc:

Tính toán thép cho cặp 3: $M = 179.75\text{KNm}$, $N = -2497.72\text{KN}$.

Bê tông B25 có $R_b=14.5\text{MPa}$. $E_b=30\,000\text{MPa}$. Cột đổ bê tông theo phương đứng, yêu cầu mỗi lớp đổ không quá 1.5m. Không kể đến hệ số làm việc.

Cốt thép CII có $R_s = R_{sc}=280\text{ MPa}$. $E_s = 210\,000\text{MPa}$.

Tiết diện cột $h \times b = 1000 \times 500\text{ mm}$.

Giả thiết $a=a'=50\text{mm}$, $h_0=1000-50=950\text{mm}$, $Z_a=h_0-a'=950-50=900\text{mm}$.

Với B25 và CII ta tính được hệ số ξ_R :

$$\begin{aligned}\xi_R &= \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008R_b}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008R_b}{1.1}\right)} = \\ &= \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1.1}\right)} = 0.62\end{aligned}$$

-Độ lệch tâm:

$$\text{Ta có } e_1 = \frac{179.75}{2497.72} = 0.072\text{m} = 72\text{mm}.$$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a theo TCVN 356 – 2005 lấy không nhỏ hơn các giá trị sau:

+ 1/600 chiều dài cấu kiện: $l/600 = 3000/600 = 5\text{ mm}$.

+ 1/30 chiều cao tiết diện: $h/30 = 1000/30 = 33.3\text{ mm}$.

Ta lấy $e_a = 35\text{mm}$.

Cấu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 72\text{mm}$.

Chiều dài hình học $l = 3000\text{ mm}$.

Chiều dài tính toán $l_0 = 3000 \times 0.7 = 2100\text{ mm}$.

Xét hệ số uốn dọc $\frac{l_0}{h} = \frac{2100}{500} = 4.2 \leq 8$. Bỏ qua uốn dọc $\eta=1$.

$$e = \eta e_0 - a + h/2 = 72 + 250 - 50 = 272\text{mm}.$$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}. \text{ Tính } x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{2497.72}{14.5 \times 10^3 \times 0.5} = 0.34\text{m} = 340\text{mm}.$$

$$\xi_R h_0 = 0.62 \times 950 = 589\text{mm}.$$

Như vậy: $2a'=100\text{mm} \leq x_1 \leq \xi_R h_0$:

$$\Rightarrow A'_s = \frac{N \left(e + \frac{x}{2} - h_0 \right)}{R_{sc} Z_a} = \frac{2497.72 \times \left(0.272 + \frac{0.340}{2} - 0.95 \right)}{280 \times 10^3 \times 0.9} < 0$$

Do $A_s < 0$, có thể kết luận: kích thước tiết diện khá lớn so với yêu cầu. Ta chỉ cần đặt thép theo yêu cầu tối thiểu: $A_s = A_s' = \mu_{\min} \frac{bh_0}{100} = 0.1 \times \frac{50 \times 95}{100} = 4.75 \text{ cm}^2$

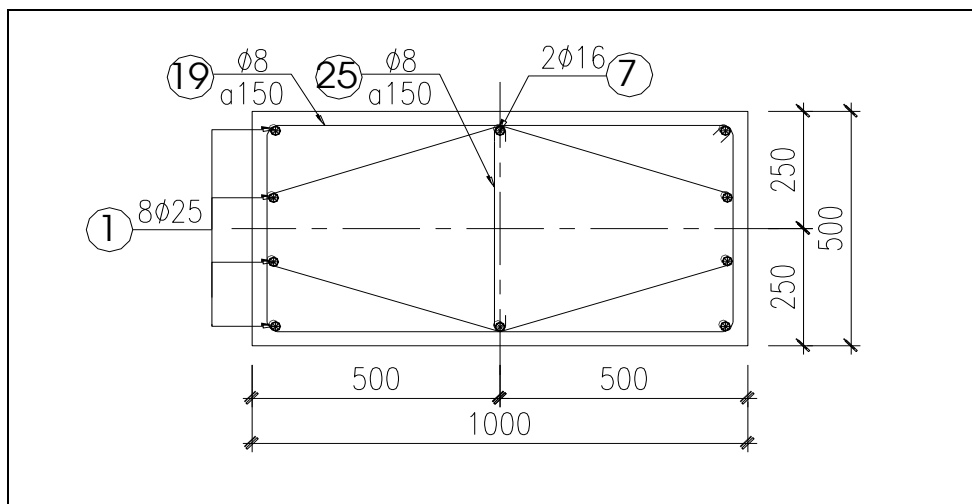
Để đảm bảo yêu cầu cấu tạo: Chọn $4\Phi 25$ có $A_s = A_s' = 4.909 \times 4 = 19.64 \text{ cm}^2$.

Hàm lượng cốt thép: $\mu_t = \frac{A_s + A_s'}{bh_0} \times 100\% = \frac{2 \times 19.64}{50 \times 95} \times 100\% = 0.83\% > \mu_{\min} = 0.1\%$

Cốt thép được bố trí đều theo cạnh ngắn của tiết diện cột (như hình vẽ)

***Tính cốt đai cột:**

Tương tự như trường hợp tính toán cho cặp nội lực trên.



Hình 3-4. Bố trí thép cột C26 với nội lực td I-I

3.2.3.2 Tính toán tiết diện II-II :

Bảng 3-7. Nội lực tính toán tiết diện II-II

Cặp 1		Cặp 2		Cặp 3	
$M_{\max}$	Không	$M_{\min}$	-124.86	M_{tu}	-124.86
N_{tr}	Không	N_{tr}	-1664.60	$N_{\max}$	-1664.60

-Tính toán và bố trí thép cột C7 trục 6 Tầng 6:

Dựa vào bảng Tổ Hợp Nội Lực ta có :

Bảng 3-8. Nội lực tính toán cột C3

Cặp 1		Cặp 2		Cặp 3	
$M_{\max}$	155.76	$M_{\min}$	-138.85	M_{tu}	-138.85
N_{tr}	-178.90	N_{tr}	-2278.66	$N_{\max}$	-2278.66

7) Tính toán cho cặp thứ 2 và 3 có giá trị nội lực bằng nhau (Cặp có N lớn):

* Tính toán cốt dọc:

Tính toán thép cho cặp 3: $M = -138.85\text{KNm}$, $N = -2278.66\text{KN}$.

Bê tông B25 có $R_b = 14.5\text{MPa}$, $E_b = 30\,000\text{MPa}$. Cột đổ bê tông theo phương đứng, yêu cầu mỗi lớp đổ không quá 1.5m. Không kể đến hệ số làm việc.

Cốt thép CII có $R_s = R_{sc} = 280\text{MPa}$, $E_s = 210\,000\text{MPa}$.

Tiết diện cột $h \times b = 1000 \times 500\text{mm}$.

Giả thiết $a = a' = 50\text{mm}$, $h_0 = 1000 - 50 = 950\text{mm}$, $Z_a = h_0 - a' = 950 - 50 = 900\text{mm}$.

Với B25 và CII ta tính được hệ số ξ_R :

$$\begin{aligned}\xi_R &= \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008R_b}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008R_b}{1.1}\right)} = \\ &= \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1.1}\right)} = 0.62\end{aligned}\quad (5-10)$$

-Độ lệch tâm:

Ta có $e_1 = 138.85/2278.66 = 61\text{mm}$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a theo TCVN 356 – 2005 lấy không nhỏ hơn các giá trị sau:

+ 1/600 chiều dài cầu kiện: $l/600 = 3000/600 = 5\text{mm}$.

+ 1/30 chiều cao tiết diện: $h/30 = 1000/30 = 33.3\text{mm}$.

Ta lấy $e_a = 35\text{mm}$.

Cầu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 54\text{mm}$.

Chiều dài hình học $l = 3000\text{mm}$.

Chiều dài tính toán $l_0 = 3000 \times 0.7 = 2100\text{mm}$.

Xét hệ số uốn dọc $\frac{l_0}{h} = \frac{2100}{500} = 4.2 \leq 8$. Bỏ qua uốn dọc $\eta = 1$.

$e = \eta e_0 - a + h/2 = 54 + 250 - 50 = 254\text{mm}$.

Với $R_s = R_{sc}$. Tính $x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{3110.67}{14.5 \times 10^3 \times 0.5} = 0.430\text{m} = 430\text{mm}$.

$\xi_R h_0 = 0.62 \times 950 = 589\text{mm}$.

Như vậy: $2a' = 100\text{mm} \leq x_1 \leq \xi_R h_0$:

$$\Rightarrow A'_s = \frac{N \left(e + \frac{x}{2} - h_0 \right)}{R_{sc} Z_a} = \frac{3110.67 \times \left(0.254 + \frac{0.430}{2} - 0.95 \right)}{280 \times 10^3 \times 0.9} < 0$$

Do $A_s < 0$, có thể kết luận: kích thước tiết diện khá lớn so với yêu cầu. Ta chỉ cần đặt thép theo yêu cầu tối thiểu: $A_s = A_s' = \mu_{\min} \frac{bh_0}{100} = 0.1 \times \frac{50 \times 95}{100} = 4.75 \text{ cm}^2$.

Để đảm bảo yêu cầu cấu tạo: Chọn $4\Phi 25$ có $A_s = A_s' = 4.909 \times 4 = 19.64 \text{ cm}^2$.

Hàm lượng cốt thép: $\mu_t = \frac{A_s + A_s'}{bh_0} \times 100\% = \frac{2 \times 19.64}{50 \times 95} \times 100\% = 0.83\% > \mu_{\min} = 0.1\%$

*Tính cốt đai cột:

Do cột phần lớn làm việc như một cấu kiện lệch tâm nên cốt ngang chỉ đặt cấu tạo theo TCXD 198 - 1997 nhằm đảm bảo giữ ổn định cho cốt dọc, chống phình cốt thép dọc và chống nứt:

Đường kính cốt đai: $d \geq (5; 0,25d_1) = (5; 0,25 \times 25)$. Vậy ta chọn thép $\Phi 8$.

Cốt thép ngang phải được bố trí trên suốt chiều dài cột, khoảng cách trong vùng nối buộc: $a_d \leq 10\Phi = 250 \text{ mm}$. chọn $a_d = 150 \text{ mm}$.

Trong các vùng khác cốt đai chọn:

Khoảng cách đai: $a_d \leq k\Phi_{\min}$ và a_0 .

Hay $a_d \leq 15 \times 25 = 375 \text{ mm}$

$a_d \leq a_0 = 500 \text{ mm}$

chọn $a_d = 200 \text{ mm}$.

Như vậy, cả 2 giá trị $a_d = 150, 200 \text{ mm}$ đều đảm bảo nhỏ hơn:

$(h; 15d) = (500, 15 \times 25) = (500, 375)$

$(d: \text{đường kính bé nhất của cốt dọc})$.

Do cấu tạo nên ta không thay đổi bước cốt đai. Do đó chọn cốt đai $\Phi 8$ khoảng cách $= 200 \text{ mm}$ cho toàn bộ chiều dài cột.

Nối cốt thép bằng nối buộc với đoạn nối $30d$.

❖ Nhận xét: Do chiều dài cột chỉ là 2.6 m , trong vùng nối buộc và trong phạm vi trên và dưới cột nối dầm phải bố trí đai dày $a = 150 < 10\Phi$. Như vậy phạm vi chiều dài cột cốt đai bố trí dày theo yêu cầu là gần hết, do đó ta bố trí cốt đai cho toàn cột là $\Phi 10$ $a 150$.

8) Tính toán cho cặp thứ hai (Cặp có M lớn):

* Tính toán cốt dọc:

Tính toán thép cho cặp 3: $M = -174.86 \text{ KNm}$, $N = -2593.93 \text{ KN}$.

Bê tông B25 có $R_b = 14.5 \text{ MPa}$. $E_b = 30\,000 \text{ MPa}$. Cột đổ bê tông theo phương đứng, yêu cầu mỗi lớp đổ không quá 1.5 m . Không kể đến hệ số làm việc.

Cốt thép CII có $R_s = R_{sc} = 280 \text{ MPa}$. $E_s = 210\,000 \text{ MPa}$.

Tiết diện cột $h \times b = 1000 \times 500 \text{ mm}$.

Giả thiết $a = a' = 50 \text{ mm}$, $h_0 = 1000 - 50 = 950 \text{ mm}$, $Z_a = h_0 - a' = 950 - 50 = 900 \text{ mm}$.

Với B25 và CII ta tính được hệ số ξ_R :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008R_b}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008R_b}{1.1}\right)} =$$

$$= \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1.1}\right)} = 0.62$$

-Độ lệch tâm:

$$\text{Ta có } e_1 = \frac{174.86}{2593.93} = 0.067m = 67mm.$$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a theo TCVN 356 – 2005 lấy không nhỏ hơn các giá trị sau:

+ 1/600 chiều dài cầu kiện: $l/600 = 3000/600 = 5 \text{ mm}$.

+ 1/30 chiều cao tiết diện: $h/30 = 1000/30 = 33.3 \text{ mm}$.

Ta lấy $e_a = 35mm$.

Cầu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 67mm$.

Chiều dài hình học $l = 3000 \text{ mm}$.

Chiều dài tính toán $l_0 = 3000 \times 0.7 = 2100 \text{ mm}$.

Xét hệ số uốn dọc $\frac{l_0}{h} = \frac{2100}{500} = 4.2 \leq 8$. Bỏ qua uốn dọc $\eta = 1$.

$$e = \eta e_0 - a + h/2 = 67 + 250 - 50 = 267mm.$$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}. \text{ Tính } x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{2593.93}{14.5 \times 10^3 \times 0.5} = 0.358m = 358mm.$$

$$\xi_R h_0 = 0.62 \times 950 = 589mm.$$

Như vậy: $2a' = 100mm \leq x_1 \leq \xi_R h_0$:

$$\Rightarrow A'_s = \frac{N \left(e + \frac{x}{2} - h_0 \right)}{R_{sc} Z_a} = \frac{3110.67 \times \left(0.267 + \frac{0.430}{2} - 0.95 \right)}{280 \times 10^3 \times 0.09} < 0$$

Do $A_s < 0$, có thể kết luận: kích thước tiết diện khá lớn so với yêu cầu. Ta chỉ cần đặt thép

$$\text{theo yêu cầu tối thiểu: } A_s = A'_s = \mu_{\min} \frac{bh_0}{100} = 0.1 \times \frac{50 \times 95}{100} = 4.75cm^2$$

Để đảm bảo yêu cầu cấu tạo: Chọn $4\Phi 25$ có $A_s = A'_s = 4.909 \times 4 = 19.64cm^2$.

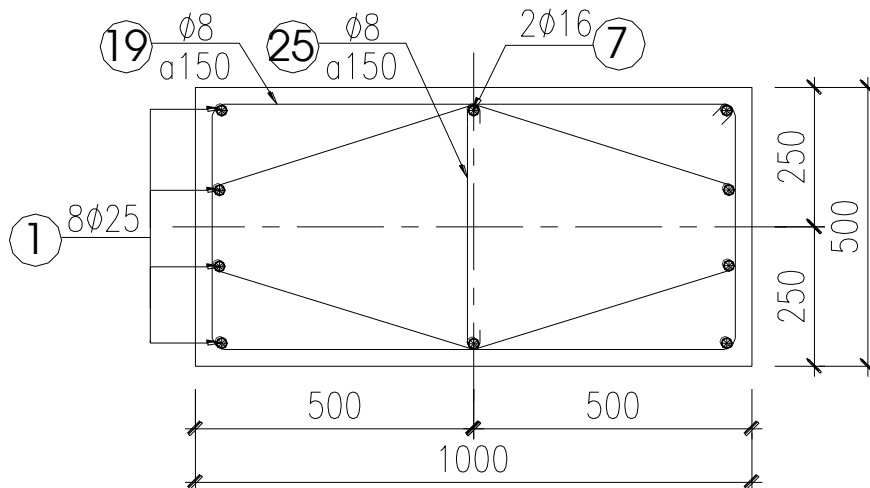
$$\text{Hàm lượng cốt thép: } \mu_t = \frac{A_s + A'_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{2 \times 19.64}{50 \times 95} \times 100\% = 0.83\% > \mu_{\min} = 0.1\%$$

Cốt thép được bố trí đều theo cạnh ngắn của tiết diện cột (như hình vẽ)

Việc tính toán cốt thép hoàn toàn tương tự cho các phần tử cột khác, vì vậy ta có thể dùng cách trình bày dưới dạng bảng tính. Bảng tính toán được xây dựng bằng phần mềm Excel.

*Tính cốt đai cột:

Tương tự như trường hợp tính toán cho cặp nội lực trên.



Hình 3-5. Bố trí thép cột tầng hầm với nội lực td I-I

3.2.3.3 Tính toán tiết diện II-II :

Bảng 3-9. Nội lực tính toán tiết diện II-II :

Cặp 1		Cặp 2		Cặp 3	
$M_{\max}$	151.68	$M_{\min}$	Không	M_{tu}	-65.78
N_{tr}	-2473.37	N_{tr}	Không	$N_{\max}$	-3110.67

3.2.4 Tính toán và bố trí cốt thép cột C29(cột giữa) trục 6 Tầng 6:

3.2.4.1 Tính toán tiết diện I-I :

Bảng 3-10. Nội lực tính toán tiết diện I-I :

Cặp 1		Cặp 2		Cặp 3	
$M_{\max}$	131.84	$M_{\min}$	-95.46	M_{tu}	-78.89
N_{tr}	779.30	N_{tr}	752.00	$N_{\max}$	-829.10

9) Tính toán cho cặp thứ nhất (Cặp có N lớn):

***.Tính toán cốt dọc:**

Tính toán thép cho cặp 3: $M = -106.98\text{KNm}$, $N = -3441.52\text{KN}$.

Bê tông B25 có $R_b=14.5\text{MPa}$. $E_b=30\,000\text{MPa}$. Cột đổ bê tông theo phương đứng, yêu cầu mỗi lớp đổ không quá 1.5m. Không kể đến hệ số làm việc.

Cốt thép CII có $R_s = R_{sc}=280\text{MPa}$. $E_s = 210\,000\text{MPa}$.

Tiết diện cột $h \times b = 1000 \times 500\text{mm}$.

Giả thiết $a=a'=50\text{mm}$, $h_0 = 1000-50 = 950\text{mm}$, $Z_a = h_0-a' = 950-50 = 900\text{mm}$.

Với B25 và CII ta tính được hệ số ξ_R :

$$\begin{aligned}\xi_R &= \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008R_b}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008R_b}{1.1}\right)} = \\ &= \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1.1}\right)} = 0.62\end{aligned}$$

-Độ lệch tâm:

$$\text{Ta có } e_1 = \frac{106.98}{3441.52} = 0.031\text{m} = 31\text{mm}.$$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a theo TCVN 356 – 2005 lấy không nhỏ hơn các giá trị sau:

+ 1/600 chiều dài cấu kiện: $l/600 = 3000/600 = 5\text{mm}$.

+ 1/30 chiều cao tiết diện: $h/30 = 1000/30 = 33.3\text{mm}$.

Ta lấy $e_a = 35\text{mm}$.

Cấu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 35\text{mm}$.

Chiều dài hình học $l = 3000\text{mm}$.

Chiều dài tính toán $l_0 = 3000 \times 0.7 = 2100\text{mm}$.

Xét hệ số uốn dọc $\frac{l_0}{h} = \frac{2100}{500} = 4.2 \leq 8$. Bỏ qua uốn dọc $\eta=1$.

$$e = \eta e_0 - a + h/2 = 35 - 50 + 250 = 235\text{mm}.$$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}. \text{ Tính } x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{3441.52}{14.5 \times 10^3 \times 0.5} = 0.475\text{m} = 475\text{mm}.$$

$$\xi_R h_0 = 0.62 \times 950 = 589\text{mm}.$$

Như vậy: $2a' = 100\text{mm} \leq x_1 \leq \xi_R h_0$:

$$\Rightarrow A'_s = \frac{N \left(e + \frac{x}{2} - h_0 \right)}{R_{sc} Z_a} = \frac{3441.52 \times \left(0.235 + \frac{0.475}{2} - 0.95 \right)}{280 \times 10^3 \times 0.9} < 0$$

Do $A_s < 0$, có thể kết luận: kích thước tiết diện khá lớn so với yêu cầu. Ta chỉ cần đặt thép theo yêu cầu tối thiểu: $A_s = A_s' = \mu_{\min} \frac{bh_0}{100} = 0.1 \times \frac{50 \times 95}{100} = 4.75 \text{ cm}^2$.

Để đảm bảo yêu cầu cấu tạo: Chọn $4\Phi 25$ có $A_s = A_s' = 4.909 \times 4 = 19.64 \text{ cm}^2$.

Hàm lượng cốt thép: $\mu_t = \frac{A_s + A_s'}{bh_0} \times 100\% = \frac{2 \times 19.64}{50 \times 95} \times 100\% = 0.83\% > \mu_{\min} = 0.1\%$

*.Tính cốt đai cột:

Đường kính cốt đai: $d \geq (5; 0.25d_1) = (5; 0.25 \times 25)$. Vậy ta chọn thép $\Phi 8$.

Cốt thép ngang phải được bố trí trên suốt chiều dài cột, khoảng cách trong vùng nối buộc: $a_d \leq 10\Phi = 250 \text{ mm}$. chọn $a_d = 150 \text{ mm}$.

Trong các vùng khác cốt đai chọn:

Khoảng cách đai: $a_d \leq k\Phi_{\min}$ và a_0 .

Hay $a_d \leq 15 \times 25 = 375 \text{ mm}$

$a_d \leq a_0 = 500 \text{ mm}$

chọn $a_d = 200 \text{ mm}$.

Như vậy, cả 2 giá trị $a_d = 150, 200 \text{ mm}$ đều đảm bảo nhỏ hơn:

$(h; 15d) = (500, 15 \times 25) = (500, 375)$

$(d; \text{đường kính bé nhất của cốt dọc})$.

Do cấu tạo nên ta không thay đổi bước cốt đai. Do đó chọn cốt đai $\Phi 8$ khoảng cách $= 150 \text{ mm}$ cho toàn bộ chiều dài cột.

Nối cốt thép bằng nối buộc với đoạn nối $30d$.

10) Tính toán cho cặp thứ hai (Cặp có M lớn):

*.Tính toán cốt dọc:

Tính toán thép cho cặp 3: $M = 179.75 \text{ KNm}$, $N = -2497.72 \text{ KN}$.

Bê tông B25 có $R_b = 14.5 \text{ MPa}$. $E_b = 30\,000 \text{ MPa}$. Cột đổ bê tông theo phương đứng, yêu cầu mỗi lớp đổ không quá 1.5 m . Không kể đến hệ số làm việc.

Cốt thép CII có $R_s = R_{sc} = 280 \text{ MPa}$. $E_s = 210\,000 \text{ MPa}$.

Tiết diện cột $h \times b = 1000 \times 500 \text{ mm}$.

Giả thiết $a = a' = 50 \text{ mm}$, $h_0 = 1000 - 50 = 950 \text{ mm}$, $Z_a = h_0 - a' = 950 - 50 = 900 \text{ mm}$.

Với B25 và CII ta tính được hệ số ξ_R :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008R_b}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008R_b}{1.1}\right)} =$$

$$= \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1.1}\right)} = 0.62$$

-Độ lệch tâm:

Ta có $e_1 = \frac{179.75}{2497.72} = 0.072m = 72mm$.

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a theo TCVN 356 – 2005 lấy không nhỏ hơn các giá trị sau:

+ 1/600 chiều dài cầu kiện: $l/600 = 3000/600 = 5 \text{ mm}$.

+ 1/30 chiều cao tiết diện: $h/30 = 1000/30 = 33.3 \text{ mm}$.

Ta lấy $e_a = 35mm$.

Cầu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 72mm$.

Chiều dài hình học $l = 3000 \text{ mm}$.

Chiều dài tính toán $l_0 = 3000 \times 0.7 = 2100 \text{ mm}$.

Xét hệ số uốn dọc $\frac{l_0}{h} = \frac{2100}{500} = 4.2 \leq 8$. Bỏ qua uốn dọc $\eta = 1$.

$$e = \eta e_0 - a + h/2 = 72 + 250 - 50 = 272mm.$$

Với $R_s = R_{sc}$. Tính $x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{2497.72}{14.5 \times 10^3 \times 0.5} = 0.34m = 340mm$.

$$\xi_R h_0 = 0.62 \times 950 = 589mm.$$

Như vậy: $2a' = 100mm \leq x_1 \leq \xi_R h_0$:

$$\Rightarrow A'_s = \frac{N \left(e + \frac{x}{2} - h_0 \right)}{R_{sc} Z_a} = \frac{2497.72 \times \left(0.272 + \frac{0.340}{2} - 0.95 \right)}{280 \times 10^3 \times 0.9} < 0$$

Do $A_s < 0$, có thể kết luận: kích thước tiết diện khá lớn so với yêu cầu. Ta chỉ cần đặt thép

theo yêu cầu tối thiểu: $A_s = A'_s = \mu_{\min} \frac{bh_0}{100} = 0.1 \times \frac{50 \times 95}{100} = 4.75cm^2$

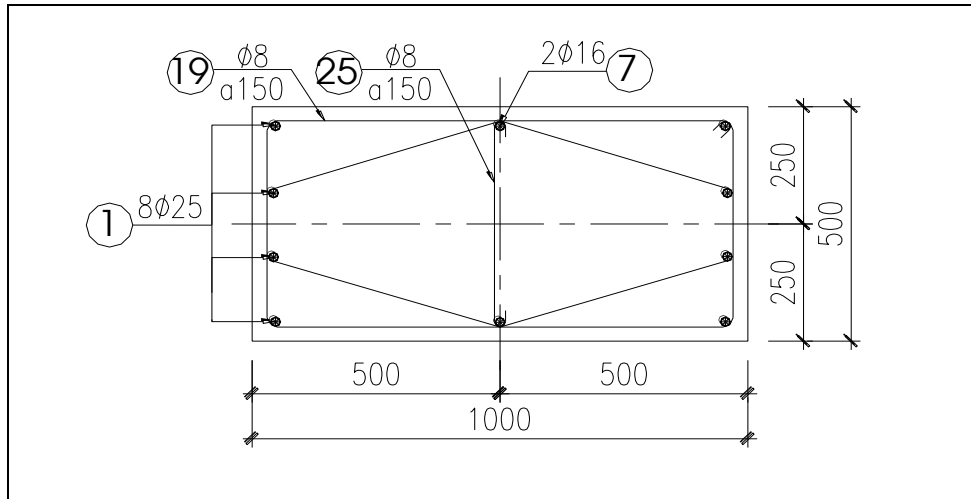
Để đảm bảo yêu cầu cấu tạo: Chọn $4\Phi 25$ có $A_s = A'_s = 4.909 \times 4 = 19.64cm^2$.

Hàm lượng cốt thép: $\mu_t = \frac{A_s + A'_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{2 \times 19.64}{50 \times 95} \times 100\% = 0.83\% > \mu_{\min} = 0.1\%$

Cốt thép được bố trí đều theo cạnh ngắn của tiết diện cột (như hình vẽ)

***Tính cốt đai cột:**

Tương tự như trường hợp tính toán cho cặp nội lực trên.



Hình 3-6. Bố trí thép cột C29 với nội lực td I-I

3.2.4.2 Tính toán tiết diện II-II :

Bảng 3-11. Nội lực tính toán tiết diện II-II

Cặp 1		Cặp 2		Cặp 3	
$M_{\max}$	Không	$M_{\min}$	-130.20	M_{tu}	-126.55
N_{tr}	Không	N_{tr}	-3123.57	$N_{\max}$	-3441.52

-Tính toán và bố trí thép cột C10 trục 6 Tầng 9:

Dựa vào bảng Tổ Hợp Nội Lực ta có :

Bảng 3-12. Nội lực tính toán cột C3

Cặp 1		Cặp 2		Cặp 3	
$M_{\max}$	115.43	$M_{\min}$	-89.72	M_{tu}	108.20
N_{tr}	-481.62	N_{tr}	-538.80	$N_{\max}$	-538.80

11) Tính toán cho cặp thứ 2 và 3 có giá trị nội lực bằng nhau (Cặp có N lớn):

* Tính toán cốt dọc:

Tính toán thép cho cặp 3: $M = -138.85\text{KNm}$, $N = -2278.66\text{KN}$.

Bê tông B25 có $R_b = 14.5\text{MPa}$. $E_b = 30\,000\text{MPa}$. Cột đổ bê tông theo phương đứng, yêu cầu mỗi lớp đổ không quá 1.5m. Không kể đến hệ số làm việc.

Cốt thép CII có $R_s = R_{sc} = 280\text{MPa}$. $E_s = 210\,000\text{MPa}$.

Tiết diện cột $h \times b = 1000 \times 500\text{mm}$.

Giả thiết $a = a' = 50\text{mm}$, $h_0 = 1000 - 50 = 950\text{mm}$, $Z_a = h_0 - a' = 950 - 50 = 900\text{mm}$.

Với B25 và CII ta tính được hệ số ξ_R :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008R_b}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008R_b}{1.1}\right)} =$$

$$= \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1.1}\right)} = 0.62 \quad (5-10)$$

-Độ lệch tâm:

Ta có $e_1 = 138.85/2278.66 = 61\text{mm}$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a theo TCVN 356 – 2005 lấy không nhỏ hơn các giá trị sau:

+ 1/600 chiều dài cầu kiện: $l/600 = 3000/600 = 5\text{mm}$.

+ 1/30 chiều cao tiết diện: $h/30 = 1000/30 = 33.3\text{ mm}$.

Ta lấy $e_a = 35\text{mm}$.

Cầu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 54\text{mm}$.

Chiều dài hình học $l = 3000\text{ mm}$.

Chiều dài tính toán $l_0 = 3000 \times 0.7 = 2100\text{ mm}$.

Xét hệ số uốn dọc $\frac{l_0}{h} = \frac{2100}{500} = 4.2 \leq 8$. Bỏ qua uốn dọc $\eta = 1$.

$e = \eta e_0 - a + h/2 = 54 + 250 - 50 = 254\text{mm}$.

Với $R_s = R_{sc}$. Tính $x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{3110.67}{14.5 \times 10^3 \times 0.5} = 0.430\text{m} = 430\text{mm}$.

$\xi_R h_0 = 0.62 \times 950 = 589\text{mm}$.

Như vậy: $2a' = 100\text{mm} \leq x_1 \leq \xi_R h_0$:

$$\Rightarrow A'_s = \frac{N \left(e + \frac{x}{2} - h_0 \right)}{R_{sc} Z_a} = \frac{3110.67 \times \left(0.254 + \frac{0.430}{2} - 0.95 \right)}{280 \times 10^3 \times 0.09} < 0$$

Do $A_s < 0$, có thể kết luận: kích thước tiết diện khá lớn so với yêu cầu. Ta chỉ cần đặt thép

theo yêu cầu tối thiểu: $A_s = A'_s = \mu_{\min} \frac{bh_0}{100} = 0.1 \times \frac{50 \times 95}{100} = 4.75\text{cm}^2$.

Để đảm bảo yêu cầu cấu tạo: Chọn $4\Phi 25$ có $A_s = A'_s = 4.909 \times 4 = 19.64\text{cm}^2$.

Hàm lượng cốt thép: $\mu_t = \frac{A_s + A'_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{2 \times 19.64}{50 \times 95} \times 100\% = 0.83\% > \mu_{\min} = 0.1\%$

*Tính cốt đai cột:

Do cột phần lớn làm việc như một cấu kiện lệch tâm nên cốt ngang chỉ đặt cấu tạo theo TCXD 198 - 1997 nhằm đảm bảo giữ ổn định cho cốt dọc, chống phình cốt thép dọc và chống nứt:

Đường kính cốt đai: $d \geq (5; 0,25d_1) = (5; 0,25 \times 25)$. Vậy ta chọn thép $\varnothing 8$.

Cốt thép ngang phải được bố trí trên suốt chiều dài cột, khoảng cách trong vùng nối buộc: $a_d \leq 10\Phi = 250\text{mm}$. chọn $a_d = 150\text{mm}$.

Trong các vùng khác cốt đai chọn:

Khoảng cách đai: $a_d \leq k\Phi_{\min}$ và a_0 .

Hay $a_d \leq 15 \times 25 = 375\text{mm}$

$a_d \leq a_0 = 500\text{mm}$

chọn $a_d = 200\text{mm}$.

Như vậy, cả 2 giá trị $a_d = 150, 200\text{mm}$ đều đảm bảo nhỏ hơn:

$(h; 15d) = (500, 15 \times 25) = (500, 375)$

(d: đường kính bé nhất của cốt dọc).

Do cấu tạo nên ta không thay đổi bước cốt đai. Do đó chọn cốt đai $\varnothing 8$ khoảng cách $= 200\text{mm}$ cho toàn bộ chiều dài cột.

Nối cốt thép bằng nối buộc với đoạn nối $30d$.

❖ Nhận xét: Do chiều dài cột chỉ là 2.6m , trong vùng nối buộc và trong phạm vi trên và dưới cột nối dầm phải bố trí đai dày $a = 150 < 10\Phi$. Như vậy phạm vi chiều dài cột cốt đai bố trí dày theo yêu cầu là gần hết, do đó ta bố trí cốt đai cho toàn cột là $\varnothing 10$ a150.

12) Tính toán cho cặp thứ hai (Cặp có M lớn):

* Tính toán cốt dọc:

Tính toán thép cho cặp 3: $M = -174.86\text{KNm}$, $N = -2593.93\text{KN}$.

Bê tông B25 có $R_b = 14.5\text{MPa}$. $E_b = 30\,000\text{MPa}$. Cột đổ bê tông theo phương đứng, yêu cầu mỗi lớp đổ không quá 1.5m . Không kể đến hệ số làm việc.

Cốt thép CII có $R_s = R_{sc} = 280\text{MPa}$. $E_s = 210\,000\text{MPa}$.

Tiết diện cột $h \times b = 1000 \times 500\text{mm}$.

Giả thiết $a = a' = 50\text{mm}$, $h_0 = 1000 - 50 = 950\text{mm}$, $Z_a = h_0 - a' = 950 - 50 = 900\text{mm}$.

Với B25 và CII ta tính được hệ số ξ_R :

$$\begin{aligned}\xi_R &= \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008R_b}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008R_b}{1.1}\right)} = \\ &= \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1.1}\right)} = 0.62\end{aligned}$$

-Độ lệch tâm:

$$\text{Ta có } e_1 = \frac{174.86}{2593.93} = 0.067m = 67mm.$$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a theo TCVN 356 – 2005 lấy không nhỏ hơn các giá trị sau:

$$+ 1/600 \text{ chiều dài cầu kiện: } l/600 = 3000/600 = 5 \text{ mm.}$$

$$+ 1/30 \text{ chiều cao tiết diện: } h/30 = 1000/30 = 33.3 \text{ mm.}$$

$$\text{Ta lấy } e_a = 35mm.$$

Cầu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 67mm.$

Chiều dài hình học $l = 3000 \text{ mm.}$

Chiều dài tính toán $l_0 = 3000 \times 0.7 = 2100 \text{ mm.}$

Xét hệ số uốn dọc $\frac{l_0}{h} = \frac{2100}{500} = 4.2 \leq 8$. Bỏ qua uốn dọc $\eta = 1$.

$$e = \eta e_0 - a + h/2 = 67 + 250 - 50 = 267mm.$$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}. \text{ Tính } x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{2593.93}{14.5 \times 10^3 \times 0.5} = 0.358m = 358mm.$$

$$\xi_R h_0 = 0.62 \times 950 = 589mm.$$

Như vậy: $2a' = 100mm \leq x_1 \leq \xi_R h_0$:

$$\Rightarrow A_s' = \frac{N \left(e + \frac{x}{2} - h_0 \right)}{R_{sc} Z_a} = \frac{3110.67 \times \left(0.267 + \frac{0.430}{2} - 0.95 \right)}{280 \times 10^3 \times 0.09} < 0$$

Do $A_s < 0$, có thể kết luận: kích thước tiết diện khá lớn so với yêu cầu. Ta chỉ cần đặt thép

$$\text{theo yêu cầu tối thiểu: } A_s = A_s' = \mu_{\min} \frac{bh_0}{100} = 0.1 \times \frac{50 \times 95}{100} = 4.75cm^2$$

Để đảm bảo yêu cầu cấu tạo: Chọn $4\Phi 25$ có $A_s = A_s' = 4.909 \times 4 = 19.64cm^2$.

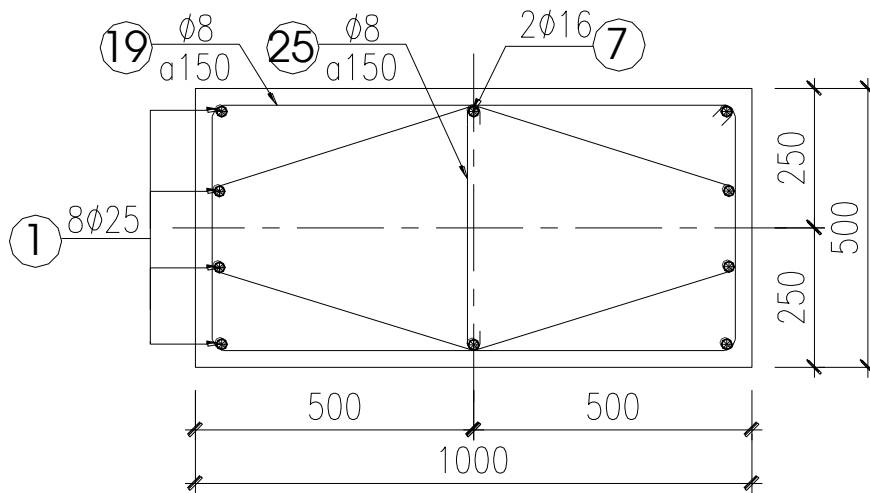
$$\text{Hàm lượng cốt thép: } \mu_t = \frac{A_s + A_s'}{bh_0} \times 100\% = \frac{2 \times 19.64}{50 \times 95} \times 100\% = 0.83\% > \mu_{\min} = 0.1\%$$

Cốt thép được bố trí đều theo cạnh ngắn của tiết diện cột (như hình vẽ)

Việc tính toán cốt thép hoàn toàn tương tự cho các phần tử cột khác, vì vậy ta có thể dùng cách trình bày dưới dạng bảng tính. Bảng tính toán được xây dựng bằng phần mềm Excel.

*Tính cốt đai cột:

Tương tự như trường hợp tính toán cho cặp nội lực trên.



Hình 3-7. Bố trí thép cột tầng hầm với nội lực td I-I

3.2.4.3 Tính toán tiết diện II-II :

Bảng 3-13. Nội lực tính toán tiết diện II-II :

Cặp 1		Cặp 2		Cặp 3	
$M_{\max}$	151.68	$M_{\min}$	Không	M_{tu}	-65.78
N_{tu}	-2473.37	N_{tu}	Không	$N_{\max}$	-3110.67

Nhận xét: Tất cả các cặp nội lực cần tính toán đều bé hơn các cặp nội lực tính toán trong tiết diện I-I. do vậy cốt thép tiết diện II-II đặt theo I-I là thỏa mãn.

3.2.5 Tính toán và bố trí cốt thép cột C32(cột giữa) trục 6 Tầng 9:

Tính toán cốt thép cột C32 (Cột giữa) tầng hầm theo 3 bộ đôi nội lực rồi từ đó chọn ra thép lớn nhất từ 3 bộ đôi đó. bộ đôi nội lực đó cụ thể như sau:

3.2.5.1 Tính toán tiết diện I-I :

Bảng 3-14. Nội lực tính toán tiết diện I-I :

Cặp 1		Cặp 2		Cặp 3	
$M_{\max}$	80.67	$M_{\min}$	-108.79	M_{tu}	78.69
N_{tu}	-589.59	N_{tu}	-576.28	$N_{\max}$	-600.83

13) Tính toán cho cặp thứ nhất (Cặp có N lớn):

***.Tính toán cốt dọc:**

Tính toán thép cho cặp 3: $M = 78.69\text{KNm}$, $N = -600.83\text{KN}$.

Bê tông B25 có $R_b = 14.5\text{MPa}$. $E_b = 30\,000\text{MPa}$. Cột đổ bê tông theo phương đứng, yêu cầu mỗi lớp đổ không quá 1.5m. Không kể đến hệ số làm việc.

Cốt thép CII có $R_s = R_{sc} = 280 \text{ MPa}$. $E_s = 210\,000 \text{ MPa}$.

Tiết diện cột $h \times b = 1000 \times 500 \text{ mm}$.

Giả thiết $a = a' = 50 \text{ mm}$, $h_0 = 1000 - 50 = 950 \text{ mm}$, $Z_a = h_0 - a' = 950 - 50 = 900 \text{ mm}$.

Với B25 và CII ta tính được hệ số ξ_R :

$$\begin{aligned}\xi_R &= \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008 R_b}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 R_b}{1.1}\right)} = \\ &= \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1.1}\right)} = 0.62\end{aligned}$$

-Độ lệch tâm:

$$\text{Ta có } e_1 = \frac{106.98}{3441.52} = 0.031 \text{ m} = 31 \text{ mm}.$$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a theo TCVN 356 – 2005 lấy không nhỏ hơn các giá trị sau:

+ $1/600$ chiều dài cầu kiện: $1/600 = 3000/600 = 5 \text{ mm}$.

+ $1/30$ chiều cao tiết diện: $h/30 = 1000/30 = 33.3 \text{ mm}$.

Ta lấy $e_a = 35 \text{ mm}$.

Cầu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 35 \text{ mm}$.

Chiều dài hình học $l = 3000 \text{ mm}$.

Chiều dài tính toán $l_0 = 3000 \times 0.7 = 2100 \text{ mm}$.

Xét hệ số uốn dọc $\frac{l_0}{h} = \frac{2100}{500} = 4.2 \leq 8$. Bỏ qua uốn dọc $\eta = 1$.

$$e = \eta e_0 - a + h/2 = 35 - 50 + 250 = 235 \text{ mm}.$$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}. \text{ Tính } x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{3441.52}{14.5 \times 10^3 \times 0.5} = 0.475 \text{ m} = 475 \text{ mm}.$$

$$\xi_R h_0 = 0.62 \times 950 = 589 \text{ mm}.$$

Như vậy: $2a' = 100 \text{ mm} \leq x_1 \leq \xi_R h_0$:

$$\Rightarrow A'_s = \frac{N \left(e + \frac{x}{2} - h_0 \right)}{R_{sc} Z_a} = \frac{3441.52 \times \left(0.235 + \frac{0.475}{2} - 0.95 \right)}{280 \times 10^3 \times 0.09} < 0$$

Do $A_s < 0$, có thể kết luận: kích thước tiết diện khá lớn so với yêu cầu. Ta chỉ cần đặt thép

theo yêu cầu tối thiểu: $A_s = A'_s = \mu_{\min} \frac{bh_0}{100} = 0.1 \times \frac{50 \times 95}{100} = 4.75 \text{ cm}^2$.

Để đảm bảo yêu cầu cấu tạo: Chọn $4\Phi 25$ có $A_s = A'_s = 4.909 \times 4 = 19.64 \text{ cm}^2$.

$$\text{Hàm lượng cốt thép: } \mu_t = \frac{A_s + A'_s}{bh_0} \times 100\% = \frac{2 \times 19.64}{50 \times 95} \times 100\% = 0.83\% > \mu_{\min} = 0.1\%$$

***.Tính cốt đai cột:**

Đường kính cốt đai: $d \geq (5; 0,25d_1) = (5; 0,25 \times 25)$. Vậy ta chọn thép $\varnothing 8$.

Cốt thép ngang phải được bố trí trên suốt chiều dài cột, khoảng cách trong vùng nối buộc: $a_d \leq 10\Phi = 250\text{mm}$. chọn $a_d = 150\text{mm}$.

Trong các vùng khác cốt đai chọn:

Khoảng cách đai: $a_d \leq k\Phi_{\min}$ và a_0 .

Hay $a_d \leq 15 \times 25 = 375\text{mm}$

$a_d \leq a_0 = 500\text{mm}$

chọn $a_d = 200\text{mm}$.

Như vậy, cả 2 giá trị $a_d = 150, 200\text{mm}$ đều đảm bảo nhỏ hơn:

$(h; 15d) = (500, 15 \times 25) = (500, 375)$

$(d: \text{đường kính bé nhất của cốt dọc})$.

Do cấu tạo nên ta không thay đổi bước cốt đai. Do đó chọn cốt đai $\varnothing 8$ khoảng cách $= 150\text{mm}$ cho toàn bộ chiều dài cột.

Nối cốt thép bằng nối buộc với đoạn nối $30d$.

14) Tính toán cho cặp thứ hai (Cặp có M lớn):

***Tính toán cốt dọc:**

Tính toán thép cho cặp 3: $M = 179.75\text{KNm}$, $N = -2497.72\text{KN}$.

Bê tông B25 có $R_b = 14.5\text{MPa}$. $E_b = 30\,000\text{MPa}$. Cột đổ bê tông theo phương đứng, yêu cầu mỗi lớp đổ không quá 1.5m . Không kể đến hệ số làm việc.

Cốt thép CII có $R_s = R_{sc} = 280\text{MPa}$. $E_s = 210\,000\text{MPa}$.

Tiết diện cột $h \times b = 1000 \times 500\text{mm}$.

Giả thiết $a = a' = 50\text{mm}$, $h_0 = 1000 - 50 = 950\text{mm}$, $Z_a = h_0 - a' = 950 - 50 = 900\text{mm}$.

Với B25 và CII ta tính được hệ số ξ_R :

$$\begin{aligned} \xi_R &= \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008R_b}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008R_b}{1.1}\right)} = \\ &= \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \times 14.5}{1.1}\right)} = 0.62 \end{aligned}$$

-Độ lệch tâm:

Ta có $e_1 = 78.69/600.83 = 31\text{mm}$

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a theo TCVN 356 – 2005 lấy không nhỏ hơn các giá trị sau:

+ 1/600 chiều dài cấu kiện: $l/600 = 3000/600 = 5 \text{ mm}$.

+ 1/30 chiều cao tiết diện: $h/30 = 1000/30 = 33.3 \text{ mm}$.

Ta lấy $e_a = 28 \text{ mm}$.

Cấu kiện thuộc kết cấu siêu tĩnh: $e_0 = \max\{e_1; e_a\} = e_1 = 31 \text{ mm}$.

Chiều dài hình học $l = 3000 \text{ mm}$.

Chiều dài tính toán $l_0 = 3000 \times 0.7 = 2100 \text{ mm}$.

Xét hệ số uốn dọc $\frac{l_0}{h} = \frac{2100}{500} = 4.2 \leq 8$. Bỏ qua uốn dọc $\eta = 1$.

$$e = \eta e_0 - a + h/2 = 72 + 250 - 50 = 272 \text{ mm}.$$

$$\text{Với } R_s = R_{sc}. \text{ Tính } x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{2497.72}{14.5 \times 10^3 \times 0.5} = 0.34 \text{ m} = 340 \text{ mm}.$$

$$\xi_R h_0 = 0.62 \times 950 = 589 \text{ mm}.$$

Như vậy: $2a' = 100 \text{ mm} \leq x_1 \leq \xi_R h_0$:

$$\Rightarrow A_s' = \frac{N \left(e + \frac{x}{2} - h_0 \right)}{R_{sc} Z_a} = \frac{2497.72 \times \left(0.272 + \frac{0.340}{2} - 0.95 \right)}{280 \times 10^3 \times 0.9} < 0$$

Do $A_s < 0$, có thể kết luận: kích thước tiết diện khá lớn so với yêu cầu. Ta chỉ cần đặt thép

$$\text{theo yêu cầu tối thiểu: } A_s = A_s' = \mu_{\min} \frac{bh_0}{100} = 0.1 \times \frac{50 \times 95}{100} = 4.75 \text{ cm}^2$$

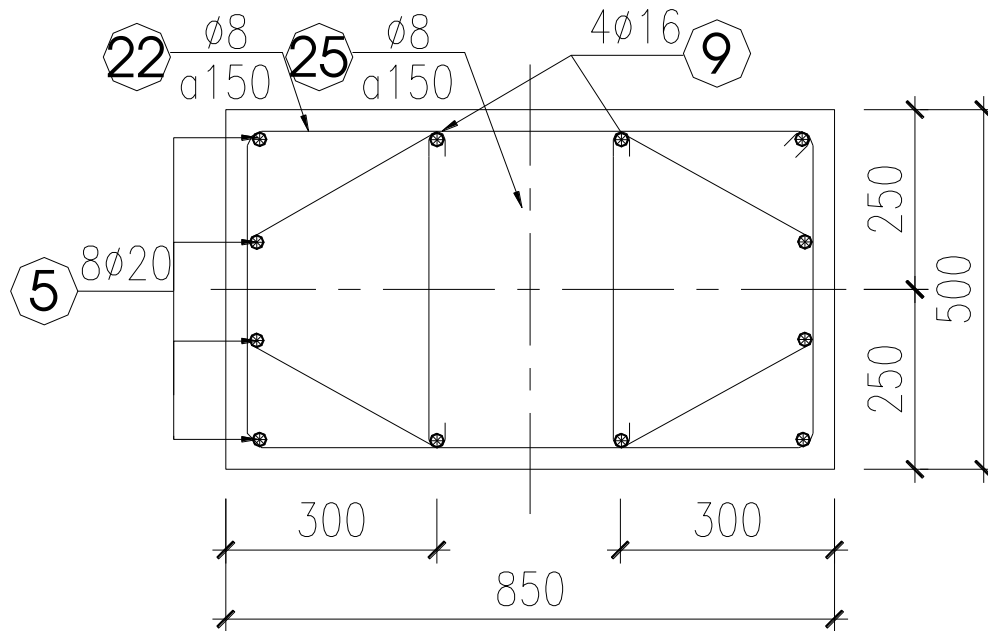
Để đảm bảo yêu cầu cấu tạo: Chọn $4\Phi 25$ có $A_s = A_s' = 4.909 \times 4 = 19.64 \text{ cm}^2$.

$$\text{Hàm lượng cốt thép: } \mu_t = \frac{A_s + A_s'}{bh_0} \times 100\% = \frac{2 \times 19.64}{50 \times 95} \times 100\% = 0.83\% > \mu_{\min} = 0.1\%$$

Cốt thép được bố trí đều theo cạnh ngắn của tiết diện cột (như hình vẽ)

*Tính cốt đai cột:

Tương tự như trường hợp tính toán cho cặp nội lực trên.



Hình 3-8. Bố trí thép cột C32 với nội lực td I-I

3.2.5.2 Tính toán tiết diện II-II :

Bảng 3-15. Nội lực tính toán tiết diện II-II

Cặp 1		Cặp 2		Cặp 3	
$M_{\max}$	Không	$M_{\min}$	-108.79	M_{tu}	-78.69
N_{tr}	Không	N_{tr}	-576.28	$N_{\max}$	-600.83

Nhận xét:

+Tất cả các cặp nội lực cần tính toán đều xấp xỉ gần bằng các cặp nội lực tính toán trong tiết diện I-I. do vậy cốt thép tiết diện II-II đặt theo I-I là thỏa mãn.

+ Các cặp nội lực còn lại của các tiết diện có giá trị bé hơn hoặc xấp xỉ gần bằng với cặp nội lực tính toán, trong kết quả tính toán và lấy cốt thép cho tiết diện cột, ta lấy giá trị thiên về an toàn. Do vậy kết quả tính toán khi kiểm tra cho các cặp còn lại là thỏa mãn.

Kết quả tính toán các cột còn lại được thể hiện trong bảng phụ lục.

Chương 4 TÍNH TOÁN CẦU THANG BỘ:

4.1 Số liệu tính toán

*** Tính tải cầu thang:**

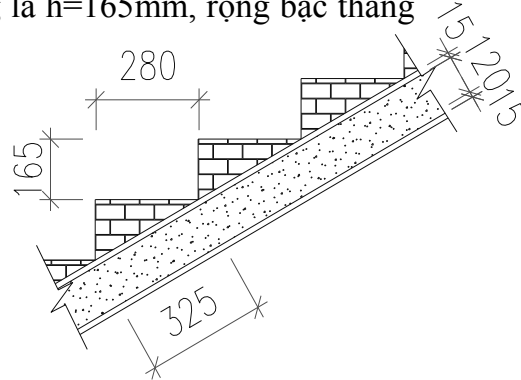
Sơ bộ chọn bề dày bản thang 12 cm, dựa vào chiều cao tầng H=3.3m và chiều dài L=3m về thang ta chọn chiều cao bậc thang là h=165mm, rộng bậc thang b=280mm.

- Diện tích dọc 1 bậc thang.

$$S = \frac{0,165 \times 0,28}{2} = 0.0231(m^2)$$

- Chiều dày qui đổi của bậc gạch:

$$h = \frac{S}{0,325} = \frac{0,0231}{0,325} = 0,07(m)$$



Hình 4-1. CẤU TẠO BẢN THANG

Bảng 4-1. Bảng tính tải cầu thang

Cấu tạo các lớp	Chiều dày lớp	γ	Hệ số vượt tải	TT tính toán
	(mm)	daN/m ³		(daN/m ²)
Lát gạch Granite	20	2000	1.1	44
Vữa xi măng M75#	15	1800	1.3	35.1
Bậc gạch	70	1800	1.1	138.6
Bản BTCT	120	2500	1.1	330
Vữa trát trần	15	1800	1.3	35.1
Tổng tính tải thang				582.8

Bảng 4-2. Bảng tính tải chiếu nghỉ

Cấu tạo các lớp	Chiều dày lớp	γ	Hệ số vượt tải	TT tính toán
	(mm)	daN/m ³		(daN/m ²)
Lát gạch Granite	20	2000	1.1	44
Vữa xi măng M75#	15	1800	1.3	35.1
Bản BTCT	120	2500	1.1	330
Vữa trát trần	15	1800	1.3	35.1
Tổng tính tải chiếu nghỉ				444.2

Kích thước bậc thang 280x165mm, thang gồm 20 bậc, cấu tạo các lớp bản thang như trong phần xác định tính tải bản thang.

Mặt bằng kết cấu thang bộ:

Sơ đồ kết cấu thang bộ như hình vẽ.

Tính toán cầu thang bộ bao gồm các công việc:
tính bản thang, tính cột thang, tính bản chiếu
nghỉ và tính toán các dầm đỡ.

Số liệu tính toán:

Bê tông thép sàn B20, có $R_b = 11.5 \text{ MPa}$.

Thép AI : $R_s = 225 \text{ MPa}$

Thép AII: $R_s = 280 \text{ MPa}$

4.2 Tính toán bản chiếu nghỉ :

Kích thước $1,51 \times 3,770 \text{ m}$.

4.2.1 Sơ đồ tính :

Chiều dài tính toán của ô bản :

$$l_{02} = 3.770 - \frac{b}{2} - \frac{b_v}{2} - \frac{h_b}{2} =$$

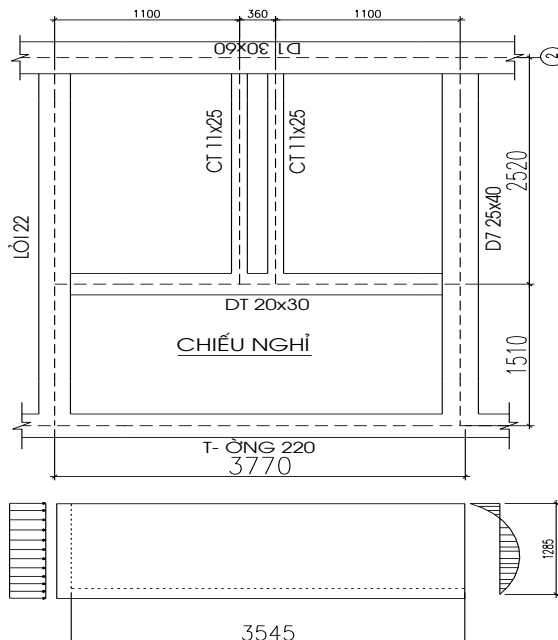
$$= 3.770 - \frac{0.11}{2} - \frac{0.22}{2} - \frac{0.12}{2} = 3.545 \text{ m}$$

$$l_{01} = 1.51 - \frac{b}{2} - \frac{b_t}{2} - \frac{h_b}{2} =$$

$$= 1.51 - \frac{0.11}{2} - \frac{0.22}{2} - \frac{0.12}{2} = 1.285 \text{ m}$$

$$* \text{ Xét tỷ số } \frac{l_{02}}{l_{01}} = \frac{3.545}{1.285} = 2.75 > 2$$

$\Rightarrow$ bản loại dầm tính theo phương cạnh ngắn .



4.2.2 Tải trọng tính toán:

- + Tĩnh tải tính toán: 444.2 daN/m^2
- + Hoạt tải tính toán: 360 daN/m^2
- $\Rightarrow q = 444.2 + 360 = 804.2 \text{ daN/m}^2$

Tính trên 1m dài

- Tính theo sơ đồ khớp dẻo ta có $M_1 = M_I = q \cdot l_{01}^2 / 11$ (6-1)

M_1 mômen ở $0.425l_{01}$ theo phương l_{01}

M_I là các mômen ở ngàm theo phương l_{01}

$$\Rightarrow M_1 = M_I = 804.2 \times 1.285^2 / 11 = 120.7 \text{ daNm} = 1.21 \text{ KNm}$$

4.2.3 Tính toán cốt thép:

*Cốt thép chịu mômen dương, âm:

Sàn dày 12 cm; giả thiết: $a = 2 \text{ cm} \Rightarrow h_0 = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{1.201}{11.5 \times 10^3 \times 1 \times 0.1^2} = 0.01 < \alpha_{pl} = 0.447 \quad (6-2)$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.01}}{2} = 0.995 \quad (6-3)$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{1.21}{225 \times 10^3 \times 0.995 \times 0.1} = 0.54 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.54 \text{ cm}^2 \quad (6-4)$$

Đặt cốt thép theo cấu tạo.

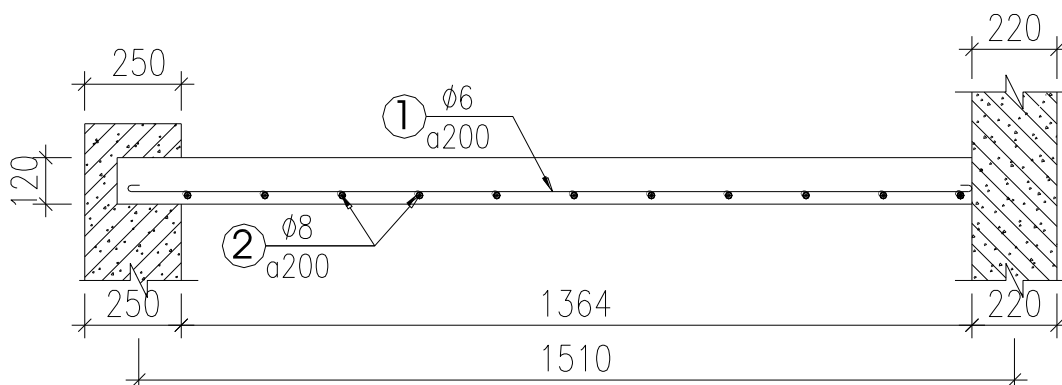
Theo phương cạnh ngắn, Chọn &8 a200 ($A_s = 2.515 \text{ cm}^2$).

$$\mu = \frac{2.515}{100 \times 10} \cdot 100\% = 0.2515\% > \mu_{\min} = 0.05\%$$

Theo phương cạnh dài, Chọn &6 a200 ($A_s = 1.11 \text{ cm}^2$).

$$\mu = \frac{1.11}{100 \times 10} \cdot 100\% = 0.11\% > \mu_{\min} = 0.05\%$$

Cốt thép trong bản chiếu nghỉ được bố trí như hình vẽ.



Hình 4-2. Bố trí thép bản chiếu nghỉ

4.3 Tính toán bản thang :

Bản thang (có cốn) có kích thước 1600 x 3000mm

4.3.1 Sơ đồ tính :

Chiều dày bản: $h_b = 12\text{cm}$.

Góc nghiêng của bản thang so với phương ngang là α

với $\text{tg}\alpha = 1,65/2,52 = 0,655$

$\Rightarrow \alpha = 33,2^\circ \Rightarrow \cos\alpha = 0,837$

Chiều dài bản thang chéo $L = 2,52/\cos\alpha = 3\text{ m}$

Chiều dài tính toán của ô bản:

$$l_{02} = 3 - \frac{b_{D6}}{2} - \frac{b_{D1}}{2} - \frac{h_b}{2} =$$

$$= 3 - \frac{0,2}{2} - \frac{0,3}{2} - \frac{0,12}{2} = 2,7\text{m}$$

$$l_{01} = 1,710 - \frac{b_{c1}}{2} - \frac{b_{c2}}{2} - \frac{h_b}{2} =$$

$$= 1,710 - \frac{0,2}{2} - \frac{0,11}{2} - \frac{0,12}{2} = 1,495\text{m}$$

* Xét tỷ số $l_{02}/l_{01} = 2,702/1,495 = 1,812 < 2$.

$\Rightarrow$ Xem bản thang làm việc như bản kê bốn cạnh.

4.3.2 Tải trọng tính toán

+ Tĩnh tải tính toán: $g = 444,2\text{ daN/m}^2$

+ Hoạt tải tính toán: $p = 360\text{ daN/m}^2$

Hoạt tải trên bản thang chéo:

$p_1 = 360 \cdot \cos\alpha = 301,24\text{ daN/m}^2$

$\Rightarrow q_1 = g + p \cdot \cos\alpha = 444,2 + 301,24 = 745,44\text{ daN/m}^2$

Thành phần lực theo phương vuông góc

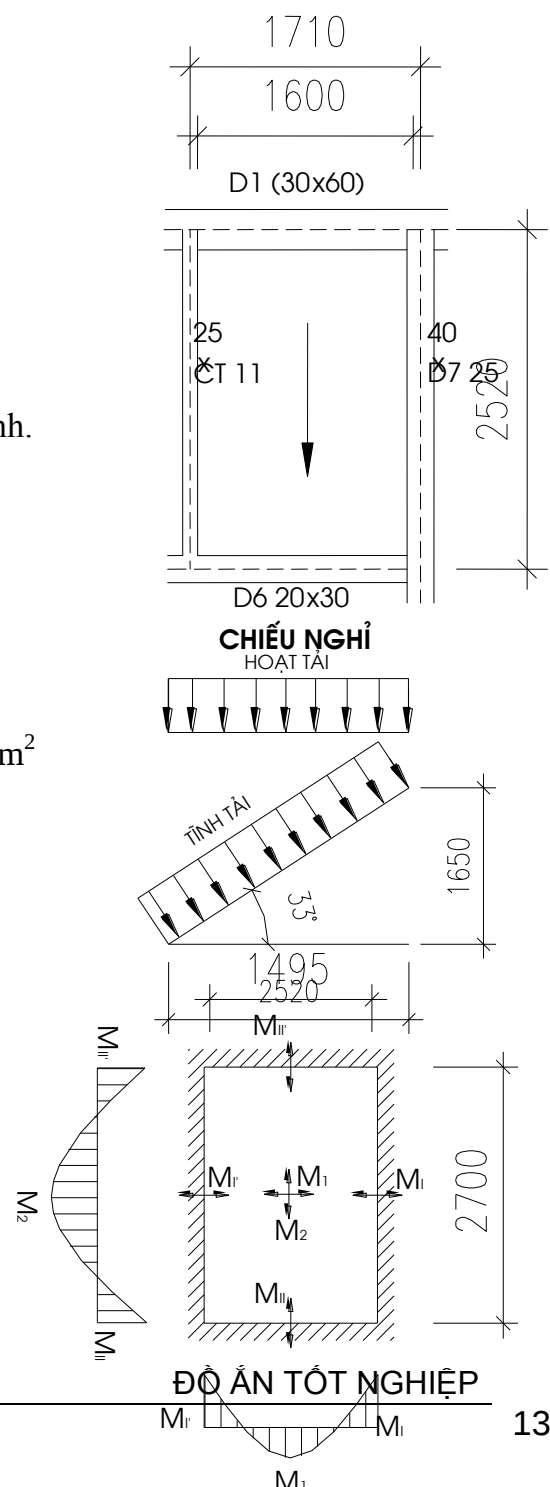
với mặt bản:

$$q = q_1 \cdot \cos\alpha = (g + p \cdot \cos\alpha) \cdot \cos\alpha =$$

$$= 623,76\text{ daN/m}^2 = 6,24\text{ KNm}$$

$$\frac{ql_{01}^2(3l_{02} - l_{01})}{12} =$$

$$= (2M_1 + M_I + M_I')l_{02} + (2M_2 + M_{II} + M_{II}')l_{01}$$



$$\frac{M_1}{M_2} = 2; \dots; \frac{M_I}{M_1} = 1.5; \dots \frac{M_{II}}{M_2} = 1.5.$$

$$M_I = M_I'; \dots M_{II} = M_{II}'$$

Vậy:

Hình 4-3. Sơ đồ tính bản thang

$$\frac{6.24 \times 1.495^2 (3 \times 2.702 - 1.495)}{12} =$$

$$= 2.702(2M_1 + M_1 + 1.5 \times M_1) + 1.495(2 \times \frac{M_1}{2} + 1.5 \times \frac{M_1}{2} + 1.5 \times \frac{M_1}{2}) = 15.90M_1$$

$$\Leftrightarrow M_1 = 0.48 \text{KNm};$$

$$\Rightarrow M_I = M_I' = -1.5 M_1 = -1.5 \times 0.48 = -0.72 \text{KNm}.$$

$$M_2 = 0.5 M_1 = 0.5 \times 0.48 = 0.24 \text{KNm}.$$

$$M_{II} = M_{II}' = -1.5 M_2 = -1.5 \times 0.24 = -0.36 \text{KNm}.$$

4.3.3 Tính toán cốt thép chịu lực:

4.3.3.1 Tính cốt thép chịu mômen $M_I = M_I' = -0.72 \text{KNm}$. (mômen âm tại gối)

Dùng thép loại AI có $R_s = 225 \text{MPa}$.

Sàn dày 12 cm; giả thiết: $a = 2 \text{cm} \Rightarrow h_0 = 12 - 2 = 10 \text{cm}$.

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.0063}}{2} = 0.997$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{0.72}{225 \times 10^3 \times 0.997 \times 0.1} = 0.32 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 0.32 \text{cm}^2$$

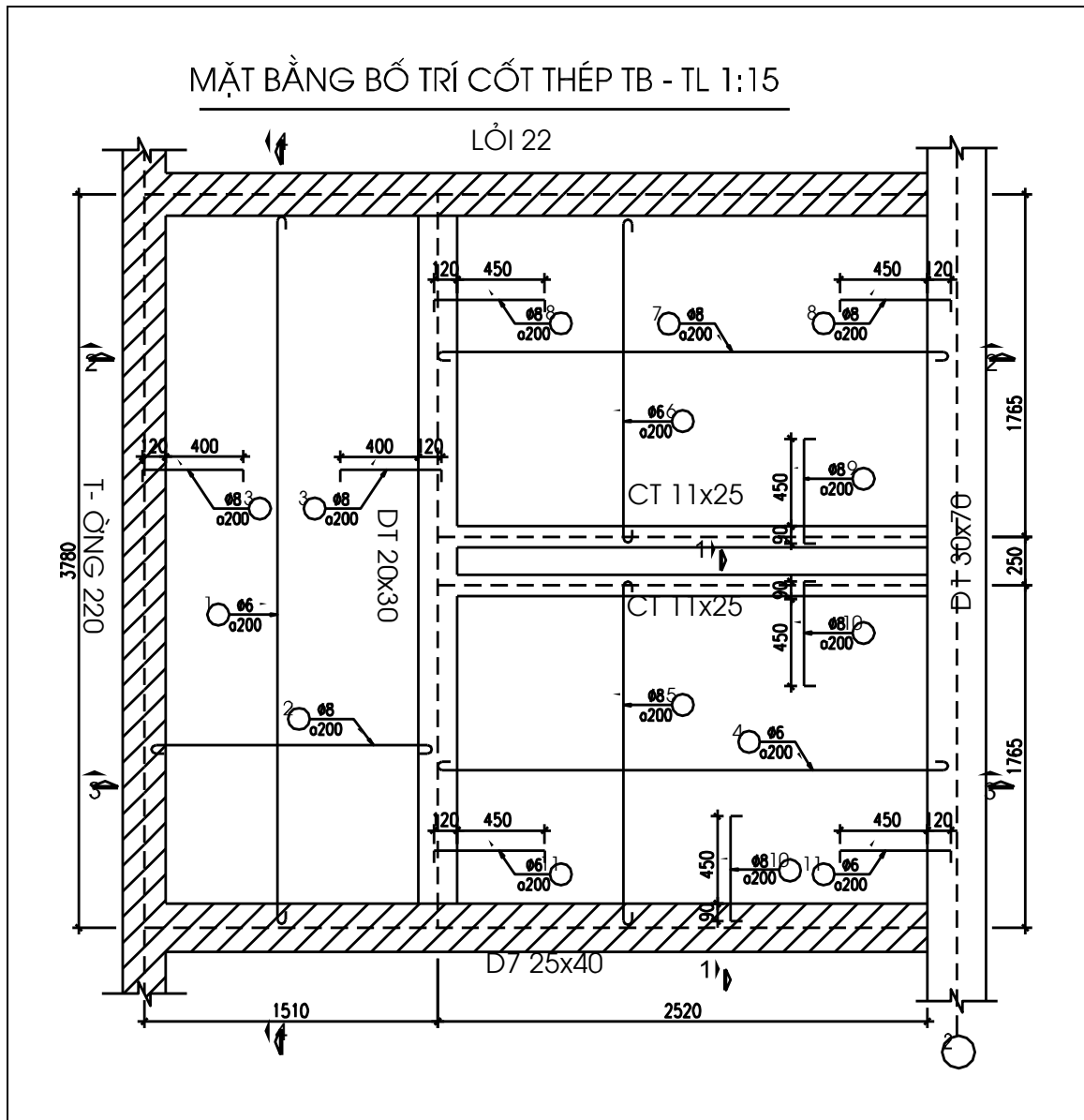
Đặt thép theo cấu tạo: Dùng &8 a200 có $F_a = 0.503 \times 5 = 2.515 \text{cm}^2$

$$\text{Tỉ lệ cốt thép } \mu_t = \frac{A_s}{l \times h_0} \times 100\% = \frac{2.515}{100 \times 10} \times 100\% = 0.2515\% > \mu_{\min} = 0.1\%$$

Các mômen khác đều nhỏ hơn mômen tính toán. Theo phương cạnh dài của bản thang đặt &6 a200.

Mômen dương của bản là $M_1 = 0.48 \text{KNm}$, đặt &8 a200. Theo phương cạnh dài $M_2 = 0.24 \text{KNm}$, đặt &6 a200.

Cốt thép trong bản thang được bố trí như hình vẽ.



Hình 4-4. Bố trí thép trong bản chiếu nghỉ và bản thang

4.4 Tính toán cốn thang:

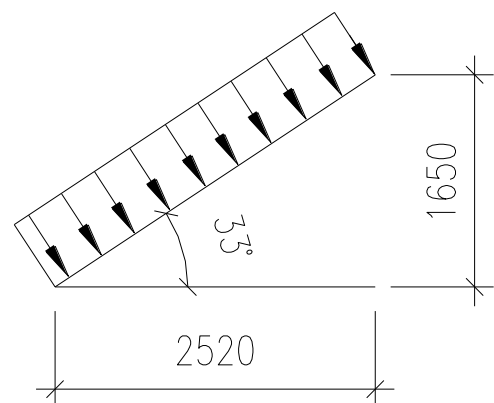
4.4.1 Sơ đồ tính

Cốn thang là dầm đơn giản nhịp 3 m kê lên hai gối tựa là dầm thang và chiếu tới.
Sơ bộ chọn tiết diện 15x25 cm

4.4.2 Xác định nội lực.

- Tải trọng do bản thang :

$$g_1 = 0,5 \cdot q \cdot l_1 = 0,5 \cdot 745,44 \cdot 3 = 1118,16 \text{ daN/m}$$



Hình 4-5. Sơ đồ tính cốn thang

- Tải trọng bản thân : $g_2 = n \cdot \gamma \cdot b \cdot h = 1,1 \cdot 2500 \cdot 0,15 \cdot 0,25 = 103,125 \text{ daN/m}$

- Tải trọng do lan can và tay vịn bằng thép: $g_3 = 40 \cdot 1,1 = 44 \text{ daN/m}$

$$q = g_1 + g_2 + g_3 = (1118.16 + 103.125 + 44) \cos \alpha = 1059 \text{ daN/m} = 10.59 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow M_1 = 10.59 \cdot 3^2 / 8 = 11.91 \text{ KNm.}$$

4.4.3 Tính cốt thép dọc.

Chọn $a = 2 \text{ cm}$ $h_0 = 25 - 2 = 23 \text{ cm}$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{11.91}{11.5 \times 10^3 \times 0.15 \times 0.25^2} = 0.0876 < \alpha_R = 0.6$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.0876}}{2} = 0.954$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{11.91}{225 \times 10^3 \times 0.954 \times 0.23} = 2.4 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Chọn 2&14 có $F_s = 3.08 \text{ cm}^2$. Ta đặt 2 thanh &12 cầu tạo làm giá trên thanh &12.

4.4.4 Tính toán cốt đai.

Lực cắt : $Q = ql/2 = 745.44.3/2 = 1118.16 \text{ (daN)} = 11.18 \text{ KN}$

- Kiểm tra điều kiện bê tông không bị phá hoại trên tiết diện nghiêng :

$$Q \leq k_0 R_{bt} b h_0$$

$$K_0 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0.35 \cdot 10.5 \cdot 1000 \cdot 0.15 \cdot 0.28 = 150 \text{ KN} > Q = 11.18 \text{ KN}$$

- Kiểm tra khả năng chịu lực cắt của bê tông

$$K_1 \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0.6 \cdot 11.5 \cdot 1000 \cdot 0.15 \cdot 0.28 = 289.8 \text{ KN} > Q$$

Đặt thép &6 cầu tạo $s = \min(15 \text{ cm}, 1/2h) = 10 \text{ cm}$ ở khoảng 1/4 gần gối. Ở giữa nhịp lấy $a = 20 \text{ cm}$.

4.5 Tính toán dầm chiều nghiêng :

4.5.1 Sơ đồ tính :

Dầm đơn giản chịu tải phân bố đều. Kích thước dầm: $b \times h = 250 \times 350$

4.5.1.1 Xác định nội lực:

- Tải trọng tác dụng:

$$+ \text{Trọng lượng bản thân: } g_1 = 1.1 \cdot 0.25 \cdot 0.35 \cdot 2500 = 240.6 \text{ daN/m}$$

$$+ \text{Từ chiều nghiêng truyền vào: } g_2 = 0.5.444.2.3.77 = 837 \text{ daN/m}$$

$$\text{Vậy tải phân bố } q = g_1 + g_2 = 240.6 + 837 = 1078 \text{ daN/m}$$

+ Tải trọng tập trung do cốn thang :

$$P_1 = 0.5 \cdot 1059.3 = 529.5 \text{ daN}$$

$$P = 2 \cdot P_1 = 1059 \text{ (kG).}$$

- Mô men lớn nhất xuất hiện ở giữa nhịp :

$$M_{\max} = ql^2/8 + Pl/4 = 1078.3.77^2/8 + 1059.3.77/4 = 4909.5 \text{ daNm} = 49.095 \text{ KNm}$$

4.5.1.2 Tính cốt thép dọc.

Giả thiết $a = 3 \text{ cm}$ thì $h_0 = 35 - 3 = 32 \text{ cm}$.

- Cốt dọc:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{49.095}{11.5 \times 10^3 \times 0.2 \times 0.32^2} = 0.208 < \alpha_R = 0.6$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}}{2} = \frac{1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.208}}{2} = 0.88$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{49.095}{280 \times 10^3 \times 0.88 \times 0.32} = 6.23 \times 10^{-4} m^2 = 6.23 cm^2$$

Chọn 2&20 có $A_s = 6.28 cm^2$.

$$\mu = \frac{6.28}{20.32} \cdot 100\% = 0.98\% > \mu_{min} = 0.05\%$$

4.5.1.3 Tính toán cốt đai.

+ Lực cắt lớn nhất :

$$Q_{max} = q_l/2 + P = 1078.3,77/2 + 3177 = 5209 daN = 52.1 kN$$

+ Kiểm tra điều kiện bê tông không bị phá hoại trên tiết diện nghiêng :

$$Q \leq k_0 R_b b h_0$$

$$k_0 R_b b h_0 = 0,35 \cdot 11,5 \cdot 1000 \cdot 0,2 \cdot 0,32 = 257,6 kN > Q_{max} = 52,1 kN$$

Thỏa mãn điều kiện tránh phá hoại bê tông do ứng suất chính giữa các vết nứt nghiêng.

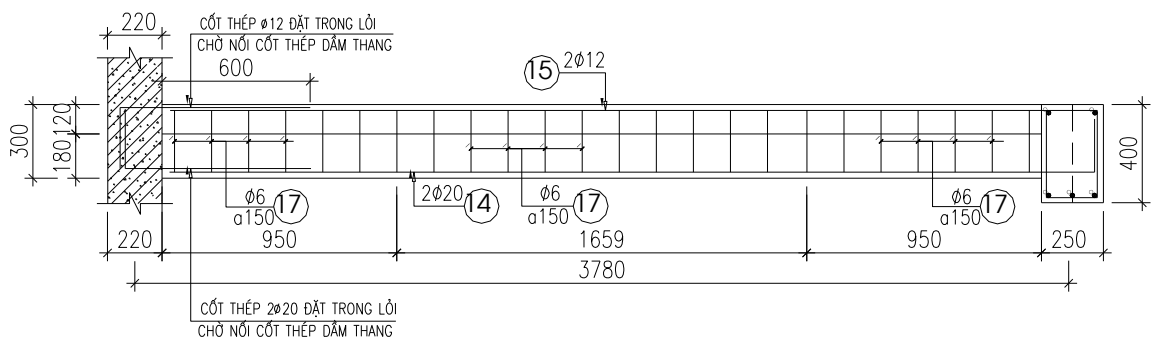
+ Kiểm tra khả năng chịu lực cắt của bê tông: $Q \leq k_1 R_{bt} b h_0$

$$Q_{max} = 52,1 < k_1 R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 10,5 \cdot 0,2 \cdot 0,32 \cdot 1000 = 403,2 kN.$$

=> Không phải tính toán cốt đai.

+ Khoảng cách cốt đai theo cấu tạo $s = \min(h/2; 150) mm = 150 mm$

Vậy chọn khoảng cốt đai 6φs150 mm



Hình 4-6. Bố trí thép dầm chiếu nghỉ

CHƯƠNG 7: THIẾT KẾ MÓNG KHUNG TRỤC 6

4.6 SỐ LIỆU ĐỊA CHẤT , THUYẾT VẤN.

4.6.1 Điều kiện địa chất công trình.

Kết quả thăm dò và khảo sát địa chất dưới công trình được trình bày trong bảng dưới đây:

Bảng 4-3. SỐ LIỆU TÍNH TOÁN MÓNG			
Lớp đất	Chiều dày(m)	Độ sâu(m)	Mô tả lớp đất
1	1.2	1.2	Đất lấp
2	5.8	7.0	Sét pha dẻo mềm
3	7.4	14.4	Sét pha dẻo chảy
4	7.6	22.0	Cát bụi rời
5	8.0	30.0	Cát hạt trung chặt vừa

Số liệu địa chất được khoan khảo sát tại công trường và thí nghiệm trong phòng kết hợp với các số liệu xuyên tĩnh cho thấy đất nền trong khu vực xây dựng gồm các lớp đất có thành phần và trạng thái như sau:

Bảng 4-4. CHỈ TIÊU CƠ LÝ CỦA ĐẤT NỀN					
Lớp đất	1	2	3	4	5
Chiều dày(m)	1.2	5.8	7.4	7.6	8.0
Dung trọng tự nhiên γ (KN/m ³)	17	18.5	17.7	19	19.9
Hệ số rỗng e	-	0.975	1.091	0.601	0.501
Tỉ trọng Δ	-	26.8	26.8	26.4	26.3
Độ ẩm tự nhiên W_0 (%)	-	36.3	33.2	19.5	19.5
Độ ẩm giới hạn nhão W_{nh} (%)	-	43.0	34.4	-	-
Độ ẩm giới hạn dẻo W_d (%)	-	25.5	20.6	-	-
Độ sệt B	-	0.617	1.268	-	-
Góc ma sát trong φ°	6	15	8	25	38
Lực dính c (Kg/cm ²)	-	60	14	-	-
Kết quả xuyên tiêu chuẩn SPT	-	N =7	N =1	N=22	N=41
Kết quả xuyên tĩnh CPT q_c (MPa)	-	1.33	0.21	6.8	18.5
E_0 (KN/m ²)	-	6650	840	13600	37000

4.6.2 Đánh giá điều kiện địa chất và tính chất xây dựng.

a. Lớp 1: lớp đất lấp:

Phân bố mặt trên toàn bộ khu vực khảo sát, có bề dày 1.2m, thành phần chủ yếu là lớp đất trồng trọt, là lớp đất yếu và khá phức tạp, có độ nén chặt chưa ổn định.

b. Lớp 2: lớp đất sét pha dẻo mềm:

Là lớp đất có chiều dày 5.8m. Để đánh giá tính chất của đất ta xét các hệ số sau:

$$+ \text{Hệ số rỗng tự nhiên: } e = \frac{\gamma_n(1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{26.8 \times 1 \times (1+0.363)}{18.5} - 1 = 0.975 \quad (7-1)$$

+ Chỉ số dẻo: $A = W_{nh} - W_d = 43.0 - 25.5 = 17.5 > 17 \Rightarrow$ lớp đất sét. (7-2)

+ Độ sệt: $B = \frac{W - W_{nh}}{A} = \frac{36.3 - 25.5}{17.5} = 0.617 \Rightarrow 0.5 < B < 0.75$ (7-3)

$\Rightarrow$ Đất ở trạng thái dẻo mềm.

+ Môđun biến dạng: ta có $q_c = 1.33 \text{ MPa} = 1330 \text{ KN/m}^2$.

$\Rightarrow E_0 = \alpha q_c = 5 \times 1330 = 6650 \text{ KN/m}^2$ (α là hệ số lấy theo loại đất). (7-4)

• Nhận xét: Đây là lớp đất có cường độ trung bình, hệ số rỗng lớn, góc ma sát và môđun biến dạng trung bình, tuy nhiên bề dày công trình hạn chế so với tải trọng công trình truyền xuống nên lớp đất này chỉ thích hợp với việc đặt đài móng và cho cọc xuyên qua.

c. Lớp 3: lớp đất sét pha dẻo chảy:

Là lớp đất có chiều dày 7.4m. Để đánh giá tính chất của đất ta xét các hệ số sau:

+ Hệ số rỗng tự nhiên: $e = \frac{\gamma_n(1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{26.8 \times 1 \times (1+0.381)}{17.7} - 1 = 1.091$

+ Một phần lớp đất nằm dưới mực nước ngầm:

$$\gamma_{dn} = \frac{\Delta - \gamma_n}{1+e} = \frac{26.8 - 10}{1+1.091} = 8.03 \text{ KN/m}^3 \quad (7-5)$$

+ Chỉ số dẻo: $A = W_{nh} - W_d = 34.4 - 20.6 = 13.8 \Rightarrow 7 < A = 13.8 < 17$ lớp đất á sét.

+ Độ sệt: $B = \frac{W - W_{nh}}{A} = \frac{38.1 - 20.6}{13.8} = 1.268 > 1 \Rightarrow$ Đất ở trạng thái chảy.

+ Môđun biến dạng: ta có $q_c = 0.21 \text{ MPa} = 210 \text{ KN/m}^2$.

$\Rightarrow E_0 = \alpha q_c = 4 \times 210 = 840 \text{ KN/m}^2$

• Nhận xét: Là lớp đất có hệ số rỗng tương đối lớn, góc ma sát trong nhỏ và môđun biến dạng khá nhỏ, sức kháng xuyên yếu nên lớp đất này không thể là vị trí đặt mũi cọc móng công trình.

d. Lớp 4: lớp đất cát bụi nhỏ:

Bảng 4-5. Chỉ tiêu cơ lý lớp đất hạt bụi nhỏ

Đường kính cỡ hạt(mm) chiếm %							W (%)	Δ	q_c (MPa)	N_{60}
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				
7.5	7	30	35	15.5	3.5	1.5	19.5	26.4	6.8	22

Là lớp đất có chiều dày 7.6m. Để đánh giá tính chất của đất ta xét các hệ số sau:

+ Thấy rằng $d_{\geq 0.1}$ chiếm $79.5\% > 75\% \Rightarrow$ Đất là lớp cát hạt nhỏ.

+ Hệ số rỗng tự nhiên: $e = \frac{\gamma_n(1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{26.4 \times 1 \times (1+0.195)}{19} - 1 = 0.601$

$$\gamma_{dn} = \frac{\Delta - \gamma_n}{1+e} = \frac{26.4 - 10}{1+0.601} = 10.24 \text{ KN/m}^3$$

+ Sức kháng xuyên: $q_c = 6.8 \text{ MPa} = 6800 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow$ Đất ở trạng thái rời.

+ Môđun biến dạng: ta có $q_c = 6.8 \text{ MPa} = 6800 \text{ KN/m}^2$.

$$\Rightarrow E_0 = \alpha q_c = 2 \times 6800 = 13600 \text{ KN/m}^2$$

• Nhận xét: Đây là lớp đất có cường độ chịu tải không cao, hệ số rỗng và sức kháng xuyên trung bình, môđun đàn hồi khá nhỏ. Chỉ là lớp tạo ma sát và cho cọc xuyên qua.

e. Lớp 5: lớp đất cát trung:

Bảng 4-6. Chỉ tiêu cơ lý lớp đất cát trung

Đường kính cỡ hạt(mm) chiếm %							W (%)	Δ	q_c (MPa)	N_{60}
>10	10÷5	5÷2	2÷1	1÷0.5	0.5÷0.25	0.25÷0.1				
1.5	9	25	41.5	10	9	4	13.6	26.3	18.5	41

Là lớp đất có chiều dày 8.0m. Để đánh giá tính chất của đất ta xét các hệ số sau :

+ Thấy rằng $d_{\geq 2}$ chiếm $35.5\% > 25\% \Rightarrow$ Đất là lớp cát hạt trung

+ Hệ số rỗng tự nhiên:

$$e = \frac{\gamma_n(1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{2.63 \times 1 \times (1+0.136)}{1.99} - 1 = 0.501$$

$$\gamma_{dn} = \frac{\Delta - \gamma_n}{1+e} = \frac{26.3 - 10}{1+0.501} = 10.86 \text{ KN/m}^3$$

+ Sức kháng xuyên: $q_c = 18.5 \text{ MPa} = 18500 \text{ KN/m}^2$

$\Rightarrow$ Đất ở trạng thái chặt .

+ Môđun biến dạng: ta có $q_c = 18.5 \text{ MPa} = 18500 \text{ KN/m}^2$.

$$\Rightarrow E_0 = \alpha q_c = 2 \times 18500 = 37000 \text{ KN/m}^2$$

• Nhận xét: Đây là lớp đất có hệ số rỗng nhỏ, góc ma sát và môđun biến dạng lớn, rất thích hợp cho việc đặt vị trí mũi cọc.

4.6.3 Điều kiện địa chất thủy văn.

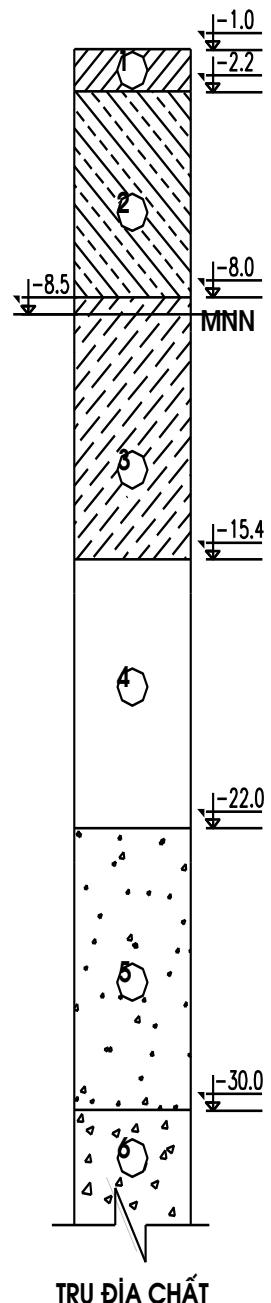
Mực nước ngầm tương đối ổn định ở độ sâu -7.5m so với cốt tự nhiên, nước ít ăn mòn. Công trình cần thi công móng ở độ sâu khá lớn, do vậy ảnh hưởng của nước ngầm đến móng công trình là không đáng kể. Các lớp đất trong trụ địa chất không có dị vật cản trở việc thi công. Lát cắt địa chất công trình như sau:

4.6.4 Đánh giá điều kiện địa chất công trình.

Qua lát cắt địa chất ta thấy lớp 1 là lớp đất lấp có thành phần hỗn tạp cần phải nạo bỏ. Các lớp đất 2,3 đều là các lớp đất thuộc loại sét mềm yếu, có môđun biến dạng thấp ($E_0 < 10000 \text{ KN/m}^2$). Lớp đất thứ 4 là lớp cát rời chỉ tạo ma sát cho bề mặt cọc và cho cọc xuyên qua.

Lớp 5 có cường độ lớn hơn và tốt hơn cho móng nhà cao tầng.

Lớp này là lớp đất cát thô có $E_0 = 37000 \text{ KN/m}^2$, đây là lớp đất rất tốt Vì vậy chọn phương án móng cọc cắm vào lớp đất này để chịu tải là hợp lý.



4.7 LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN NỀN MÓNG

4.7.1 Các giải pháp móng cho công trình:

Vì công trình là nhà cao tầng nên tải trọng đứng truyền xuống móng nhân theo số tầng là rất lớn. Mặt khác vì chiều cao nhà gần 40m nên tải trọng ngang tác dụng là khá lớn, đòi hỏi móng có độ ổn định cao. Do đó phương án móng sâu là hợp lý nhất để chịu được tải trọng từ công trình truyền xuống. Xem xét một số phương án sau:

Móng cọc đóng: Ưu điểm là kiểm soát được chất lượng cọc từ khâu chế tạo đến khâu thi công nhanh. Nhưng hạn chế của nó là tiết diện nhỏ, khó xuyên qua ổ cát, thi công gây ồn và rung ảnh hưởng đến công trình thi công bên cạnh đặc biệt là khu vực thành phố. Hệ móng cọc đóng không dùng được cho các công trình có tải trọng quá lớn do không đủ chỗ bố trí các cọc.

Móng cọc ép: Loại cọc này chất lượng cao, độ tin cậy cao, thi công êm dịu. Hạn chế của nó là khó xuyên qua lớp cát chặt dày, tiết diện cọc và chiều dài cọc bị hạn chế. Điều này dẫn đến khả năng chịu tải của cọc chưa cao.

Móng cọc khoan nhồi: Là loại cọc đòi hỏi công nghệ thi công phức tạp. Tuy nhiên nó vẫn được dùng nhiều trong kết cấu nhà cao tầng vì nó có tiết diện và chiều sâu lớn do đó nó có thể tựa được vào lớp đất tốt nằm ở sâu vì vậy khả năng chịu tải của cọc sẽ rất lớn. Mặc dù vậy nhưng nếu xét về hiệu quả kinh tế đối với từng công trình cụ thể thì việc thi công móng bằng công nghệ thi công cọc khoan nhồi có phù hợp hay không?

- Công trình nhà cao tầng thường có các đặc điểm chính: tải trọng thẳng đứng giá trị lớn đặt trên mặt bằng hạn chế, công trình cần có sự ổn định khi có tải trọng ngang...

Do đó việc thiết kế móng cho nhà cao tầng cần đảm bảo:

- Độ lún cho phép
- Sức chịu tải của cọc
- Công nghệ thi công hợp lý không làm hư hại đến công trình đã xây dựng.
- Đạt hiệu quả – kinh tế – kỹ thuật.

Với các đặc điểm địa chất công trình như đã giới thiệu, các lớp đất phía trên đều là đất yếu không thể đặt móng nhà cao tầng lên được, chỉ có các lớp cuối cùng là cát hạt thô có chiều dài không kết thúc tại đáy hố khoan là có khả năng đặt được móng cao tầng.

Hiện nay có rất nhiều phương án xử lý nền móng. Với công trình cao gần 40m so với mặt đất tự nhiên, tải trọng công trình đặt vào móng là khá lớn, do đó ta chọn phương án móng sâu dùng cọc truyền tải trọng công trình xuống lớp đất tốt.

- + Phương án 1: dùng cọc tiết diện 35x35cm, thi công bằng phương pháp đóng.
- + Phương án 2: dùng cọc tiết diện 35x35cm, thi công bằng phương pháp ép.
- + Phương án 3: dùng cọc khoan nhồi.

❖ Ưu, nhược điểm của cọc BTCT đúc sẵn :

• Ưu điểm :

- Tựa lên nền đất tốt nên khả năng mang tải lớn.
- Dễ kiểm tra được chất lượng cọc, các thông số kỹ thuật (lực ép, độ chối...) trong quá trình thi công.

- Việc thay thế và sửa chữa dễ dàng khi có sự cố về kỹ thuật và chất lượng cọc.
- Môi trường thi công móng sạch sẽ hơn nhiều so với thi công cọc khoan nhồi.
- Giá thành xây dựng tương đối rẻ và phù hợp.
- Nếu thi công bằng phương pháp ép cọc thì không gây tiếng ồn và nó phù hợp với việc thi công móng trong thành phố.
- Phương tiện, máy móc thi công đơn giản, nhiều đội ngũ cán bộ kỹ thuật và công nhân có kinh nghiệm và tay nghề thi công cao.
- Trong không gian chật hẹp thì phương pháp này tỏ ra hữu hiệu vì có thể dùng chính tải trọng công trình làm đối trọng (phương pháp ép sau).
- Thi công phổ biến với chiều dài cọc phong phú và có thể đóng hoặc ép.

• Nhược điểm:

- Không phù hợp với nền đất có các lớp đất tốt nằm sâu hơn 40m, các lớp đất có nhiều chướng ngại vật.
- Phải nối nhiều đoạn, không có biện pháp kỹ thuật để bảo vệ mối nối hiệu quả.
- Dù là ép hay đóng thì khả năng giữ cọc thẳng đứng gặp khó khăn, và nhiều sự cố thi công khác như: hiện tượng chồi giả, vỡ đầu cọc, an toàn lao động khi lắp các đoạn cọc.
- Quá trình thi công gây ra những chấn động (phương pháp đóng cọc) làm ảnh hưởng đến công trình lân cận.
- Đường kính cọc hạn chế nên chiều sâu, sức chịu tải cũng kém hơn cọc nhồi.

⇒ Khi dùng phương pháp thi công cọc BTCT đúc sẵn phải khắc phục các nhược điểm của cọc và kỹ thuật thi công để đảm bảo yêu cầu.

❖ Ưu, nhược điểm của cọc khoan nhồi :

• Ưu điểm :

- Có thể tạo ra những cọc có đường kính lớn do đó chịu tải nén rất lớn.
- Do cách thi công, mặt bên của cọc nhồi thường bị nhám do đó ma sát giữa cọc và đất nói chung có trị số lớn so với các loại cọc khác.
- Khi cọc làm việc không gây lún ảnh hưởng đáng kể cho các công trình lân cận.
- Quá trình thực hiện thi công móng cọc dễ dàng thay đổi các thông số của cọc (chiều sâu, đường kính) để đáp ứng với điều kiện cụ thể của địa chất dưới nhà.

• Nhược điểm:

- Khó kiểm tra chất lượng của cọc.
- Thiết bị thi công tương đối phức tạp .
- Nhân lực đòi hỏi có tay nghề cao.
- Rất khó giữ vệ sinh công trường trong quá trình thi công.

4.7.2 Lựa chọn phương án móng

Qua những phân tích trên dùng phương pháp cọc ép là hợp lý hơn cả về yêu cầu sức

chịu tải, khả năng và điều kiện thi công công trình.

4.7.3 Tiêu chuẩn xây dựng:

Độ lún cho phép $[s]=8\text{cm}$.

4.7.4 Các giả thuyết tính toán, kiểm tra cọc đài thấp :

- Sức chịu tải của cọc trong móng được xác định như đối với cọc đơn đứng riêng rẽ,
- không kể đến ảnh hưởng của nhóm cọc.
- Tải trọng truyền lên công trình qua đài cọc chỉ truyền lên các cọc chứ không truyền lên các lớp đất nằm giữa các cọc tại mặt tiếp xúc với đài cọc.
- Khi kiểm tra cường độ của nền đất và khi xác định độ lún của móng cọc thì coi móng cọc như một khối móng quy ước bao gồm cọc, đài cọc và phần đất giữa các cọc.
- Vì việc tính toán khối móng quy ước giống như tính toán móng nông trên nền thiên nhiên (bỏ qua ma sát ở mặt bên móng) cho nên trị số mômen của tải trọng ngoài tại đáy móng khối quy ước được lấy giảm đi một cách gần đúng bằng trị số mômen của tải trọng ngoài so với cao trình đáy đài.
- Đài cọc xem như tuyệt đối cứng.
- Cọc được ngàm cứng vào đài.
- Tải trọng ngang hoàn toàn do đất từ đáy đài trở lên tiếp nhận.

4.8 Tính toán cọc

4.8.1 Vật liệu.

- + Đài cọc:
 - + Bê tông cấp độ bền B25: $R_b = 14.5\text{MPa}$. $R_{bt} = 1.05\text{MPa}$.
 - + Cốt thép CII: $R_s = 280\text{MPa}$.
 - + Bê tông lót B12.5 dày 10cm.
- + Cọc:
 - + Thép dọc $4\phi 22$ ($F_a = 15.21\text{cm}^2$). Bê tông B25.
 - + Bích đầu cọc: thép bản dày 1cm, cao 15cm, đầu cọc ngàm vào đài 15cm và cốt thép neo(phá đầu cọc) trong đài bằng $28\phi(>20\phi)$ = 60cm.
 - Vậy tổng chiều dài cọc trong đài là 90cm
 - + Mũi cọc cắm sâu vào lớp thứ 5 là 4m.
 - + Đầu mũi cọc vát 30cm.

4.8.2 Sơ bộ chọn cọc và đài cọc

Các yêu cầu công trình về độ bền và độ lún và dựa vào các số liệu khảo sát địa chất công trình, ta đã chọn phương án móng cọc ma sát thi công bằng phương pháp ép tĩnh.

Căn cứ vào các lớp địa chất trên ta dự kiến cắm cọc vào độ sâu 26m tính từ mặt đất tự nhiên tức là cắm vào lớp 5 một đoạn: 4m (lớp cát trung chặt vừa).

Trên cơ sở nội lực tính toán tại chân cột đã có sẵn được lấy ra từ bảng tổ hợp được thống kê trong bảng dưới đây:

Bảng 4-7. bảng nội lực tính cọc

CỘT	M (KNm)	N (KN)	Q (KN)
C1, C34	163.06	-3195.80	62.69
C12	-106.98	-3441.52	6.53
C23	108.489	-3646.91	-7.54

Do nhà có tầng hầm (cốt sàn tầng hầm là -3.0m) nên ta dự định đặt mặt trên đài ở độ sâu -3.0m (cốt mặt trên đài trùng cốt sàn tầng hầm) với giả thiết chiều cao đài $h=1.2m$ suy ra đáy đài cách mặt đất tự nhiên 4.2m(cốt -4.2m), đài cọc nằm trong lớp đất thứ 2.

Chiều dài cọc $l = 26.0 - 4.2 + 0.9 + 0.3 = 23.0m$. Chọn 3 cọc 35x35cm và chiều dài mỗi cọc là 7m và 2cọc 8m

4.8.3 Giải pháp liên kết hệ đài cọc:

Các đài cọc được nối với nhau bằng hệ giằng, các hệ giằng này liên kết ngàm vào đài móng có tác dụng truyền lực ngang từ đài cọc này sang đài cọc khác, vì vậy giằng móng có khả năng giảm kéo giữa các đài móng. Góp phần điều chỉnh và giảm chuyển vị lún lệch giữa các đài móng. Hệ giằng còn góp phần chịu một phần mômen truyền từ cột xuống, do đó có khả năng điều chỉnh những sai lệch do cọc ép không thẳng đứng gây ra. Ngoài ra hệ giằng còn là gối đỡ để xây tường lên trên.

Người ta căn cứ vào khoảng cách giữa các đài cạnh nhau, tải trọng công trình tác dụng vào đài, độ lún lệch tương đối giữa các đài với nhau mà có phương pháp bố trí diện tích cốt thép trong giằng. Giằng được cấu tạo như cấu kiện chịu uốn nên cốt thép bố trí chịu mômen dương và âm là như nhau. Chọn cao trình mặt trên của giằng móng bằng cao trình mặt trên đài móng.

Sơ bộ chọn kích thước giằng móng là $b \times h = 30 \times 70cm$, dùng bê tông B25, cốt thép theo tính toán chênh lún giữa các đài móng, theo kinh nghiệm và theo cấu tạo $A_s > \mu_{min}$. Chọn thép dọc $8\phi 16$ và cốt đai $\phi 6$ s200.

4.8.4 Xác định sức chịu tải của cọc:

4.8.4.1 Theo vật liệu:

Sức chịu tải của cọc theo vật liệu được tính như sau: $P_{cvi} = m(R_b F_b + R_s F_s)$ (7-6)

Trong đó:

R_b - Cường độ của bê tông cọc BTCT đúc sẵn.

F_b - Diện tích tiết diện cọc.

F_s - Diện tích cốt thép dọc.

R_s - Cường độ tính toán của cốt thép

m - Hệ số điều kiện làm việc của cọc.

$$\Rightarrow P_{cvi} = 1(14.5 \times 0.35 \times 0.35 + 280 \times 16.085 \times 10^{-4}) = 2.22MPa = 2226KN$$

4.8.4.2 Theo kết quả xuyên tiêu chuẩn(SPT).

- Theo công thức của Meyerhof.

$$P_{gh} = K_1 N_{tb}^p F + u \sum_{i=1}^4 l_i K_2 N_{ti}^s \quad (7-7)$$

$$P = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{K_1 N_{tb}^p F + u \sum l_i K_2 N_{tb}^s}{F_s} \quad (7-8)$$

Trong đó:

- N_{tb}^p : chỉ số SPT trung bình trong khoảng 1d dưới mũi cọc và 4d dưới mũi cọc.
- N_{tb}^s : chỉ số SPT lớp đất dọc thân cọc.
- F: Diện tích tiết diện mũi cọc, m^2 .
- $K_1 = 400KN/m^2$ cho cọc ép.
- $K_2 = 2$ cho cọc ép.
- u: chu vi tiết diện cọc.
- l_i : chiều sâu lớp đất dọc thân cọc.

Hệ số an toàn F_s áp dụng khi tính toán sức chịu tải của cọc theo xuyên tiêu chuẩn TCVN205 lấy bằng $2.5 \div 3$.

$$P_{gh} = 400 \times 41 \times 0.35 \times 0.35 + [(0.35 \times 4) \times 2(4.6 \times 7 + 6.4 \times 1 + 7.6 \times 22 + 4 \times 41)] = 3028.76KN$$

$$\Rightarrow P = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{3028.76}{3} = 1009.59KN$$

4.8.4.3 Theo kết quả xuyên tĩnh(CPT).

$$P_{gh} = F k_c q_c + u \sum_{i=1}^4 l_i \frac{q_{ci}}{\alpha_i} \quad (7-9)$$

$$P = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{F k_c q_c + u \sum_{i=1}^4 l_i \frac{q_{ci}}{\alpha_i}}{F_s} \quad (7-10)$$

Trong đó:

- F: Diện tích tiết diện mũi cọc, m^2 .
- k_c Hệ số chuyển đổi từ kết quả CPT.
- u: chu vi tiết diện cọc.
- l_i : chiều sâu lớp đất thứ i dọc thân cọc.
- q_{ci} : sức kháng xuyên của lớp đất thứ i.
- q_c : sức kháng xuyên của lớp đất mũi cọc.

Hệ số an toàn F_s áp dụng khi tính toán sức chịu tải của cọc theo xuyên tiêu chuẩn TCVN205 lấy bằng $2 \div 3$.

$$P_{gh} = 0.35 \times 0.35 \times 0.4 \times 18.5 \times 10^3 + (0.35 \times 4) \left[3.8 \times \frac{1.33 \times 10^3}{30} + 7.4 \times \frac{0.21 \times 10^3}{30} + 7.6 \times \frac{6.8 \times 10^3}{100} + 4 \times \frac{18.5 \times 10^3}{100} \right]$$

$$P_{gh} = 2974.398KN$$

$$\Rightarrow P = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{2974.398}{3} = 991.446KN$$

4.8.4.4 Theo cơ lý đất nền (phương pháp thống kê):

P_{tt} : Sức chịu tải tính toán của cọc đơn tính toán với đất nền.

$$P_{tt} = m(\alpha_1 u \sum_{i=2}^5 \tau_i l_i + \alpha_2 FR_n) \quad (7-11)$$

Trong đó :

P_{tt} – Sức chịu tải tính toán.

$m=1$ –Hệ số xét tới ảnh hưởng của thi công đến khả năng làm việc của đất nền.

α_1 – Hệ số kể đến ảnh hưởng phương pháp hạ cọc đến ma sát giữa cọc và đất.

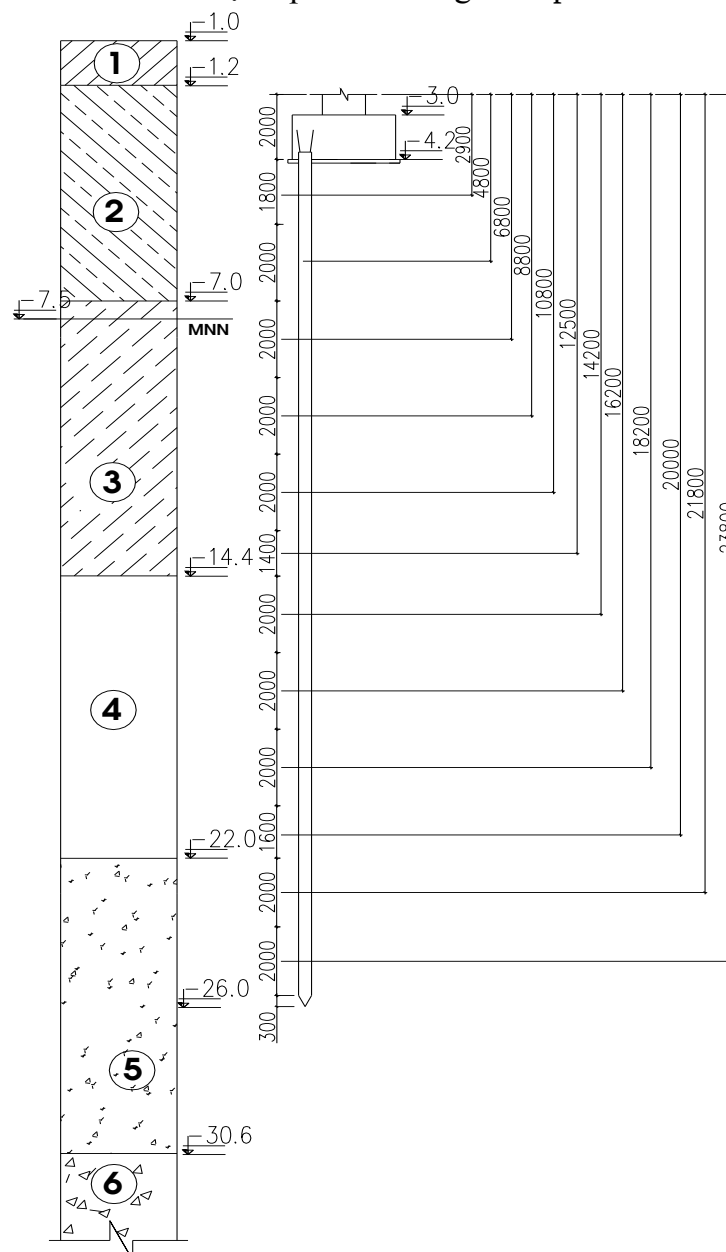
α_2 – Hệ số kể đến ảnh hưởng phương pháp hạ cọc đến sức chịu tải của đất dưới mũi cọc. ($\alpha_1 = \alpha_2 = 1$)

u – chu vi tiết diện cọc.

τ_i – lực ma sát giới hạn đơn vị trung bình của mỗi lớp đất.

R_n – Cường độ lớp đất mũi cọc.

Chia các tầng địa chất thành các lớp có chiều dày l_i không quá 2m. Chiều sâu bình quân Z_i từng lớp tính từ cao trình của mặt lớp thứ 2 đến giữa lớp.



Hình 4-7. TRỤ ĐỊA CHẤT VÀ SƠ ĐỒ PHÂN TÍCH CỌC

+ Lớp thứ 2 : Sét dẻo mềm có độ sệt $B = 0.617$

$$Z_1 = 2.9\text{m} \Rightarrow \tau_1 = 12.8\text{KN/m}^2, l_1 = 1.8\text{m}.$$

$$Z_2 = 4.8\text{m} \Rightarrow \tau_2 = 15.6\text{KN/m}^2, l_2 = 2.0\text{m}.$$

+ Lớp thứ 3 : Sét dẻo chảy có độ sệt $B = 1.268$

$$Z_3 = 6.8\text{m} \Rightarrow \tau_3 = 6.0\text{KN/m}^2, l_3 = 2.0\text{m}.$$

$$Z_4 = 8.8\text{m} \Rightarrow \tau_4 = 6.0\text{KN/m}^2, l_4 = 2.0\text{m}.$$

$$Z_5 = 10.8\text{m} \Rightarrow \tau_5 = 6.0\text{KN/m}^2, l_5 = 2.0\text{m}.$$

$$Z_6 = 12.5\text{m} \Rightarrow \tau_6 = 6.0\text{KN/m}^2, l_6 = 1.4\text{m}.$$

+ Lớp thứ 4 : Cát hạt nhỏ chặt vừa.

$$Z_7 = 14.2\text{m} \Rightarrow \tau_7 = 50.2\text{KN/m}^2, l_7 = 2.0\text{m}.$$

$$Z_8 = 16.2\text{m} \Rightarrow \tau_8 = 52.2\text{KN/m}^2, l_8 = 2.0\text{m}.$$

$$Z_9 = 18.2\text{m} \Rightarrow \tau_9 = 54.2\text{KN/m}^2, l_9 = 2.0\text{m}.$$

$$Z_{10} = 20.0\text{m} \Rightarrow \tau_{10} = 56\text{KN/m}^2, l_{10} = 1.6\text{m}.$$

+ Lớp thứ 5 : Cát hạt nhỏ chặt vừa.

$$Z_{11} = 21.8\text{m} \Rightarrow \tau_{11} = 54.2\text{KN/m}^2, l_{11} = 2.0\text{m}.$$

$$Z_{12} = 23.8\text{m} \Rightarrow \tau_{12} = 59.8\text{KN/m}^2, l_{12} = 2.0\text{m}.$$

Cường độ tính toán lớp đất mũi cọc $R_n = 5253.33\text{KN/m}^2$

$$\begin{aligned} \Rightarrow P_{tt} &= 1 \cdot [1 \times 0.35 \times 4 (12.8 \times 1.8 + 15.6 \times 2 + 6 \times (2 + 2 + 2 + 1.4)) + 50.2 \times 2 + 52.2 \times 2 + 54.2 \times 2 + \\ &\quad + 56 \times 1.6 + 54.2 \times 2 + 59.8 \times 2] + 1 \times 0.35 \times 0.35 \times 5253.33 \\ &= 1664.746\text{KN} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow P = P_{tt}/k_{tc} = 1664.746/1.4 = 1189.10\text{KN}$$

Vậy chọn sức chịu tải của cọc là: $P_c = \min\{P_i\} = 991.466\text{ KN}$

4.9 Tính toán móng M2:(cột biên) :

4.9.1 Tải trọng tính toán tác dụng tại đỉnh móng:

+ Trọng lượng giếng móng $30 \times 70\text{cm}$ theo cả 2 phương truyền vào đài móng:

$$N_g = \gamma b h l = 25 \times 0.3 \times 0.7 \times \left(\frac{7}{2} + 4\right) = 39.375\text{KN} \quad (7-12)$$

+ Trọng lượng do tường trên giếng tác dụng vào đài móng:

$$N_t = \gamma b h l = 25 \times 0.3 \times (3.0 - 0.6) \times \left(\frac{7}{2} + 4\right) = 135\text{KN}$$

+ Tải trọng bản thân do cột tầng hầm tác dụng xuống:

$$N_c = \gamma b h l = 25 \times 0.5 \times 1.0 \times 3 = 37.5\text{KN}$$

$\Rightarrow$ Nội lực tính toán tác dụng tại đỉnh móng **M2** (C1 cột biên):

$$M_0^t = 163.06\text{KNm}$$

$$Q_0^t = 62.69\text{KN}$$

$$N_0^t = N + N_g + N_t = 3195.80 + 39.375 + 135.0 = 3407.675\text{KN}$$

- Nội lực tiêu chuẩn tác dụng tại đỉnh móng:

$$M_0^{tc} = \frac{M_0^{tt}}{1.15} = \frac{136.06}{1.15} = 123.69 \text{ KNm}$$

$$Q_0^{tc} = \frac{Q_0^{tt}}{1.15} = \frac{62.69}{1.15} = 5.82 \text{ KN}$$

$$N_0^{tc} = \frac{N_0^{tt}}{1.15} = \frac{3407.675}{1.15} = 2963.20 \text{ KN}$$

4.9.2 Chọn sơ bộ số lượng cọc:

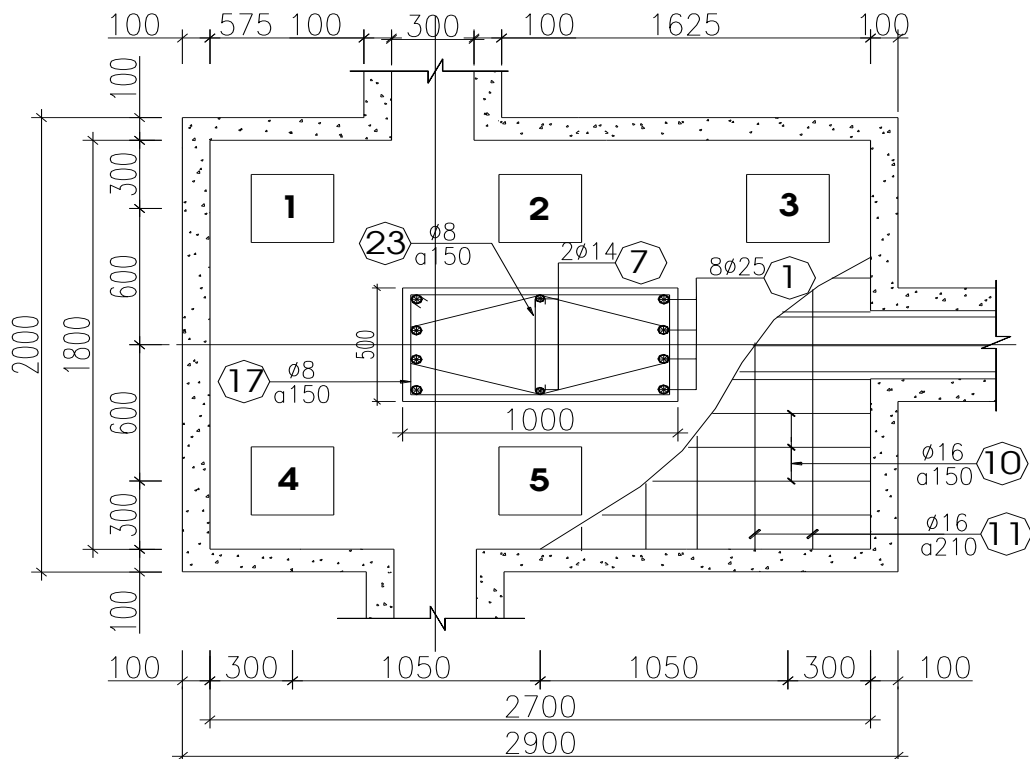
$$N_c = \beta \cdot \frac{N^{tt}}{P_c} \quad \text{với } \beta = 1.2$$

-Số lượng cọc cho móng **M2** cột biên **C1** là:

$$N_c = \beta \cdot \frac{N^{tt}}{P_c} = 1,2 \cdot \frac{3407.675}{991.466} = 4.12 \text{ cọc} \Rightarrow \text{chọn } n = 6 \text{ cọc}$$

4.9.3 Bố trí cọc trong đài:

Bố trí như hình vẽ cho móng cột biên **M2(C1)** tương tự như sau:



Hình 4-8. ĐÀI MÓNG M2 CỘT BIÊN

Từ kích thước cọc và số lượng cọc ta chọn được kích thước đài như hình vẽ.
Với nguyên tắc:

-Khoảng cách giữa các cọc trong đài đảm bảo điều kiện $l \geq 3D$ (với D là đường kính của cọc). Ở đây với **cọc $D=350 \Rightarrow 3 D=1050\text{mm}$. chọn $l = 1050$**

- Khoảng cách từ mép ngoài cọc biên đến mép đài gần nhất $s \geq D/2 = 0.5 \times 300 = 150\text{mm}$.
 - Chọn $s = 150\text{mm}$.
 - Chiều cao đài $h_d = 1,2\text{ m}$.
 - Lớp bê tông lót dưới đáy đài rộng hơn mép đài 100mm .
- Đài cọc bố trí như hình vẽ, kích thước sơ bộ của đài móng M2 ta chọn là :
- $2.4 \times 1.8 \times 1.2\text{ m}$.

4.9.4 Tính toán móng M2 :

4.9.4.1 Kiểm tra chiều sâu chôn đài.

Chiều sâu chôn đài tính từ đáy đài đến mặt đài và phải thoả mãn điều kiện:

$h_d > h_{\min}$ ($h_{\min}$: chiều cao tối thiểu của đài để tổng các lực ngang tác dụng vào đài được tiếp thu hết ở phần đất đối diện, cọc chỉ làm việc như cọc chịu kéo hoặc nén đúng tâm).

$$h_{\min} = 0.7 \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \sqrt{\frac{Q_b}{\gamma \cdot b}} \quad (7-13)$$

φ, γ : góc ma sát trong và trọng lượng tự nhiên trung bình của đất từ đáy đài trở lên.

với $\varphi = 6^\circ, \gamma = 17\text{ KN/m}^3$

Q_b : tổng tải trọng ngang.

Từ kết quả nội lực tại chân cột : có $Q_b = Q_{\max} = 62.69\text{KN}$.

b: cạnh đáy đài theo phương H, $b = 1.8\text{m}$.

$$h_{\min} = 0.7 \tan \left(45^\circ - \frac{6^\circ}{2} \right) \cdot \sqrt{\frac{62.69}{17 \cdot 1.8}} = 0.92\text{m} \Rightarrow \text{Thỏa mãn.}$$

4.9.4.2 Kiểm tra áp lực truyền lên cọc.

+ Trọng lượng đài:

$$N_d = F_d h_d \gamma_{tb} n = 2.4 \times 1.8 \times 1.2 \times 20 \times 1.1 = 114.05\text{KN} \quad (7-14)$$

+ Phần trọng lượng do đất và bê tông nền tầng hầm có thể bỏ qua do một phần lớn nằm trực tiếp vào nền đất.

$\Rightarrow$ Nội lực tính toán tại đáy đài:

$$N^t = N_0^t + N_d = 3407.675 + 114.05 = 3521.725\text{KN} \quad (7-15)$$

$$M^t = M_0^t + Q_0^t h = 136.06 + 62.69 \times 1.2 = 211.29\text{KNm} \quad (7-16)$$

Tải trọng tác dụng lên cọc xác định theo công thức:

$$P_{\max, \min} = \frac{N^t}{n_c} \pm \frac{M^t \cdot y}{\sum y_i^2} \quad (7-17)$$

CỌC	$y_i(m)$	y_i^2	$P_i (KN)$
1	0.9	0.81	352.184
2	0	0	586.954
3	0.9	0.81	352.184
4	0.9	0.81	821.724
5	0	0	586.954
6	0.6	0.81	821.724

$$P_{\max} = 821.724 \text{ KN}$$

$$P_{\min} = 352.184 \text{ KN} > 0 \Rightarrow \text{Không cần kiểm tra điều kiện cọc chịu nhỏ.}$$

Trọng lượng bản thân cọc tính từ đáy đài đến chân cọc,
phần cọc nằm dưới mực nước ngầm chịu tác dụng đẩy nổi của nước ngầm với
 $\gamma_{\text{dn}}=15\text{KN/m}^3$.

$$q_c = n F_c (l_t \gamma + l_d \gamma_{\text{dn}}) = 1.1 \times 0.09 \times [(8.5-4.2) \times 25 + (27.3-8.5) \times 15] = 38.56 \text{ KN} \quad (7-18)$$

$$P_{\text{cmax}} = P_c + q_c = 821.724 + 38.56 = 860.284 \text{ KN} < [P] = P_c = 991.466 \text{ KN.}$$

Vậy cọc đảm bảo khả năng chịu lực.

4.9.4.3 Kiểm tra sức chịu tải của đất nền.

Độ lún của nền móng tính theo độ lún của nền khối móng quy ước, chiều cao khối móng quy ước tính từ đáy đài đến mũi cọc với góc mở α
(Nhờ ma sát giữa diện tích xung quanh cọc và khối đất bao quanh nên tải trọng móng được truyền xuống nền với diện tích lớn hơn xuất phát từ mép ngoài cọc biên từ đáy đài và mở rộng góc α về mỗi phía).

* Diện tích đáy móng khối quy ước xác định theo công thức:

$$F_{\text{qr}} = (A_1 + 2L \tan \alpha) \cdot (B_1 + 2L \tan \alpha) \quad (7-19)$$

$$\text{Trong đó: } \alpha = \frac{\varphi_{\text{tb}}}{4}$$

$$\text{với } \alpha_{\text{tb}} = \frac{\sum_{i=2}^4 \varphi_i h_i}{\sum_{i=1}^4 h_i} = \frac{3.8 \times 8^\circ + 7.4 \times 4^\circ + 7.6 \times 25^\circ + 4 \times 38^\circ}{3.8 + 7.4 + 7.6 + 4} = 17.63^\circ \quad (7-20)$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{\varphi_{\text{tb}}}{4} = \frac{17.63}{4} = 4.41^\circ$$

$$A_1 = 2.4 \text{ m}; B_1 = 1.8 \text{ m}$$

L: chiều dài cọc tính từ đáy đài tới mũi cọc = 22.8 m

$$F_{\text{qr}} = (2.4 + 2 \times 22.8 \times \tan 4.41^\circ) \cdot (1.8 + 2 \times 22.8 \times \tan 4.41^\circ) = 5.92 \times 5.32 = 31.48 \text{ m}^2$$

Momen chống uốn W_x của khối móng quy ước là:

$$W_x = \frac{5.92 \times 5.32^2}{6} = 28m^3$$

*Tải trọng tính toán dưới đáy khối móng quy ước:

-Trọng lượng của đài và đất từ đáy đài trở lên:

$$N_1 = F_{qr} \cdot h_d \cdot \gamma_{tb} = 31.48 \times 1.2 \times 20 = 755.5 \text{ KN}$$

-Trọng lượng khối đất từ mũi cọc tới đáy đài:

$$N_2 = (A_{qr} \cdot B_{qr} - F_c) \cdot l_c \cdot \gamma_{tb} = (5.92 \times 5.32 - 0.09 \times 6) \times 22.8 \times 20 = 14115.2 \text{ KN}$$

-Trọng lượng cọc: $q_c = F_c \cdot l_c \cdot \gamma_c = 0.09 \times 22.8 \times 25 \times 6 = 307.8 \text{ KN}$

Lực tác dụng tại đáy khối móng quy ước:

$$N^{tc} = N_1 + N_2 + q_c + N_0^{tc} = 755.52 + 14115.2 + 307.8 + 2963.20 = 18141.7 \text{ KN}$$

$$M^{tc} = 94.34 \text{ KNm.}$$

Áp lực tính toán dưới đáy khối móng quy ước:

$$P_{\max}^{tt} = \frac{N_{dm}^{tc}}{F_{dq}} + \frac{M^{tc}}{W_x} = \frac{18141.70}{31.48} + \frac{94.34}{28} = 579.67 \text{ KN} / m^2 \quad (7-21)$$

$$P_{\min}^{tt} = \frac{N_{dm}^{tc}}{F_{dq}} - \frac{M^{tc}}{W_x} = \frac{18141.70}{31.48} - \frac{94.34}{28} = 572.92 \text{ KN} / m^2 \quad (7-22)$$

$$P_{tb} = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2} = \frac{579.67 + 572.92}{2} = 576.295 \text{ KNm}^2 \quad (7-23)$$

* Sức chịu tải của nền đất dưới đáy khối móng quy ước tính theo công thức của Terzaghi:

$$P_{gh} = 0.5 \alpha_1 N_\gamma B_{qr} \gamma + \alpha_2 N_q \gamma' h + \alpha_3 N_c c \quad (7-24)$$

Trong đó:

$$\alpha = L/B = 5.92/5.32 = 1.1$$

$$\alpha_1 = 1 - 0.2/\alpha = 1 - 0.2/1.1 = 0.82$$

$$\alpha_2 = 1$$

$$\alpha_3 = 1 + 0.2/\alpha = 1 + 0.2/1.1 = 1.18$$

$$\varphi = 38^\circ \text{ nên } N_\gamma = 77.2; N_q = 65.34, 1; N_c = 80.54$$

$$\gamma: \text{ dung trọng của đất tại đáy móng} = 19.9 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma': \text{ dung trọng của đất từ đáy móng đến mặt đất tự nhiên} = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$h: \text{ khoảng cách từ đáy móng đến mặt đất tự nhiên} = 22.8 + 2 = 24.8 \text{ m}$$

$$c: \text{ lực dính của đất tại đáy móng} (c = 0)$$

$$P_{gh} = 0.5 \times 0.82 \times 77.2 \times 5.32 \times 19.9 + 1 \times 65.34 \times 17 \times 24.8 + 0 = 30898 \text{ KN/m}^2$$

$$[P] = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{30898}{3} = 10299 \text{ KN} / m^2$$

$$\Rightarrow P_{tb} = 482.17 \text{ KN} / m^2 < [P] = 10299 \text{ KN} / m^2$$

$$P_{tb} = 482.17 \text{ KN/m}^2 < 1.2[P] = 12359 \text{ KN/m}^2$$

Như vậy nền đất dưới mũi cọc đảm bảo khả năng chịu lực.

4.9.4.4 Kiểm tra độ lún của móng cọc.

Ta có thể tính toán độ lún của nền theo quan niệm nền biến dạng tuyến tính.

Đất nền từ phạm vi từ đáy móng trở xuống có chiều dày khá lớn.

Đáy khối móng quy ước có diện tích bé.

Ta dùng mô hình là nửa không gian biến dạng tuyến tính.

+Ứng suất bản thân tại đáy các lớp đất tính từ mặt đất tự nhiên:

- Lớp đất lấp:

$$\sigma_{z=2.2}^{bt} = 1.2 \times 17 = 20.7 \text{ KN/m}^2$$

- Lớp đất sét dẻo mềm:

$$\sigma_{z=8.0}^{bt} = 20.7 + 5.8 \times 19 = 130.9 \text{ KN/m}^2$$

- Tại vị trí mực nước ngầm:

$$\sigma_{z=8.5}^{bt} = 130.9 + 0.5 \times 17.7 = 139.75 \text{ KN/m}^2$$

- Lớp đất sét dẻo chảy:

$$\sigma_{z=15.4}^{bt} = 139.75 + 7 \times 8.03 = 195.96 \text{ KN/m}^2$$

- Lớp đất cát bụi rời:

$$\sigma_{z=23}^{bt} = 195.96 + 7.6 \times 10.24 = 273.78 \text{ KN/m}^2$$

- Lớp đất cát trung chặt:

$$\sigma_{z=27}^{bt} = 273.78 + 4 \times 10.86 = 317.22 \text{ KN/m}^2$$

⇒ Ứng suất gây lún ở đáy khối móng quy ước:

$$\sigma_{z=0}^{gl} = P_{tb} - \sigma_{z=27}^{bt} = 482.17 - 317.22 = 164.95 \text{ KN/m}^2$$

Xác định độ lún của khối móng quy ước theo phương pháp cộng lún các lớp phân tố :

$$S = \sum s_i = \sum_{i=1}^n \frac{\beta_i}{E_{0i}} \sigma_{gl}^i h_i \quad (7-25)$$

Trong đó: $h_i \leq \frac{B}{4} = \frac{5.23}{4} = 1.33 \text{ m} \Rightarrow h_i = 1.2 \text{ m}$ - chiều dày lớp phân tố.

$$E_{0i} = E_5 = 37000 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Móng đặt ở lớp 5} \Rightarrow \beta_i = 1 - \frac{2\mu_i^2}{1 - \mu_i} = 1 - \frac{2 \times 0.25^2}{1 - 0.25} = 0.8$$

$$\text{Với } \begin{cases} \sigma_{bt} = \gamma(z + h_m) \\ \sigma_{gl} = k_0 P_{gl} \end{cases}; \quad k_0 = f\left(\frac{z}{B}, \frac{L}{B}\right), \frac{L}{B} = \frac{5.69}{5.32} = 1.07 \quad (7-26)$$

Bảng 4-8. BẢNG TÍNH TOÁN ĐIỂM TẮT LÚN

Điểm	z (m)	z/B	$\sigma_{bt} = \sum \gamma_i h_i$ (KN/m ²)	K ₀	$\sigma_{gl}^i = K_0 \sigma_{z=0}^{gl}$ (KN/m ²)
1	0.0	0.00	317.22	1	164.95
2	1.2	0.23	330.25	0.9589	158.17
3	2.4	0.45	343.28	0.7640	126.02
4	3.6	0.68	356.32	0.5566	91.81
5	4.8	0.90	369.35	0.4054	66.87
6	6.0	1.13	382.38	0.2963	48.87

Từ bảng trên ta thấy rằng: tại điểm 5 có $\frac{\sigma_{bt}}{\sigma_{gl}} = \frac{369.35}{66.87} = 5.52 > 5$.

Như vậy tại điểm 5 có độ sâu h= 26+4.8=30.8m

⇒ Độ lún của nền là:

$$S = \frac{0.8}{37000} \times 1.2 \times \left(\frac{164.95}{2} + 158.17 + 126.02 + 91.81 + \frac{66.87}{2} \right) = 12.76 \times 10^{-3} m \approx 1.27 cm < [S] = 8 cm$$

Vậy nền đảm bảo độ lún cho phép.

4.9.4.5 Tính toán, kiểm tra đài cọc.

Kiểm tra điều kiện chọc thủng: (TCVN5574-91) Gồm:

❖ Tính toán cột đâm thủng đài

- Cường độ chịu kéo tính toán của bê tông là $R_{bt} = 1.05 \text{ Mpa}$.
- Tiết diện cột $b_c = h_c = 0.3 \text{ m}$
- Chọn lớp bảo vệ $a = 15 \text{ cm}$. Chiều cao làm việc của đài: $h_0 = 1.2 - 0.15 = 1.05 \text{ m}$

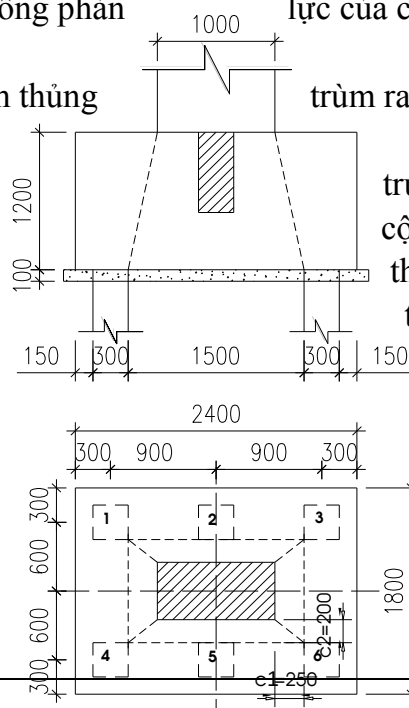
Việc tính toán đâm thủng được tiến hành theo công thức sau:

$$P_{dt} < P_{cdt} = \left[\alpha_1 b_c + c_2 + \alpha_2 h_c + c_1 \right] h_0 R_{bt}$$

Trong đó:

P_{dt} : lực đâm thủng bằng tổng phản lực của cọc ngoài phạm vi đáy tháp đâm thủng.

Do mặt xiên 45° tháp đâm thủng trù ra ngoài cọc trong đài nên tổng lực đâm thủng bằng 0. Nên không xảy ra theo góc 45°. Trường hợp đâm thủng có thể xảy ra Tiết diện của tháp đâm thủng như hình vẽ:



Hình 1-13 Sơ đồ kiểm tra chọc thủng đáy

Tính toán P_{dt} :

- Tải trọng đài tác dụng vào đầu cọc: $Gđ = F_d h_m \gamma_{tb} = 1.8 \times 2.4 \times 20 = 86.4 \text{ KN}$
- Tải trọng truyền lên cọc trong đài:

$$P_{0i} = \frac{N^{tt}}{n} \pm \frac{M_{0x}^{tt} \times y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} = \frac{3097.89 + 86.4}{6} \pm \frac{123.69 \times y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \quad (7-27)$$

Ta có bảng tính sau:

Bảng 4-9. Giá trị lực chọc thủng P_i

Cọc	x_i (m)	y_i (m)	P_{0i} (KN)
1	0.6	-0.9	496.36
2	0.6	0	530.72
3	0.6	0.9	565.07
4	-0.6	-0.9	496.36
5	-0.6	0	530.72
6	-0.6	0.9	565.07

Từ bảng ta có lực đâm thủng:

$$P_{dt} = 2 \times (496.36 + 530.72 + 565.07) = 3184.29 \text{ KN}$$

P_{cdt} – lực chống đâm thủng bằng tổng phản lực ở đầu cọc:

$$P_{cdt} = [\alpha_1 b_c + c_2 + \alpha_2 h_c + c_1] h_0 R_{bt} \quad (7-28)$$

α_1, α_2 - các hệ số được xác định như sau:

$$\alpha_1 = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{C_1}\right)^2} = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{1.05}{0.25}\right)^2} = 6.77 \quad (7-29)$$

$$\alpha_2 = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{C_2}\right)^2} = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{1.05}{0.2}\right)^2} = 8.39 \quad (7-30)$$

C_1, C_2 – khoảng cách trên mặt bằng từ mép cột đến mép của đáy tháp đâm thủng

$$C_1 = 0.25\text{m}; C_2 = 0.2\text{m}$$

$$\rightarrow P_{\text{cđt}} = [6.77(0.3 + 0.2) + 8.39(0.3 + 0.25)] \times 1.05 \times 1.05 \times 10^3 = 8799.45\text{KN}$$

$$\text{Vậy } P_{\text{đt}} = 3184.29\text{KN} < P_{\text{cđt}} = 8799.45\text{KN}.$$

$\Rightarrow$ Chiều cao đài thỏa mãn điều kiện chống đâm thủng.

❖ Tính toán đài chịu uốn

Xem đài cọc là tuyệt đối cứng và làm việc như bản công xôn ngàm tại mép cột.

a. Tính toán thép cho đài theo phương cạnh ngắn.

+Mômen tại mép cột theo mặt cắt I-I là :

$$M_1 = r_1(P_{03} + P_{06}) = 0.4(565.07 + 565.07) = 452.06\text{KNm} \quad (7-31)$$

$\Rightarrow$ Diện tích cốt thép cần thiết là :

$$F_1 = \frac{M_1}{0.9h_0R_s} = \frac{452.06}{0.9 \times 1.05 \times 280 \times 10^3} = 0.001708\text{m}^2 = 17.08\text{cm}^2 \quad (7-32)$$

Chọn 11 ϕ 16 a150 có $F_s = 22.12\text{cm}^2$. Chiều dài mỗi thanh : $l - 2a = 2.4 - 2 \times 0.15 = 2.1\text{m}$

+Mômen tại mép cột theo mặt cắt II-II là :

$$M_2 = r_2(P_{01} + P_{02} + P_{03}) = 0.35(496.36 + 530.72 + 565.07) = 557.25\text{KNm}$$

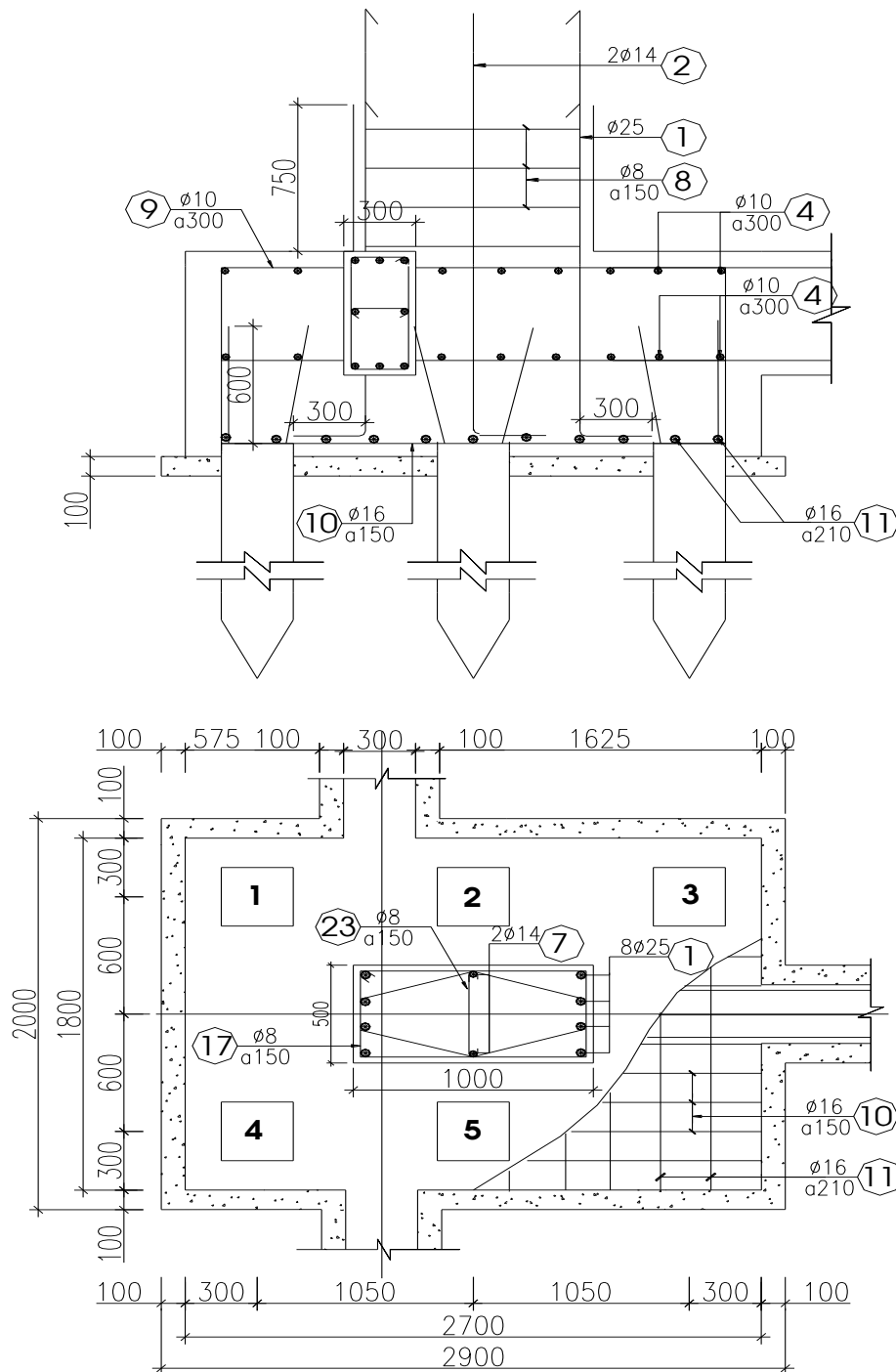
$\Rightarrow$ Diện tích cốt thép cần thiết là :

$$F_2 = \frac{M_2}{0.9h_0R_s} = \frac{557.25}{0.9 \times 1.05 \times 280 \times 10^3} = 0.002106\text{m}^2 = 21.06\text{cm}^2$$

Chọn 11 ϕ 16 a210 có $F_s = 22.12\text{cm}^2$. Chiều dài mỗi thanh : $b - 2a = 1.8 - 2 \times 0.15 = 1.5\text{m}$

CỐT THÉP ĐÀI CỌC MÓNG M2

TỶ LỆ 1:25



Hình 4-9. Bố trí thép đài cọc M2

4.10 Tính toán giằng móng

Giằng móng có tác dụng tăng cường độ cứng tổng thể, hạn chế sự lún lệch giữa các móng và nhận mômen từ chân cột truyền vào
Tải trọng tác dụng lên giằng móng gồm:

- + Trọng lượng bê tông giằng
 - + Trọng lượng bê tông tường trên giằng
 - + Trọng lượng một phần bê tông nền và đất tầng hầm
 - + Tải trọng do lún lệch giữa các móng.
- Việc xác định nội lực trong giằng là rất phức tạp.

Vì vậy trong giới hạn đồ án em chỉ chọn kích thước và bố trí thép theo cấu tạo.
Chọn 6φ20 làm cốt dọc và 2φ14 làm cốt cầu tạo. Đai giằng chọn φ8 s 200mm.

4.11 Tính toán cọc và kiểm tra cọc khi thi công

4.11.1 Khi vận chuyển cọc:

Tải trọng phân bố là tải trọng bản thân cọc:

$$q = \gamma \cdot F \cdot n = 25 \times 0.09 \times 1.5 = 3.38 \text{ KN/m}$$

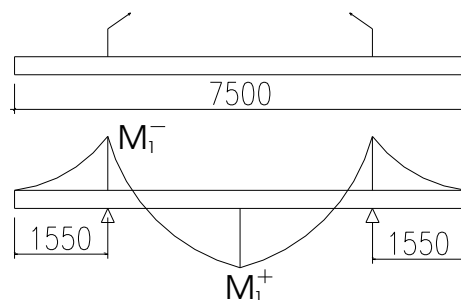
Trong đó: $n = 1.5$ - là hệ số động.

Chọn giá trị a để:

$$M_1^+ = M_1^- \Rightarrow \frac{2qa^2}{2} = \frac{q(l_c - 2a)^2}{8}$$

$$\Rightarrow a = 0.207l_c = 0.207 \times 7.5 = 1.55 \text{ m} \quad (7-34)$$

$$\Rightarrow M_1 = \frac{qa^2}{2} = \frac{3.38 \times 1.55^2}{2} = 4.06 \text{ KNm}$$



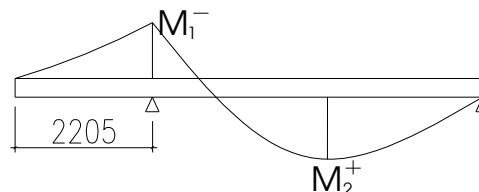
4.11.2 Khi cọc đeo trên giá:

Chọn giá trị b sao cho :

$$M_2^+ = M_2^- \Rightarrow b = 0.294l_c = 0.294 \times 7.5 = 2.205 \text{ m}$$

Trị số mômen lớn nhất:

$$M_2 = \frac{qb^2}{2} = \frac{3.38 \times 2.205^2}{2} = 8.22 \text{ KNm}$$



Hình 4-10. Sơ đồ cầu lắp cọc

$\Rightarrow$ Thấy rằng: $M_1 < M_2 \Rightarrow$ Lấy M_2 để tính toán:

Chọn lớp bảo vệ $a = 3 \text{ cm}$. Chiều cao làm việc của cốt thép trong cọc là:

$$h_0 = 30 - 3 = 27 \text{ cm}.$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{M_0}{0.9h_0R_s} = \frac{8.22}{0.9 \times 0.27 \times 280 \times 10^3} = 1.21 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.21 \text{ cm}^2$$

Cốt thép chịu uốn trong cọc 4φ22. Do vậy cọc thỏa mãn điều kiện chịu tải trọng trong quá trình vận chuyển cọc.

* Cốt thép làm móc cầu:

Lực kéo ở móc cầu trong trường hợp cầu lắp cọc: $F = ql$

$$\Rightarrow \text{Lực kéo một nhánh: } F' = F/2 = ql/2 = 3.38 \times 7.5/2 = 12.68 \text{ KN}.$$

$$\text{Diện tích thép móc cầu: } F_c = F'/R_s = 12.68/280000 = 0.4 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.4 \text{ cm}^2.$$

Chọn φ12 có $F_s = 1.13 \text{ cm}^2$ để làm móc cầu.

Chi tiết cọc BTCT đúc sẵn được thể hiện trong bản vẽ móng.

4.12 Tính toán móng M1:(cột giữa) :Gồm cột C12 và cột C23

4.12.1 Tải trọng tính toán tác dụng tại đỉnh móng:

+ Trọng lượng giằng móng 30x70cm theo cả 2 phương truyền vào đài móng:

$$N_g = \gamma b h l = 25 \times 0.3 \times 0.7 \times \left(\frac{7}{2} + 4\right) = 39.375 \text{KN} \quad (7-12)$$

+ Trọng lượng do tường trên giằng tác dụng vào đài móng:

$$N_t = \gamma b h l = 25 \times 0.3 \times (3.0 - 0.6) \times \left(\frac{7}{2} + 4\right) = 135 \text{KN}$$

+ Tải trọng bản thân do cột tầng hầm tác dụng xuống:

⇒ Nội lực tính toán tác dụng tại đỉnh móng **M1** (C12 cột giữa):

$$M_0^{tt} = 106.98 \text{KNm}$$

$$Q_0^{tt} = 6.53 \text{KN}$$

$$N_{0-12}^{tt} = N + N_g + N_t = 3441.52 + 39.375 + 135.0 = 3636.52 \text{KN}$$

• Nội lực tiêu chuẩn tác dụng tại đỉnh móng

$$M_0^{tc} = \frac{M_0^{tt}}{1.15} = \frac{106.98}{1.15} = 93.02 \text{KNm}$$

$$Q_0^{tc} = \frac{Q_0^{tt}}{1.15} = \frac{6.53}{1.15} = 5.68 \text{KN}$$

$$N_0^{tc} = \frac{N_0^{tt}}{1.15} = \frac{3636.52}{1.15} = 3162.19 \text{KN}$$

⇒ Nội lực tính toán tác dụng tại đỉnh móng **M1** (C23 cột giữa):

$$M_0^{tt} = 108.489 \text{KNm}$$

$$Q_0^{tt} = 7.54 \text{KN}$$

$$N_{0-23}^{tt} = N + N_g + N_t = 3646.91 + 39.375 + 135.0 = 3858.79 \text{KN}$$

• Nội lực tiêu chuẩn tác dụng tại đỉnh móng

$$M_0^{tc} = \frac{M_0^{tt}}{1.15} = \frac{108.489}{1.15} = 94.34 \text{KNm}$$

$$Q_0^{tc} = \frac{Q_0^{tt}}{1.15} = \frac{7.54}{1.15} = 6.56 \text{KN}$$

$$N_0^{tc} = \frac{N_0^{tt}}{1.15} = \frac{3858.79}{1.15} = 3355.47 \text{KN}$$

Ta coi điểm đặt lực tại tâm 2 trục cột C12 và C23

Khi đó tải trọng tính toán móng như sau:

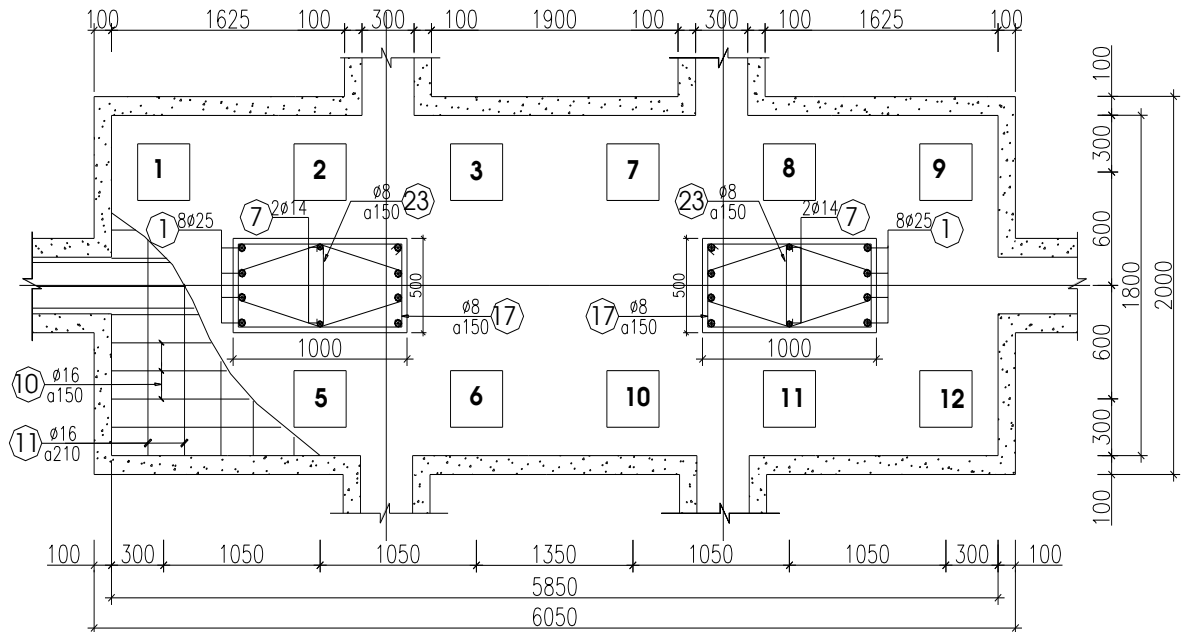
$$N^{tt} = N_{0-12} + N_{0-23} = 3636.52 + 3858.79 = 7495.31 \text{KN}$$

4.12.2 Chọn sơ bộ số lượng cọc:

$$N_c = \beta \frac{N_0^t}{p_c} = 1.2 \frac{7495.31}{991.466} = 9.07 \text{ cọc} \Rightarrow \text{chọn } n = 12 \text{ cọc}$$

4.12.3 Bố trí cọc trong đài

Bố trí như hình vẽ cho móng cột giữa M₁ cột giữa :



Từ kích thước cọc và số lượng cọc ta chọn được kích thước đài như hình vẽ.

Với nguyên tắc:

- Khoảng cách giữa các cọc trong đài đảm bảo điều kiện $l \geq 3D$ (với D là đường kính của cọc). Ở đây với **cọc D=350 $\Rightarrow 3D=1050\text{mm}$. chọn $l = 1050$**
- Khoảng cách từ mép ngoài cọc biên đến mép đài gần nhất $\geq D/2 = 0.5 \times 300 = 150\text{mm}$.
- Chọn $s=150\text{mm}$.
- Chiều cao đài $h_d = 1,2 \text{ m}$.
- Lớp bê tông lót dưới đáy đài rộng hơn mép đài 100mm.

Đài cọc bố trí như hình vẽ:

Kích thước sơ bộ đài móng M1 cột giữa là : 5.7x1.8x1.2

4.12.4 Tính toán móng M1 :

4.12.4.1 Kiểm tra chiều sâu chôn đài.

Chiều sâu chôn đài tính từ đáy đài đến mặt đài và phải thỏa mãn điều kiện:

$h_d > h_{\min}$ ($h_{\min}$: chiều cao tối thiểu của đài để tổng các lực ngang tác dụng vào đài được tiếp thu hết ở phần đất đối diện, cọc chỉ làm việc như cọc chịu kéo hoặc nén đúng tâm).

$$h_{\min} = 0.7 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \sqrt{\frac{Q_b}{\gamma \cdot b}} \quad (7-13)$$

φ, γ : góc ma sát trong và trọng lượng tự nhiên trung bình của đất từ đáy đài trở lên.

với $\varphi = 6^\circ, \gamma = 17 \text{ KN/m}^3$

Q_b : tổng tải trọng ngang.

Từ kết quả nội lực tại chân cột : có $Q_b = Q_{\max} = 7.54 \text{ KN}$.

b: cạnh đáy đài theo phương H, $b = 1.8\text{m}$.

$$h_{\min} = 0.7 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{6^\circ}{2} \right) \cdot \sqrt{\frac{7.54}{17 \cdot 1.8}} = 0.09\text{m} \Rightarrow \text{Thỏa mãn.}$$

4.12.4.2 Kiểm tra áp lực truyền lên cọc.

+ Trọng lượng đài:

$$N_d = F_d h_d \gamma_{tb} n = 5.7 \times 1.8 \times 1.2 \times 20 \times 1.1 = 270.87 \text{ KN} \quad (7-14)$$

+ Phần trọng lượng do đất và bê tông nền tầng hầm có thể bỏ qua do một phần lớn nằm trực tiếp vào nền đất.

$\Rightarrow$ Nội lực tính toán tại đáy đài:

$$N'' = N_0'' + N_d = 7495.31 + 270.87 = 7774.18 \text{ KN} \quad (7-15)$$

$$M'' = M_0'' + Q_0'' h = 215.469 + (7.54 + 6.53) \times 1.2 = 232.353 \text{ KNm} \quad (7-16)$$

Tải trọng tác dụng lên cọc xác định theo công thức:

$$P_{\max, \min} = \frac{N''}{n_c} \pm \frac{M'' \cdot y}{\sum y_i^2} \quad (7-17)$$

CỌC	$y_i(\text{m})$	y_i^2	$P_i \text{ (KN)}$
1	1.050	1.1025	870.14
2	0	0	648.85
3	1.050	1.1025	870.14
4	1.050	1.1025	870.14
5	0	0	648.85
6	1.050	1.1025	870.14
7	1.050	1.1025	870.14
8	0	0	648.85
9	1.050	1.1025	870.14

10	1.050	1.1025	870.14
11	0	0	648.85
12	1.050	1.1025	870.14

$$P_{\max} = 870.14 \text{ KN}$$

$$P_{\min} = 648.85 \text{ KN} > 0 \Rightarrow \text{Không cần kiểm tra điều kiện cọc chịu nhỏ.}$$

Trọng lượng bản thân cọc tính từ đáy đài đến chân cọc,
phần cọc nằm dưới mực nước ngầm chịu tác dụng đẩy nổi của nước ngầm với
 $\gamma_{\text{dn}} = 15 \text{ KN/m}^3$.

$$q_c = n F_c (l_t \gamma + l_d \gamma_{\text{dn}}) = 1.1 \times 0.09 \times [(8.5 - 4.2) \times 25 + (27.3 - 8.5) \times 15] = 38.56 \text{ KN} \quad (7-18)$$

$$P_{\text{cmax}} = P_c + q_c = 648.85 + 38.56 = 687.41 \text{ KN} < [P] = P_c = 991.466 \text{ KN}.$$

Vậy cọc đảm bảo khả năng chịu lực.

4.12.4.3 Kiểm tra sức chịu tải của đất nền.

Độ lún của nền móng tính theo độ lún của nền khối móng quy ước, chiều cao khối móng quy ước tính từ đáy đài đến mũi cọc với góc mở α
(Nhờ ma sát giữa diện tích xung quanh cọc và khối đất bao quanh nên tải trọng móng được truyền xuống nền với diện tích lớn hơn xuất phát từ mép ngoài cọc biên từ đáy đài và mở rộng góc α về mỗi phía).

* Diện tích đáy móng khối quy ước xác định theo công thức:

$$F_{\text{qr}} = (A_1 + 2L \tan \alpha) \cdot (B_1 + 2L \tan \alpha) \quad (7-19)$$

$$\text{Trong đó: } \alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4}$$

$$\text{với } \alpha_{tb} = \frac{\sum_{i=2}^4 \varphi_i h_i}{\sum_{i=1}^4 h_i} = \frac{3.8 \times 8^\circ + 7.4 \times 4^\circ + 7.6 \times 25^\circ + 4 \times 38^\circ}{3.8 + 7.4 + 7.6 + 4} = 17.63^\circ \quad (7-20)$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} = \frac{17.63}{4} = 4.41^\circ$$

$$A_1 = 5.7 \text{ m}; B_1 = 1.8 \text{ m}$$

L: chiều dài cọc tính từ đáy đài tới mũi cọc = 22.8 m

$$F_{\text{qr}} = (5.7 + 2 \times 22.8 \times \tan 4.41^\circ) \cdot (1.8 + 2 \times 22.8 \times \tan 4.41^\circ) = 9.22 \times 5.32 = 49.05 \text{ m}^2$$

Momen chống uốn W_x của khối móng quy ước là:

$$W_x = \frac{9.22 \times 5.32^2}{12} = 21.75 \text{ m}^3$$

*Tải trọng tính toán dưới đáy khối móng quy ước:

-Trọng lượng của đài và đất từ đáy đài trở lên:

$$N_1 = F_{\text{qr}} \cdot h_d \cdot \gamma_{\text{tb}} = 49.05 \times 1.2 \times 20 = 1177.2 \text{ KN}$$

-Trọng lượng khối đất từ mũi cọc tới đáy đài:

$$N_2 = (A_{qr} \cdot B_{qr} - F_c) \cdot l_c \cdot \gamma_{tb} = (9.22 \times 5.32 - 0.09 \times 6) \times 22.8 \times 20 = 22120.74 \text{ KN}$$

-Trọng lượng cọc: $q_c = F_c \cdot l_c \cdot \gamma_c = 0.09 \times 22.8 \times 25 \times 6 = 307.8 \text{ KN}$

Lực tác dụng tại đáy khối móng quy ước:

$$N^{tc} = N_1 + N_2 + q_c + N_0^{tc} = 1177.2 + 22120.74 + 307.8 + 6517.66 = 30123.5 \text{ KN}$$

$$M^{tc} = 216.71 \text{ KNm.}$$

Áp lực tính toán dưới đáy khối móng quy ước:

$$P_{\max}^{tt} = \frac{N_{dm}^{tc}}{F_{dq}} + \frac{M^{tc}}{W_x} = \frac{30123.5}{49.05} + \frac{216.71}{21.75} = 624.102 \text{ KN/m}^2 \quad (7-21)$$

$$P_{\min}^{tt} = \frac{N_{dm}^{tc}}{F_{dq}} - \frac{M^{tc}}{W_x} = \frac{30123.5}{49.05} - \frac{216.71}{21.75} = 609.81 \text{ KN/m}^2 \quad (7-22)$$

$$P_{tb} = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2} = \frac{624.102 + 609.81}{2} = 625.956 \text{ KN/m}^2 \quad (7-23)$$

* Sức chịu tải của nền đất dưới đáy khối móng quy ước tính theo công thức của Terzaghi:

$$P_{gh} = 0.5 \alpha_1 N_\gamma B_{qr} \gamma + \alpha_2 N_q \gamma' h + \alpha_3 N_c c \quad (7-24)$$

Trong đó:

$$\alpha = L/B = 9.22/5.32 = 1.7$$

$$\alpha_1 = 1 - 0.2/\alpha = 1 - 0.2/1.7 = 0.47$$

$$\alpha_2 = 1$$

$$\alpha_3 = 1 + 0.2/\alpha = 1 + 0.2/1.7 = 0.70$$

$$\varphi = 38^\circ \text{ nên } N_\gamma = 77.2; N_q = 65.34, 1; N_c = 80.54$$

$$\gamma: \text{dung trọng của đất tại đáy móng} = 19.9 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma': \text{dung trọng của đất từ đáy móng đến mặt đất tự nhiên} = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$h: \text{khoảng cách từ đáy móng đến mặt đất tự nhiên} = 22.8 + 2 = 24.8 \text{ m}$$

$$c: \text{lực dính của đất tại đáy móng} (c = 0)$$

$$P_{gh} = 0.5 \times 0.82 \times 77.2 \times 5.32 \times 19.9 + 1 \times 65.34 \times 17 \times 24.8 + 0 = 30898 \text{ KN/m}^2$$

$$[P] = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{30898}{3} = 10299 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow P_{tb} = 482.17 \text{ KN/m}^2 < [P] = 10299 \text{ KN/m}^2$$

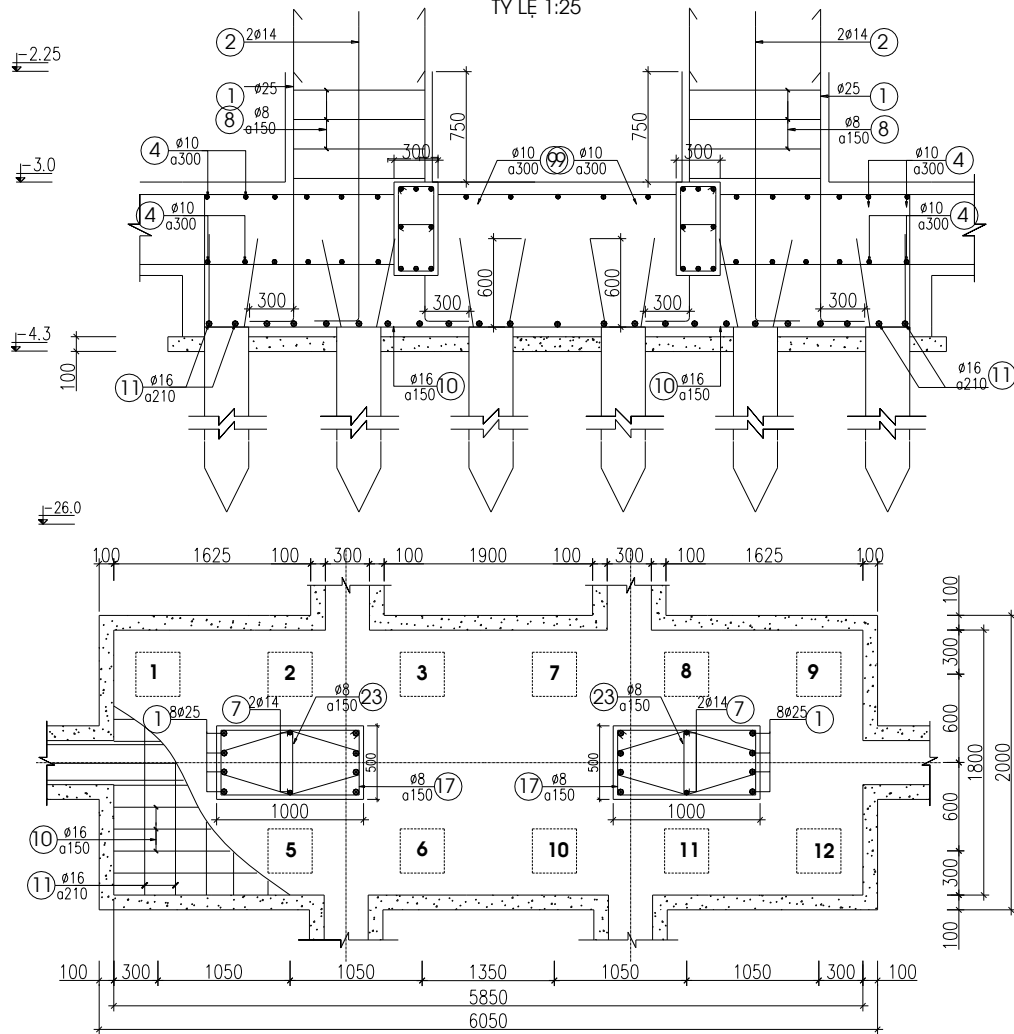
$$P_{tb} = 482.17 \text{ KN/m}^2 < 1.2[P] = 12359 \text{ KN/m}^2 \text{ v}$$

Như vậy nền đất dưới mũi cọc đảm bảo khả năng chịu lực.

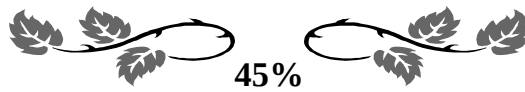
Việc tính toán và bố trí cốt thép đài cọc móng M2 được tính toán như móng M1 như hình vẽ:

CỐT THÉP ĐÀI CỌC MÓNG M1

TỶ LỆ 1:25



PHẦN III – THI CÔNG



GIẢNG VIÊN HƯỚNG DẪN : KS TRẦN TRỌNG BÌNH

SINH VIÊN THỰC HIỆN : HÀ VĂN ĐOÀN

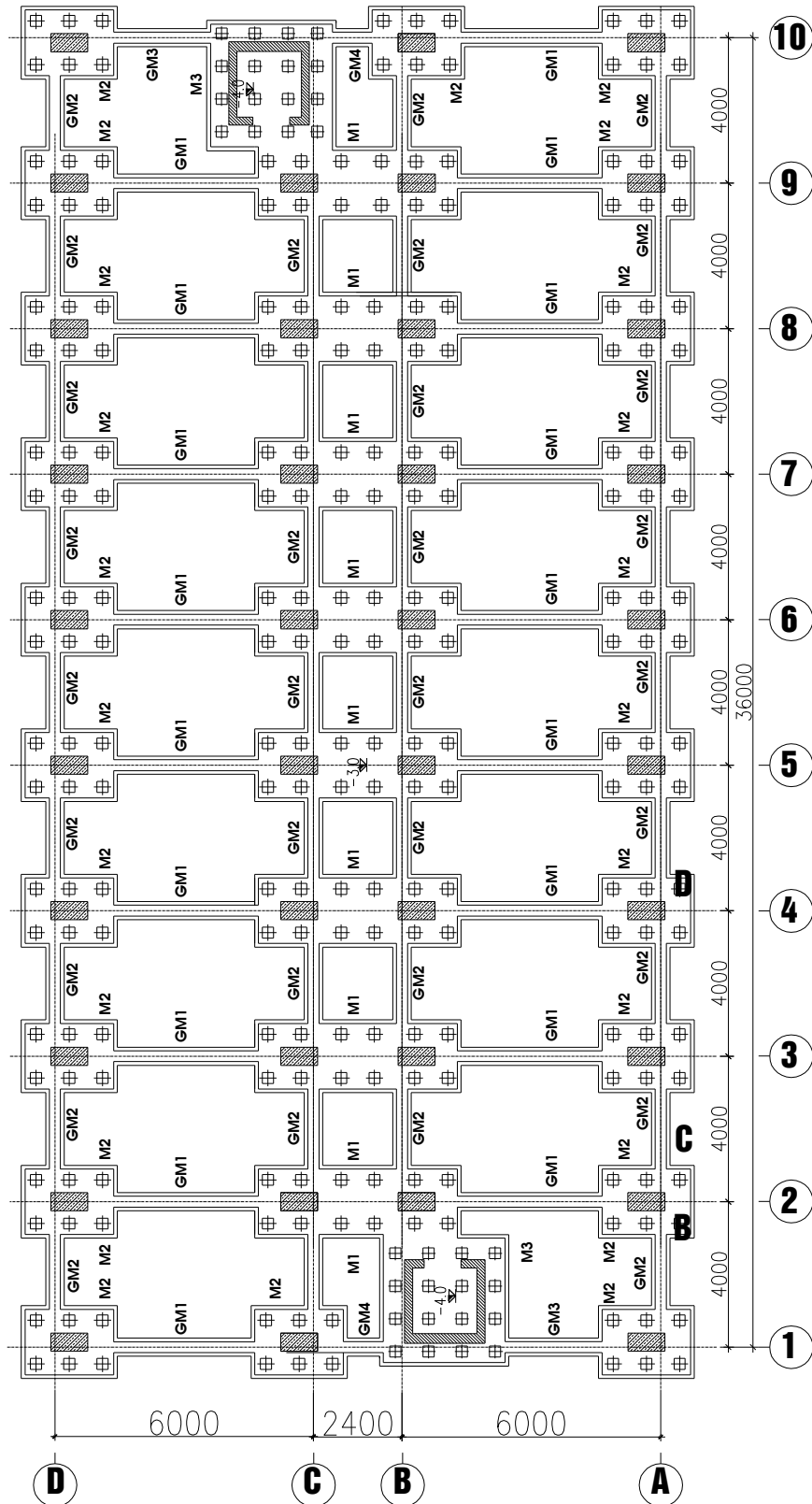
LỚP : XDL 501

MSSV : 1113104021

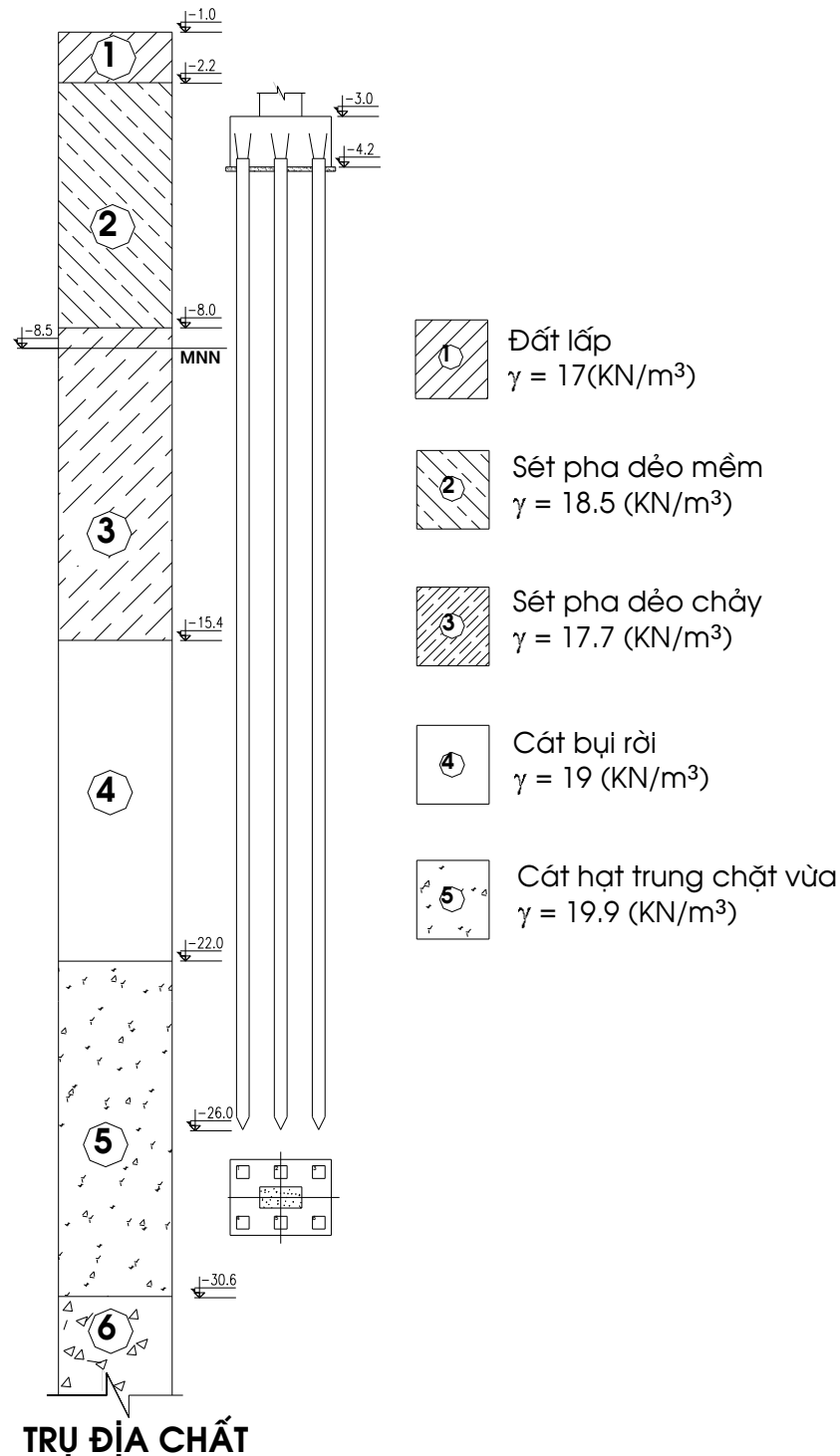
CHƯƠNG 8 :LẬP BIỆN PHÁP THI CÔNG PHẦN NGẦM

4.13 LẬP BIỆN PHÁP THI CÔNG CỌC ÉP .

4.13.1 Sơ lược loại cọc và công nghệ thi công



Hình 4-11. Mặt bằng lưới cột công trình:



Hình 4-12. Lát cắt địa chất công trình

4.13.1.2 Lựa chọn phương pháp ép cọc:

Việc lựa chọn phương pháp thi công cọc ép phụ thuộc vào nhiều yếu tố như: Địa chất công trình, vị trí công trình, chiều dài cọc, máy móc thiết bị. Việc thi công ép cọc có thể tiến hành theo nhiều phương pháp, sau đây là hai phương pháp thi công phổ biến:

a. Phương pháp thứ nhất:

Tiến hành đào hố móng đến cao trình đỉnh cọc, sau đó đưa máy móc thiết bị ép đến và tiến hành ép cọc đến độ sâu thiết kế:

+ Ưu điểm:

- Đào hố móng thuận lợi, không bị cản trở bởi các đầu cọc.
- Không phải ép âm.

+ Nhược điểm:

- Những nơi có mực nước ngầm cao thì việc đào hố móng trước rồi mới thi công ép cọc rất khó thực hiện.
- Khi thi công phụ thuộc nhiều vào thời tiết, đặc biệt là trời mưa, vì vậy cần có biện pháp bơm hút nước ra khỏi hố móng.
- Việc di chuyển máy móc thiết bị thi công gặp nhiều khó khăn.
- Với mặt bằng không rộng rãi, xây trong thành phố, xung quanh có nhiều công trình thì việc thi công công trình theo phương án này sẽ gặp nhiều khó khăn, đôi khi không thể thực hiện được.

b. Phương pháp thứ hai:

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 đài 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.
- Công tác đào đất hố móng khó khăn, phải đào thủ công nhiều, khó cơ giới hoá.

⇒ Kết luận: Căn cứ vào ưu điểm, nhược điểm của 2 phương án trên, căn cứ vào mặt bằng công trình, phương án đào đất đến cốt đầu cọc, ta chọn phương án 2 để thi công ép cọc. Với p.án này vận dụng vào các điều kiện của công trình ta tận dụng, phối hợp được các ưu, nhược điểm của 2 phương pháp trên.

4.13.1.3 Chuẩn bị mặt bằng thi công

+ Phải tập kết cọc trước ngày ép từ 1-2 ngày (cọc được mua từ các nhà máy sản xuất cọc)

+ Khu xếp cọc phải phải đặt ngoài khu vực ép cọc, đường đi vận chuyển cọc phải bằng phẳng không gồ ghề lồi lõm.

+ Cọc phải vạch sẵn đường tâm để thuận tiện cho việc sử dụng máy kinh vĩ căn chỉnh.

+ Cần loại bỏ những cọc không đủ chất lượng, không đảm bảo yêu cầu kỹ thuật.

+ Trước khi đem cọc ép đại trà ta phải ép thử nghiệm 1-2% số lượng cọc sau đó mới cho sản xuất cọc 1 cách đại trà

+ Phải có đầy đủ các báo cáo khảo sát địa chất công trình kết quả xuyên tĩnh.

4.13.1.4 Xác định vị trí ép cọc

Vị trí ép cọc được xác định đúng theo bản vẽ thiết kế, phải đầy đủ khoảng cách, sự phân bố các cọc trong đài móng với điểm giao nhau giữa các trục. Để cho việc định vị thuận

lợi và chính xác ta cần phải lấy 2 điểm làm mốc nằm ngoài để kiểm tra các trục có thể bị mất trong quá trình thi công

Trên thực địa vị trí các cọc được đánh dấu bằng các thanh thép dài từ 20,30cm

Từ các giao điểm các đường tìm cọc ta xác định tâm của móng từ đó ta xác định tâm các cọc

4.13.1.5 Các yêu cầu kỹ thuật đối với đoạn cọc ép :

- Cốt thép dọc của đoạn cọc phải hàn vào vành thép nổi theo cả hai bên của thép dọc và trên suốt chiều cao vành.
- Vành thép nổi phải phẳng, không được vênh, nếu vênh thì độ vênh của vành nổi nhỏ hơn 1%.
- Bề mặt bê tông đầu cọc phải phẳng, không có ba vĩa.
- Trục cọc phải thẳng góc và đi qua tâm tiết diện cọc. Mặt phẳng bê tông đầu cọc và mặt phẳng chứa các thép vành thép nổi phải trùng nhau. Cho phép mặt phẳng bê tông đầu cọc song song và nhô cao hơn mặt phẳng vành thép nổi ≤ 1 (mm).
- Chiều dày của vành thép nổi phải ≥ 4 (mm).
- Trục của đoạn cọc được nối trùng với phương nén.
- Bề mặt bê tông ở hai đầu đoạn cọc phải tiếp xúc khít. Trường hợp tiếp xúc không khít thì phải có biện pháp chèn chặt.
- Khi hàn cọc phải sử dụng phương pháp “hàn leo” (hàn từ dưới lên) đối với các đường hàn đứng.
- Kiểm tra kích thước đường hàn so với thiết kế.
- Đường hàn nối các đoạn cọc phải có trên cả bốn mặt của cọc. Trên mỗi mặt cọc, đường hàn không nhỏ hơn 10 cm.

4.13.1.6 Các yêu cầu kỹ thuật đối với thiết bị ép cọc:

- Lực ép danh định lớn nhất của thiết bị không nhỏ hơn 1.4 lần lực ép lớn nhất $P_{\text{ép max}}$ yêu cầu theo qui định của thiết kế.
- Lực nén của kích phải đảm bảo tác dụng dọc trục cọc khi ép đỉnh, không gây lực ngang khi ép.
- Chuyển động của pittông kích phải đều và không chế được tốc độ ép cọc.
- Đồng hồ đo áp lực phải tương xứng với khoảng lực đo.
- Thiết bị ép cọc phải đảm bảo điều kiện để vận hành theo đúng qui định về an toàn lao động khi thi công.
- Giá trị đo áp lực lớn nhất của đồng hồ không vượt quá hai lần áp lực đo khi ép cọc.
- Chỉ nên huy động (0.7 ÷ 0.8) khả năng tối đa của thiết bị.
- Trong quá trình ép cọc phải làm chủ được tốc độ ép để đảm bảo các yêu cầu kỹ thuật.

4.13.2 TÍNH TOÁN CHỌN MÁY ÉP CỌC VÀ CẤU PHỤC VỤ.

4.13.2.1 Tính toán chọn máy ép cọc.

15) Các bộ phận của máy ép cọc:

Máy ép thủy lực dùng sức nén của 2 xi lanh thủy lực để ép cọc xuống nền đất thông qua đôi tải là nhiều khối đôi trọng ghép lại. Nó bao gồm 4 bộ phận chính:

- Dàn máy: gồm ống thả cọc gắn với giá xi lanh.
- Bộ máy: gồm 2 dầm liên kết với nhau bằng suốt ngang (liên kết lỏng để điều chỉnh khoảng cách).
- Đôi trọng.
- Trạm bơm thủy lực gồm có:

- + Động cơ điện
- + Bơm thủy lực ngăn kéo.
- + Tuy ô thủy lực và giác thủy lực.

16) Nguyên lý làm việc:

Dàn máy được lắp ráp với bộ máy bằng 2 chốt như vậy có thể di chuyển ép một số cọc khi bộ máy cố định một chỗ, giảm được số lần cầu đối trọng. Ống thả cọc được 2 xi lanh nâng lên hạ xuống, năng lượng thủy lực truyền đi từ trạm bơm qua xi lanh qua ống thả cọc và qua gối đầu cọc truyền sang cọc cùng với đối trọng năng lượng sẽ biến thành lực dọc trục ép cọc xuống đất.

17) Chọn loại máy ép cọc:

Chọn máy ép cọc để đưa cọc xuống độ sâu thiết kế, cọc phải qua các tầng địa chất khác nhau. Cụ thể đối với điều kiện địa chất công trình, cọc xuyên qua các lớp đất sau:

- Đất lấp có chiều dày trung bình là : 1.2m.
- Sét dẻo mềm có chiều dày trung bình là: 5.8m.
- Sét pha pha dẻo chảy có chiều dày trung bình là: 7.4m.
- Cát bụi rời: 7.6m
- Cát hạt trung chặt vừa chiều dày trung bình 8m
- Cọc cắm vào lớp cát hạt trung 4.0m.

Từ đó ta thấy muốn cho cọc qua được những địa tầng đó thì lực ép cọc phải đạt giá trị:

$$P_e \geq K \cdot P_c$$

Trong đó:

- + P_e - Lực ép cần thiết để cọc đi sâu vào đất nền tới độ sâu thiết kế.
- + K - Hệ số $K > 1$ phụ thuộc vào loại đất và tiết diện cọc.
- + P_c - Tổng sức kháng tức thời của nền đất.

P_c gồm hai phần: Phần kháng mũi cọc ($P_{mũi}$) và ma sát thân cọc (P_{ms}).

Như vậy để ép được cọc xuống chiều sâu thiết kế cần phải có một lực thắng được lực ma sát mặt bên của cọc và phá vỡ cấu trúc của lớp đất dưới mũi cọc. Để tạo ra lực ép đó ta có trọng lượng bản thân cọc và lực ép bằng thủy lực. Lực ép cọc chủ yếu do kích thủy lực gây ra.

- Cọc có tiết diện (35x35)cm chiều dài đoạn cọc C1, C3= 8m, đoạn C2=7.0m
- Sức chịu tải của cọc $P_{cọc} = P_{xuyên tĩnh} = 714.16KN$.
- Để đảm bảo cho cọc được ép đến độ sâu thiết kế, lực ép phải thỏa mãn điều kiện của máy

$$P_{ep \min} \geq 1.5P_{cọc} = 1.5 \times 714.16 = 1071.24KN.$$

- Theo kết quả của phần thiết kế móng cọc ta có:

$$R_{vl} = 2226 (KN) = 222.6(T).$$

$$\Rightarrow P_{Đp} < R_{vl} = 222.6 (T).$$

- Vì chỉ cần sử dụng 0.8 – 0.9 khả năng làm việc tối đa của máy ép cọc. Cho nên ta chọn máy ép thủy lực có lực nén lớn nhất = 2700KN=270T.

- Vì vậy chọn thiết bị ép cọc là hệ kích thủy lực có Mã Hiệu 2319 với lực ép lớn nhất của thiết bị là $P_{max}=270T$

- Trọng lượng đối trọng mỗi bên:

$$P = \frac{P_{ep}}{2} = \frac{270}{2} = 135T \rightarrow \text{dùng mỗi bên 10 đối trọng bê tông cốt thép, trọng lượng mỗi khối}$$

nặng 6.25T có kích thước 1x1x2 m

- Những chỉ tiêu kỹ thuật chủ yếu của thiết bị ép.

- Lý lịch máy phải được các bên có thẩm quyền kiểm tra kiểm định các đặc trưng kỹ thuật:

- + Lực ép tối đa: $P_{ép\ max}=270\ T$
- + Động cơ điện 3 pha 35 KW
- + 4 xilanh thủy lực ,đường kính :24(cm) Tiết diện $S=1808\ cm^2$
- + Hành trình pittông của kích 1.6(m)
- + Bơm pittong 310- 224
- + Phiếu kiểm định đồng hồ đo áp lực dầu và các van chịu lực do cơ quan có thẩm quyền cấp.

18)Số lượng cọc cần thiết cho công trình:

Khối lượng cọc cần ép:

- Móng M_1 có 07 móng, số cọc trong mỗi móng 12 cọc : $12 \times 7 = 84$ cọc.
- Móng M_2 có 20 móng, số cọc trong mỗi móng 6 cọc : $20 \times 6 = 120$ cọc.
- Móng M_3 có 02 móng, số cọc trong mỗi móng 12 cọc: $2 \times 12 = 24$ cọc.

Tổng số cọc phải ép 228 cọc dài 23m gồm 456 đoạn cọc dài 8m và 228 đoạn cọc dài 7.0m.

- Căn cứ vào trọng lượng cọc, trọng lượng khối đối trọng và độ cao cần thiết để chọn cầu phục vụ ép cọc.

4.13.2.2 Tính toán chọn loại cầu phục vụ cho ép cọc:

Căn cứ vào trọng lượng bản thân cọc, trọng lượng bản thân khối bê tông đối trọng và độ cao nâng vật cầu cần thiết để chọn cầu thi công ép cọc:

- Trọng lượng lớn nhất 1 cọc:

$$0.35 \times 0.35 \times 8 \times 2.5 = 6.25T$$

- Trọng lượng 1 khối bê tông đối trọng là 6.25T

- Độ cao nâng cần thiết là: 20m

- 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 tự hành ô tô dẫn động thủy lực KX-7362 có các thông số sau:

+ Sức nâng $Q_{max}/Q_{min} = 31 / 12T$

+ Tầm với $R_{min}/R_{max} = 6/ 20m$

+ Chiều cao nâng : $H_{max} = 21.4m$, $H_{min} = 13.6m$

+ Độ dài cần chính L: 24m

+ Vận tốc nâng hạ : (5-0.5)m/phút

+ Vận tốc quay cần : 1v/phút

+ Trọng lượng máy : 70 tấn.

- Dàn máy ép cọc: gồm có khung dẫn gắn với giá xi lanh, khung dẫn là 1 lồng thép được hàn thành khung bởi các thanh thép góc và tấm thép dày. Bộ dàn hở 2 đầu để cọc có thể đi từ trên xuống dưới, khung dẫn gắn với động cơ của xi lanh khung dẫn có thể lên xuống theo trục hành trình của xi lanh

- Bộ máy ép cọc gồm 2 thanh thép hình chữ I loại lớn liên kết với dàn máy ứng với khoảng cách 2 hàng cọc có thể tại 1 vị trí có thể ép 2 hàng cọc mà không cần di chuyển bộ máy. Dàn máy có thể dịch chuyển nhờ chỗ lỗ bắt các bu lông có thể ép 1 lúc nhiều cọc bằng cánh nối bu lông đẩy dàn máy sang vị trí ép cọc khác bố trí trong cùng 1 hàng cọc.

- Máy ép cọc cần có lực ép $P = 96.5T$, gồm hai kích thủy lực mỗi kích có $P_{max} = 50T$.

- Loại máy ép ICT0393 có các thông số kỹ thuật sau:

- + Tiết diện cọc ép được đến 30cm.
- + Động cơ điện 17.5KW.
- + Số vòng quay định mức của động cơ: 4450 v/phút.
- + Đường kính xi lanh thuỷ lực: 280mm.
- + Áp lực định mức của bơm: 400 KG/cm².
- + Dung tích thùng dầu là: 300 lít.

4.13.3 TIẾN HÀNH ÉP CỌC:

4.13.3.1 Chuẩn bị mặt bằng thi công và cọc.

Việc bố trí mặt bằng thi công ép cọc ảnh hưởng trực tiếp đến tiến độ thi công nhanh hay chậm của công trình. Việc bố trí mặt bằng thi công hợp lý để các công việc không bị chồng chéo, cản trở lẫn nhau có tác dụng giúp đẩy nhanh tiến độ thi công, rút ngắn thời gian thi công công trình.

Cọc phải được bố trí trên mặt bằng sao cho thuận lợi cho việc thi công mà vẫn không cản trở máy móc thi công.

Vị trí các cọc phải được đánh dấu sẵn trên mặt bằng bằng các cột mốc chắc chắn, dễ nhìn.

Cọc phải được vạch sẵn các đường tâm để sử dụng máy ngắm kinh vĩ

4.13.4 Biện pháp giằng đài cọc trên mặt bằng:

4.13.4.1 Giằng đài cọc trên mặt bằng:

- Người thi công phải kết hợp với người làm công tác đo đạc trải vị trí công trình trong bản vẽ ra hiện trường xây dựng. Trên bản vẽ tổng mặt bằng thi công phải xác định đầy đủ vị trí của từng hạng mục công trình, ghi rõ cách xác định lưới ô toạ độ, dựa vào vật chuẩn có sẵn hay dựa vào mốc quốc gia, cách chuyển mốc vào địa điểm xây dựng.
- Trải lưới ghi trong bản mặt bằng thành lưới ô trên hiện trường và toạ độ của ngách nhà để giằng móng nhà chú ý đến sự phải mở rộng hố móng do làm mái dốc.
- Khi giằng móng dùng những cọc gỗ đóng sâu cách mép đào 2m, trên 3 cọc đóng miếng gỗ có chiều dày 2cm, bản rộng 15cm dài hơn kích thước móng phải đào 40cm. Đóng đỉnh ghi dấu trục của móng và 2 mép móng, sau đó đóng 2 đỉnh nữa vào vị trí mép đào đã kẻ đến mái dốc. Tất cả móng đều có bộ cọc và thanh gỗ gác này.
- Căng dây thép 1mm nối các đường mép đào. Lấy vôi bột rắc lên dây thép căng mép móng này làm cữ đào.

4.13.4.2 Giằng cọc trong móng:

- Sau khi giằng móng xong ta đã xác định được vị trí của đài, ta tiến hành xác định vị trí cọc trong đài.
- Ở phần móng trên mặt bằng ta đã xác định được tim đài nhờ các điểm 1,2,3,4. Các điểm này được đánh dấu bằng các mốc.
- Căng dây trên các mốc, lấy thẳng bằng sau đó từ tim đo các khoảng cách xác định vị trí tim cọc theo thiết kế.
- Xác định tim cọc bằng phương pháp thủ công: Dùng quả dọi thả từ các giao điểm trên dây đã xác định tim cọc để xác định tim cọc thực dưới đất, đánh dấu các vị trí này lại bằng cách đóng 1 đoạn gỗ xuống.

4.13.5 Công tác chuẩn bị ép cọc:

- Cọc ép sau nên *thời điểm bắt đầu ép cọc* tùy thuộc vào sự thoả thuận giữa thiết kế, chủ công trình và người thi công ép cọc.
- Vận chuyển và lắp ráp thiết bị ép cọc vào vị trí ép đảm bảo an toàn.

- Chỉnh máy để các đường trục của khung máy, đường trục kích và đường trục của cọc thẳng đứng và nằm trong một mặt phẳng, mặt phẳng này phải vuông góc với mặt phẳng chuẩn nằm ngang (mặt phẳng chuẩn dài móng).

Độ nghiêng của nó không quá 5%.

- Kiểm tra 2 móc cầu trên dàn máy thật cẩn thận kiểm tra 2 chốt ngang liên kết dàn máy và lắp dàn lên bệ máy bằng 2 chốt.

- Khi cầu đối trọng dàn phải kê dàn thật phẳng không nghiêng lệch, một lần nữa kiểm tra các chốt vít thật an toàn

Lần lượt cầu các đối trọng đặt lên dàn khung sao cho mặt phẳng chứa trọng tâm 2 đối trọng trùng với trọng tâm ống thả cọc. Trong trường hợp đối trọng đặt ra ngoài dàn thì phải kê chắc chắn

Cắt điện trạm bơm dùng cầu tự hành cầu trạm bơm đến gần dàn máy. Nối các giác thủy lực vào giác trạm bơm bắt đầu cho máy hoạt động

- Chạy thử máy ép để kiểm tra độ ổn định của thiết bị (chạy không tải và có tải)

- Kiểm tra cọc và vận chuyển cọc vào vị trí cọc trước khi ép

* Kiểm tra khả năng chịu lực của cọc:

- Trước khi ép cọc đại trà, phải tiến hành ép để làm thí nghiệm nén tĩnh cọc tại những điểm có điều kiện địa chất tiêu biểu nhằm lựa chọn đúng đắn loại cọc, thiết bị thi công và điều chỉnh đồ án thiết kế. Số lượng cọc cần kiểm tra với thí nghiệm nén tĩnh từ (0.5-1)% tổng số cọc ép nhưng không ít hơn 3 cọc.

- Tổng số cọc kiểm tra là:

$$228 \times 0.01 = 2.28 \text{ cọc.}$$

- Lấy số cọc cần kiểm tra là 3 cọc.

* Chuẩn bị tài liệu:

- Phải kiểm tra để loại bỏ các cọc không đạt yêu cầu kỹ thuật.

- Phải có đầy đủ các bản báo cáo khảo sát địa chất công trình, biểu đồ xuyên tĩnh, bản đồ các công trình ngầm.

- Có bản vẽ mặt bằng bố trí lưới cọc trong khi thi công.

- Có phiếu kiểm nghiệm cấp phối, tính chất cơ lý của thép và bê tông cọc.

- Biên bản kiểm tra cọc.

- Hồ sơ thiết bị sử dụng ép cọc.

4.13.6 Tiến hành ép từng đoạn cọc

- Lắp đoạn cọc C1 đầu tiên:

+ Đoạn cọc C1 phải được lắp chính xác, phải căn chỉnh để trục của C1 trùng với đường trục của kích đi qua đi qua điểm định vị cọc độ sai lệch không quá 1cm

+ Đầu trên của cọc được gắn vào thanh định hướng của khung máy

+ Nếu đoạn cọc C1 bị nghiêng sẽ dẫn đến hậu quả là toàn bộ cọc bị nghiêng.

- Tiến hành ép đoạn cọc C1:

Khi đáy kích (hoặc đỉnh pittông) tiếp xúc với đỉnh cọc thì điều chỉnh van tăng dần áp lực, những giây đầu tiên áp lực dầu tăng chậm dần đều đoạn cọc C1 cắm sâu dần vào đất với vận tốc xuyên $\leq 1\text{m/s}$. Trong quá trình ép dùng hai máy kinh vĩ đặt vuông góc với nhau để kiểm tra độ thẳng đứng của cọc lúc xuyên xuống. Nếu xác định cọc nghiêng thì dừng lại để điều chỉnh ngay

- Khi đầu cọc C1 cách mặt đất $0.3 \div 0.5\text{m}$ thì tiến hành lắp đoạn cọc C2, kiểm tra bề mặt hai đầu cọc C2 sửa chữa sao cho thật phẳng

- Kiểm tra các chi tiết nối cọc và máy hàn.

- Lắp đoạn cọc C2 vào vị trí ép, căn chỉnh để đường trục của cọc C2 trùng với trục kích và trùng với trục đoạn cọc C1 độ nghiêng $\leq 1\%$

Gia lên cọc 1 lực tạo tiếp xúc sao cho áp lực ở mặt tiếp xúc khoảng $3-4\text{KG}/\text{cm}^2$ rồi mới tiến hành hàn nối 2 đoạn cọc C1, C2 theo thiết kế.

+Tiến hành ép đoạn cọc C2:

Tăng dần áp lực ép để cho máy ép có đủ thời gian cần thiết tạo đủ áp lực thắng được lực ma sát và lực cản của đất ở mũi cọc giai đoạn đầu ép với vận tốc không qua 1m/s . Khi đoạn cọc C2 chuyển động đều thì mới cho cọc xuyên với vận tốc không quá 2m/s
Khi đầu cọc C2 cách mặt đất $0.3-0.5\text{m}$ thì tiến hành hàn đoạn cọc C3

+Tiến hành ép đoạn cọc C3

- Tiến hành ép đoạn cọc C3 tương tự như đoạn cọc C2 khi đầu cọc C2 cách mặt đất một đoạn $0.3-0.5\text{m}$ ta sử dụng một đoạn cọc ép âm dài 3.4m để ép đầu đoạn cọc C3 xuống một đoạn -2.4m so với cốt thiên nhiên.

⇒ Kết thúc công việc ép xong một cọc.

Cọc được coi là ép xong khi thỏa mãn 2 điều kiện :

+ Chiều dài cọc ép sâu trong lòng đất dài hơn chiều dài tối thiểu do thiết kế quy định

+ Lực ép tại thời điểm cuối cùng phải đạt trị số thiết kế quy định trên suốt chiều dài xuyên lớn hơn 3 lần cạnh cọc trong khoảng 3D vận tốc xuyên không quá 1m/s

- Trường hợp không đạt 2 điều kiện trên người thi công phải báo cho chủ công trình và thiết kế để xử lý kịp thời khi cần thiết, làm khảo sát đất bổ xung, làm thí nghiệm kiểm tra để có cơ sở lý luận xử lý.

❖ Các điểm chú ý trong thời gian ép cọc:

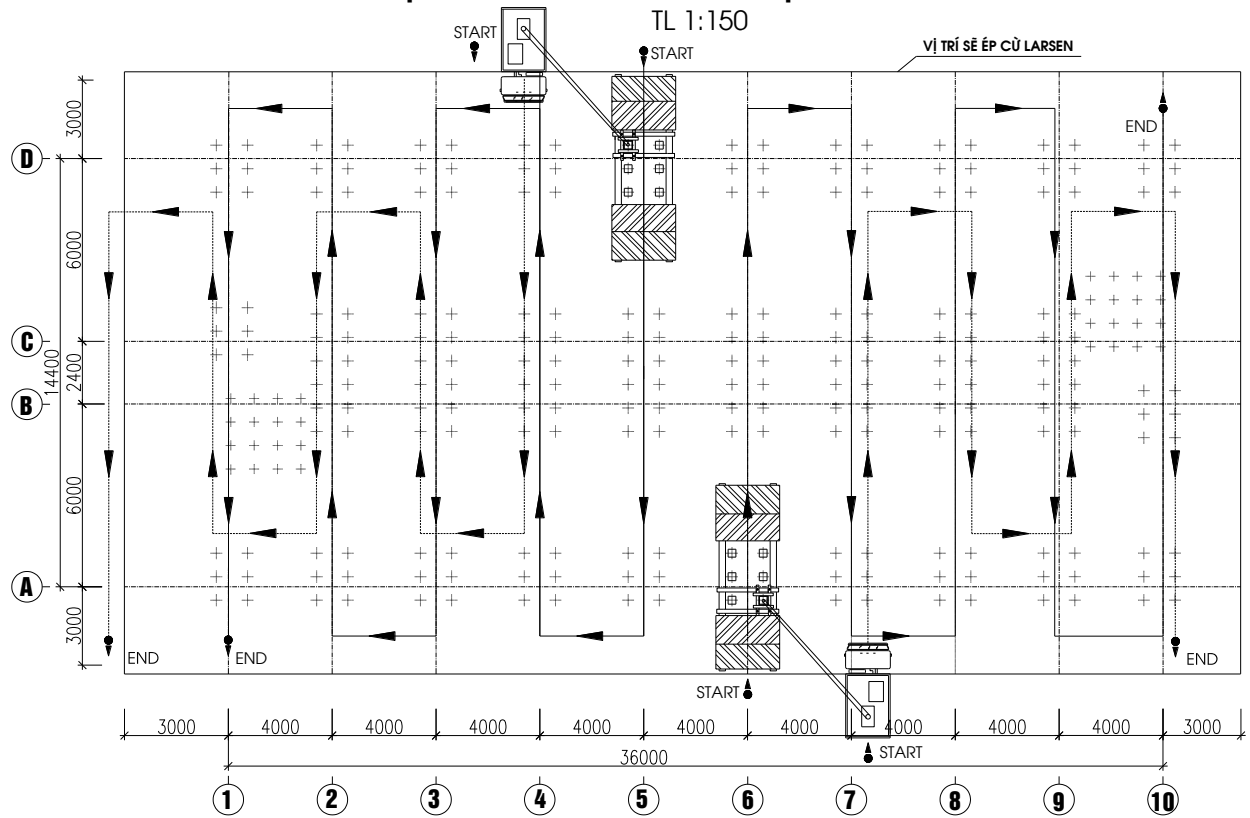
-Ghi chép theo dõi lực ép theo chiều dài cọc

-Ghi chép lực ép cọc đầu tiên khi mũi cọc đã cắm sâu vào lòng đất từ $0.3-0.5\text{m}$ thì ghi chỉ số lực ép đầu tiên sau đó cứ mỗi lần cọc xuyên được 1m thì ghi chỉ số lực ép tại thời điểm đó vào nhật ký ép cọc.

-Nếu thấy đồng hồ đo áp lực tăng lên hoặc giảm xuống đột ngột thì phải ghi vào nhật ký ép cọc sự thay đổi đó.

-Nhật ký phải đầy đủ các sự kiện ép cọc có sự chứng kiến của các bên có liên quan.

MẶT BẰNG THI CÔNG ÉP CỌC CÔNG TRÌNH





Hình 4-13. MỘT SỐ HÌNH ẢNH ÉP CỌC

4.13.7 Theo dõi ép cọc :

- Ghi lực ép cọc đầu tiên:

- + Khi mũi cọc cắm sâu vào đất từ 30÷50cm thì ghi chỉ số lực đầu tiên. Sau đó cứ mỗi lần cọc đi xuống sâu được 1m thì ghi lực ép tại thời điểm đó vào sổ nhật ký ép cọc.
- + Nếu thấy chỉ số trên đồng hồ đo áp lực tăng lên hoặc giảm xuống đột ngột thì phải ghi vào nhật ký cộng độ sâu và giá trị lực ép thay đổi đột ngột nói trên. Nếu thời gian thay đổi lực ép kéo dài thì ngừng ép và tìm hiểu nguyên nhân, đề xuất phương pháp xử lý.
- + Sổ nhật ký được ghi một cách liên tục cho đến hết độ sâu thiết kế, khi lực ép tác dụng lên cọc có giá trị bằng 0.8 giá trị lực ép giới hạn tối thiểu thì ghi lại ngay độ sâu và giá trị đó.
- + Bắt đầu từ độ sâu có áp lực $P=0.8.P_{\text{ép min}}=0.8 \times 96.5=77.2\text{T}$ ta ghi chép ứng với từng độ sâu xuyên 20cm vào nhật ký, tiếp tục ghi như vậy cho đến khi ép xong 1 cọc.



Hình 4-14. THEO DÕI LỰC ÉP TRONG QUÁ TRÌNH ÉP CỌC

4.13.7.2 Ghi lực ép các đoạn cọc đầu tiên .

- Xác định độ cao đáy móng (thông thường đo độ sâu đáy móng nếu ép cọc trước, với đài móng nếu ép cọc sau).
- Khi mũi cọc cắm sâu vào lòng đất 30÷50cm thì bắt đầu ghi chỉ số lún nén đầu tiên, cứ mỗi lần cọc đi sâu xuống 1m thì ghi giá trị lực ép đó vào nhật ký ép cọc.

4.13.7.3 Cách ghi lực ép ở giai đoạn cuối cùng hoàn thành việc ép xong một cọc.

- Ghi lực ép như trên và tới độ sâu mà lực ép tác động lên đỉnh cọc có giá trị bằng 0.8 giá trị lực ép giới hạn tối thiểu thì ghi lại giá trị lực ép tại độ sâu đó .
- Bắt đầu từ độ sâu này, ghi lực ép ứng với từng độ sâu vào nhật ký. Cứ như vậy theo dõi cho đến khi ép xong cọc.

4.13.8 Thời điểm khoá đầu cọc.

- Thời điểm khoá đầu cọc từng phần hoặc đồng loạt thiết kế qui định.

4.13.8.1 Mục đích khoá đầu cọc .

- Huy động cọc vào thời điểm thích hợp trong quá trình tăng tải của công trình không chịu những độ lún lớn hoặc lún không đều. Đối với cọc ép trước khi thi công đài do chủ công trình và người thi công quyết định.

4.13.8.2 Việc khoá đầu cọc phải thực hiện đầy đủ các công việc sau:

- Sửa đầu cọc cho đúng cao trình thiết kế.
- Trường hợp lỗ cọc ép không đủ độ cân theo qui định thì cần phải sửa chữa độ cân đánh nhám các mặt bên của lỗ cọc .
- Đổ bù xung quanh bằng cát hạt trung, đầm chặt cho tới cao độ của lớp bê tông lót .
- Đặt lưới thép cho cọc, khi ép cọc thường tạo thành xung quanh cọc một phễu lún khá lớn.
- Bê tông khoá đầu cọc phải có mác bê tông của đài móng, có phụ gia trương nở phải đảm bảo độ trương nở 0,02 (có phễu kiểm nghiệm).

4.13.9 Nhật ký thi công , kiểm tra và nghiệm thu cọc ép.

4.13.9.1 Mỗi tổ máy đều phải có sổ nhật ký ép cọc.

4.13.9.2 Quá trình ép cọc phải có sự giám sát chặt chẽ của cán bộ kỹ thuật bên A và bên B bởi vì vậy khi tiến hành ép xong 1 cọc cần phải nghiệm thu ngay. Nếu cọc ép đạt tiêu chuẩn thì các bên phải ký vào nhật ký thi công.

4.13.9.3 Sổ nhật ký phải đóng dấu giáp lai của đơn vị ép cọc.

4.13.9.4 Nhật ký của thi công cần phải ghi theo từng cụm cọc hoặc dãy cọc, số hiệu ghi theo nguyên tắc:

- Giảm tối thiểu độ nén chặt của đất xung quanh, như vậy phải ép từ giữa ra ngoài.
- Theo chiều kim đồng hồ tính từ góc vuông phần tư thứ nhất nếu là dạng cọc dạng ngã 3 ngã 4...
- Từ trái sang phải hoặc từ trên xuống dưới.

4.13.9.5 Kiểm tra sức chịu tải của cọc ép được thử nghiệm bằng thí nghiệm nén tĩnh động

-Sau khi hoàn thành hoặc trong quá trình ép cọc cần phải tiến hành nén tĩnh theo tiêu chuẩn hiện hành vì cọc ép có tính kiểm tra cao , có thể giảm số lượng cọc thí nghiệm .

4.13.9.6 Tổ chức giám và nghiệm thu công trình ép cọc .

- Bên A và bên B phải cử kỹ thuật theo dõi và giám sát quá trình thi công ép cọc của mỗi tổ máy ép .
- Sau khi ép xong toàn bộ số cọc cho công trình thì bên A và bên B cùng tổ chức kiểm tra nghiệm thu tại chân công trình .
- Hồ sơ nghiệm thu công trình gồm có:
 - + Hồ sơ về chất lượng cọc.
 - + Hồ sơ về thiết kế cọc ép.
 - + Nhật ký ép cọc và kết quả thí nghiệm nén tĩnh cọc ép.
 - + Mặt bằng hoàn công.
 - + Biên bản nghiệm thu công trình.

4.13.10 Xử lý các sự cố khi thi công ép cọc:

- Do cấu tạo địa chất dưới nền đất không đồng nhất nên trong khi thi công ép cọc có thể xảy ra các sự cố sau:

+ Khi ép đến độ sâu nào đó chưa đến độ sâu thiết kế nhưng áp lực đã đạt, khi đó phải giảm bớt tốc độ, tăng lực ép lên từ từ nhưng không lớn hơn $P_{épmax}$. Nếu cọc vẫn không

xuống thì ngừng ép và báo cáo với bên thiết kế để kiểm tra xử lý. Phương pháp xử lý là dùng 1 trong các phương pháp sau:

- Nếu nguyên nhân là do lớp cát hạt trung bị ép quá chặt thì dừng ép cọc này lại một thời gian chờ cho độ chặt lớp đất giảm dần rồi ép tiếp.

- Nếu gặp vật cản thì khoan phá, khoan dẫn, ép cọc tạo lỗ.

+ Khi ép đến độ sâu thiết kế mà áp lực đầu cọc vẫn chưa đạt đến yêu cầu theo tính toán. Trường hợp này xảy ra thường là do khi đó đầu cọc vẫn chưa đến lớp cát hạt trung, hoặc gặp các thấu kính, đất yếu, ta ngừng ép cọc và báo với bên thiết kế để kiểm tra, xác định nguyên nhân và tìm biện pháp xử lý.

- Biện pháp xử lý trong trường hợp này thường là nối thêm cọc khi đã kiểm tra và xác định rõ lớp đất bên dưới là lớp đất yếu sau đó ép cho đến khi đạt áp lực thiết kế.

4.13.11 Kiểm tra sức chịu tải của cọc:

- Sau khi ép xong toàn bộ cọc của công trình phải kiểm tra nén tĩnh cọc bằng cách thuê cơ quan chuyên kiểm tra nén tĩnh tới kiểm tra. Số cọc phải kiểm tra bằng 1% tổng số cọc của công trình.

- Như vậy số cọc cần thử tải là: 5cọc. Sau khi kiểm tra phải có kết quả đầy đủ về khả năng chịu tải, độ lún cho phép, nếu đạt yêu cầu có thể tiến hành đào móng để thi công bê tông đài.

4.13.12 An toàn lao động trong thi công cọc ép.

- Khi thi công cọc ép cần phải huấn luyện cho công nhân, trang bị bảo hộ và kiểm tra an toàn thiết bị ép cọc.

- Chấp hành nghiêm chỉnh qui định trong an toàn lao động về sử dụng vận hành kích thủy lực, động cơ điện cần cẩu, máy hàn điện, các hệ tời cáp và ròng rọc

- Các khối đối trọng phải được xếp theo nguyên tắc tạo thành khối ổn định, không được để khối đối trọng nghiêng, rơi đổ trong quá trình ép cọc.

- Phải chấp hành nghiêm ngặt qui trình 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 các móc buộc cáp để cẩu cọc phải đúng theo qui định thiết kế.

- Dây cáp để kéo cọc phải có hệ số an toàn > 6 .

- Trước khi dựng cọc phải kiểm tra an toàn, người không có nhiệm vụ phải đứng ngoài phạm vi đang dựng cọc một khoảng cách ít nhất bằng chiều cao tháp cộng thêm 2m.

- Khi đặt cọc vào vị trí, cần kiểm tra kỹ vị trí của cọc theo yêu cầu kỹ thuật rồi mới tiến hành ép.

4.14 LẬP BIỆN PHÁP THI CÔNG ĐẤT.

4.14.1 TÍNH TOÁN, THIẾT KẾ VÀ THI CÔNG VÁN CỪ CHỐNG THÀNH HỒ ĐÀO.

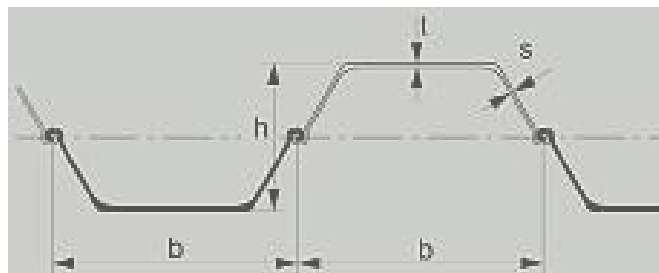
Do mặt bằng thi công hạn chế và tổ chức thi công tầng hầm nên cốt đào đất hố móng sâu -4.3m so với cốt tự nhiên(cốt-1m). Do điều kiện thi công đào hố móng theo mái dốc không phù hợp nên ta tiến hành thi công bằng tường cừ LARSEN bao quanh hố móng đảm bảo yêu cầu kỹ thuật và an toàn cho người và máy móc khi thi công phần ngầm.

4.14.1.1 TÍNH TOÁN CỪ LARSEN.

Sử dụng cừ thiết kế với số liệu kỹ thuật có sẵn như sau:

+ Các ưu điểm của cừ thép:

- Tường chống khoét.
- Có thể không cần dùng thanh chống hoặc dùng rất hạn chế các thanh chống ngang.
- Ngăn cản tối đa ảnh hưởng của mực nước ngầm.
- Cừ có thể dùng một hay nhiều lớp tùy thuộc vào yêu cầu công trình, áp lực đất tường cừ, và điều kiện thi công.



Hình 4-15. CỪ LARSEN AU16



Hình 4-16. CHI TIẾT MÓC NỐI

Chọn loại ván cừ loại AU16. Với đặc trưng hình học như sau:
 $b = 750\text{mm}$, $h = 411\text{mm}$, $t = 11.5\text{mm}$, $s = 9.3\text{mm}$.

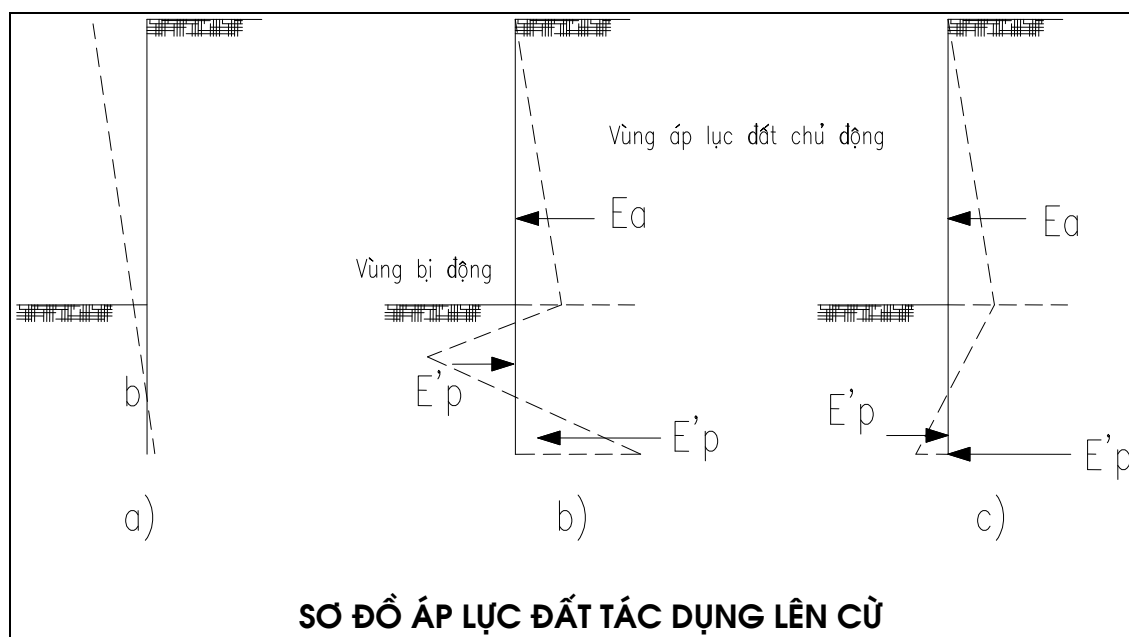
Bảng 4-10. Đặc trưng hình học cừ larsen

Bộ phận	Diện tích mặt cắt	Khối lượng	Mômen quán tính	Mômen kháng uốn	Bán kính xoay	Diện tích bao	Diện tích bao
	Cm^2	Kg/m	Cm^4	Cm^3	Cm	m^2/m	m^2/m
Cừ đơn	219.7	172.5	49280	2400	14.98	1.91	1,56

1m dài tường	285.61	224.25	64064	3120	19.47	2.48	2.03
--------------	--------	--------	-------	------	-------	------	------

Mực nước ngầm nằm sâu -7.5m so với cốt tự nhiên tức là sâu -4.2m so với cốt hố đào. Cừ thép có sơ đồ làm việc dạng cọc hàng kiểu côngson. Việc tính toán cọc bao gồm tính nội lực cừ, chiều dài cọc ngầm vào trong đất(kể từ đáy hố móng) và tính toán tiết diện của cừ(khả năng chịu lực). Phương pháp tính toán cọc theo điều kiện cân bằng tĩnh gọi là phương pháp “giải tĩnh lực tường cừ”:

Cọc bản côngson dưới tác động của áp lực chủ động của lớp đất bên trên phía ngoài đáy hố móng, cừ sẽ bị nghiêng về phía trong hố móng, phần phía dưới sẽ dịch chuyển ngược lại, tức cừ sẽ quay quanh một điểm nào đó dưới đáy hố móng(ví dụ như điểm b trong hình vẽ a).

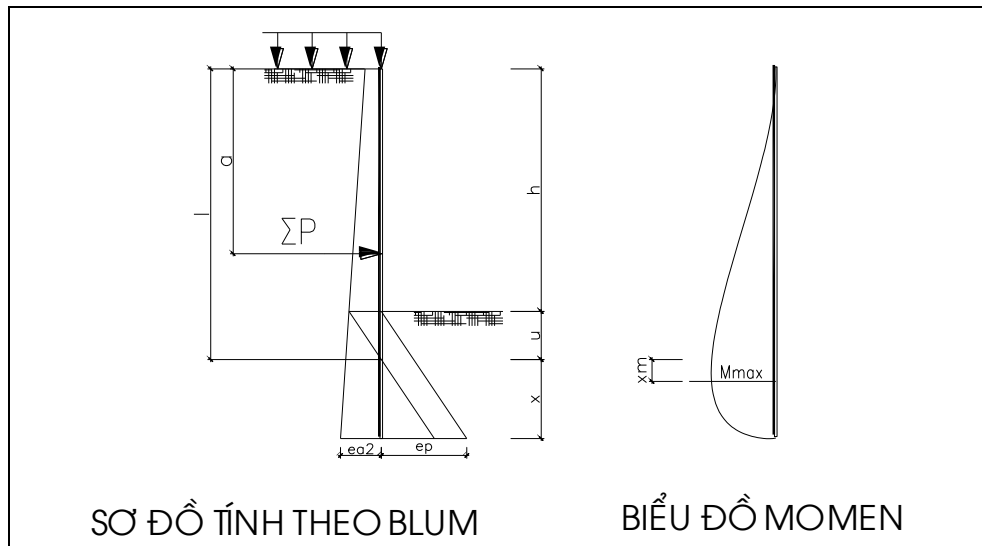


Hình 4-17.

Tại điểm b, cừ không dịch chuyển do chịu tác dụng của hai lực bằng nhau và ngược chiều nhau(áp lực đất tĩnh), áp lực tĩnh bằng không.

Thân tường phía trên dịch chuyển về phía bên phải, thành cừ bên phải chịu áp lực đất bị động, thành bên trái chịu áp lực đất chủ động. Do đó áp lực đất tĩnh tác động tại các điểm trên thân tường bằng hiệu giữa áp lực đất chủ động và áp lực đất bị động.

Sơ đồ tính cọc bản sau khi đơn giản hoá thành phân bố tuyến tính như hình b, có thể quy áp lực tập trung E'_p thành lực tập trung đặt tại đáy cọc như hình vẽ c (theo phương pháp Blumn- Lomer). Sơ đồ tính toán áp dụng cho lớp đất thứ 2 như sau:



Hình 4-18. một số sơ đồ tính cọc cừ

Tải trọng phân bố chất trên bờ hồ móng là tải trọng do thi công (người và phương tiện đi lại ...) lấy bằng $q = 1,2 \times 500 = 600 \text{ kG/m}^2 = 6 \text{ KN/m}^2$.

a. Tìm độ sâu cắm cọc vào trong đất:

Cân bằng mômen ở đáy cừ ta có:

$$\Sigma M_c = 0 \Rightarrow \Sigma P(l + x - a) - E'_p \frac{x}{3} = 0$$

Trong đó: $E'_p = \gamma(K_p - K_a) \frac{x^2}{2}$. Thay vào công thức ta được:

$$\Sigma P(l + x - a) - \frac{\gamma}{6} (K_p - K_a) x^3 = 0$$

$$\Rightarrow x^3 - \frac{6\Sigma P}{\gamma(K_p - K_a)} x - \frac{6\Sigma P(l - a)}{\gamma(K_p - K_a)} = 0$$

Trong đó: ΣP – hợp lực của áp lực đất chủ động.

a – khoảng cách từ ΣP đến mặt đất.

$l = h + u$.

u – khoảng cách đến đáy hồ móng của điểm áp lực bằng không. Có thể giải bằng cách căn cứ vào quan hệ bằng nhau giữa cường độ áp lực đất chủ động sau tường ở chỗ điểm bằng không của áp lực đất tĩnh.

Đặt: $\xi = \frac{x}{l}$, $m = \frac{6\Sigma P}{\gamma(K_p - K_a)l^2}$, $n = \frac{6\Sigma P(l - a)}{\gamma(K_p - K_a)l^3}$, thay vào phương trình trên:

$$\xi^3 = m(\xi + 1) - n$$

Từ phương trình bậc 3 này ta giải được ξ và tìm được độ sâu cắm cừ tối thiểu vào trong đất như sau:

$$t = u + 1.2x = u + 1.2\xi l$$

Tính toán cụ thể như sau:

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{15^\circ}{2} \right) = 0.589$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{15^\circ}{2} \right) = 1.70$$

$$e_{a1} = qK_a = 6 \times 0.589 = 3.5$$

$$e_{a2} = (q + \gamma h)K_a = (0.6 + 18.5 \times 3.3) \times 0.589 = 36.31 \text{ KN/m}^2$$

$$u = \frac{\gamma h K_a}{\gamma(K_p - K_a)} = \frac{18.5 \times 3.3 \times 0.589}{18.5(1.70 - 0.589)} = 1.75 \text{ m}$$

$$\Sigma P = \frac{(e_{a1} + e_{a2}) \cdot h}{2} + \frac{u \cdot e_{a2}}{2} = \frac{(3.5 + 36.31) \times 3.3}{2} + \frac{1.75 \times 36.31}{2} = 97.46 \text{ KN}$$

$$a = \frac{e_{a1} h \frac{h}{2} + (e_{a2} - e_{a1}) \frac{h}{2} \frac{2h}{3} + e_{a2} \frac{u}{2} \left(h + \frac{u}{3} \right)}{\Sigma P}$$

$$= \frac{3.5 \times 3.3 \times \frac{3.3}{2} + (36.31 - 3.5) \frac{3.3}{2} \times \frac{2 \times 3.3}{3} + 36.31 \times \frac{1.75}{2} \left(3.3 + \frac{1.75}{3} \right)}{97.46} = 2.68 \text{ m}$$

$$l = h + u = 3.3 + 1.75 = 5.05 \text{ m}$$

$$m = \frac{6 \Sigma P}{\gamma(K_p - K_a)l^2} = \frac{6 \times 97.46}{18.5(1.70 - 0.589) \times 5.05^2} = 1.12 \text{ T/m}^2$$

$$n = \frac{6 \Sigma P}{\gamma(K_p - K_a)l^3} = \frac{6 \times 97.46}{18.5(1.70 - 0.589) \times 5.05^3} = 0.22 \text{ T/m}^2$$

$$\xi^3 = m(\xi + 1) - n = 1.12(\xi + 1) - 0.22 \rightarrow \xi^3 - 1.12\xi + 0.9 = 0$$

Giải phương trình bậc 3 ra nghiệm ξ khi dùng $\xi = 0.67$, ta có chiều sâu cắm cừ tính từ mặt đất là:

$$H = h + t = h + u + 1.2\xi l = 3.3 + 1.75 + 1.2 \times 0.67 \times 5.05 = 9.1 \text{ m}$$

Cừ nhô cao hơn so với mặt đất tự nhiên là 0.5m, như vậy: Chọn chiều dài một tấm cừ là 9.6m

b. Kiểm tra khả năng chịu lực của cừ thép:

Cừ được tính toán với nội lực mômen uốn lớn nhất $M_{\max}$, đạt được ở vị trí lực cắt bằng không, cách điểm b một đoạn bằng x như hình vẽ ở trên, ta có:

$$Q = 0 \Rightarrow \Sigma P - \frac{\gamma}{2}(K_p - K_a)x^2 = 0$$

$$\Rightarrow x = \sqrt{\frac{2\Sigma P}{\gamma(K_p - K_a)}} = \sqrt{\frac{2 \times 97.46}{18.5(1.70 - 0.589)}} = 3.08m$$

Mômen uốn lớn nhất:

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \Sigma P(l + x - a) - \frac{\gamma(K_p - K_a)x^3}{6} = \\ &= 97.46(5.05 + 3.08 - 2.68) - \frac{18.5(1.70 - 0.589) \times 3.08^3}{6} = 431.07 \text{ KNm} / m \end{aligned}$$

Cừ thép được dùng có mômen kháng uốn là: $W=3120\text{cm}^3$, ứng suất trong cừ là:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{431.07 \times 100}{3120} = 13.82 \text{ KN} / \text{cm}^2 < [\sigma] = \gamma f = 0.9 \times 21.00 = 18.90 \text{ KN} / \text{cm}^2$$

Vậy cừ được chọn thỏa mãn yêu cầu về nội lực.

4.14.2 THI CÔNG CỪ LARSEN.

4.14.2.1 Khối lượng công tác:

Dùng máy chuyên dụng (máy đóng, máy rung, búa máy) đóng ván cừ xuống nền đất theo chu vi tuyến công trình thi công. Cừ sau khi thi công được nhổ lên, do vậy trong quá trình thi công cần tính toán chu vi xung quang hố móng ép cừ: vách tường hầm được đổ liền khối với hệ cột. Xung quanh vách tường hầm và cừ cần có một khoảng hở cần thiết để thi công, khoảng cách đó lấy bằng 2m.

- Chu vi hố móng ép cừ thép bao quanh vách tường hầm là: $2 \times (36 + 20.4) = 112.8\text{m}$.
- Chiều sâu ép cừ tính từ cốt tự nhiên là 9.1m
- Chọn chiều dài một cọc cừ thép là 10m.

4.14.2.2 Chọn máy ép cừ:

+ Các yêu cầu đối với máy ép cừ:

- Lực ép lớn nhất của máy ép phải lớn hơn hoặc bằng 1.4 lần lực ép thiết kế nhằm đảm bảo thắng được sức kháng xuyên mũi cọc cừ và ma sát thành bên của cừ. Trong thực tế để đảm bảo an toàn cho ép cừ và kể đến các yếu tố bất lợi trong quá trình thi công lực ép cừ phải lớn gấp 2 lần lực nén lớn nhất trong thiết kế.
- Lực ép của kích phải đảm bảo tác dụng dọc trục khi ép ma sát và không gây áp lực ngang khi ép dẫn đến việc gây mômen uốn lớn nhất trong cừ.
- Thiết bị ép cừ phải có khả năng khống chế được tốc độ ép.
- Đồng hồ đo áp lực khi ép phải đảm bảo tương ứng với khoảng lực cần đo.
- Giá trị lớn nhất trên đồng hồ đo áp lực không vượt quá hai lần áp lực đo khi ép. Để đảm bảo khả năng chính xác của việc đọc số chỉ nên sử dụng 0.7-0.8 khả năng tối đa của thiết bị.

- Khi vận hành phải tuân theo đúng các quy định của thi công ép cừ.

+ Chọn máy ép cừ:

Căn cứ vào lực ép tĩnh yêu cầu ta chọn máy ép Silentpiler Model KGH-130N (Nhật Bản) có các thông số kỹ thuật sau:

- Lực ép cừ: 130 T

- Lực nhổ cừ: 130 T

- Hành trình chuyển động: 1000mm

- Tốc độ ép cừ: 1.5 ÷ 3 m/phút

- Tốc độ nhổ cừ: 1.2 ÷ 11.4 m/phút- Máy dài 2.2m rộng 3m, cap 2.93m ÷ 3.68m

- Trọng lượng: 7800 kG

- Máy đặt trên chân đế dài 3m, rộng 2m, cao 0.496m nặng 1300kG

4.14.2.3 Chọn cần trục cầu lắp cừ, vận chuyển đối trọng, dịch chuyển máy ép:

Sức nâng yêu cầu: $Q_{yc} = 1.3 Q_{max} = 1.3 \times 7.8 = 10.14 \text{ T}$

Chiều cao nâng yêu cầu: $H_{yc} = H_g + H_c + 0.8 + 0.5 + 1.5$

Trong đó:

- Chiều cao giá búa: $H_g = 5000 + 550 + 10 = 5560 \text{ mm} = 5.56\text{m}$

- Chiều dài cọc cừ: $H_c = 10\text{m}$

- 0.8; 0.5; 1.5 lần lượt là các khoảng cách an toàn, khoảng cách treo buộc, chiều dài móc cầu.

⇒ Chiều cao nâng yêu cầu: $H_{yc} = 18.36\text{m}$

Chọn cần trục KX-7362 có chiều dài tay cần là 24 m

4.14.2.4 Thi công ép cừ thép:

a. Công tác ép cừ:

- San phẳng mặt bằng.

- Máy được đưa vào vị trí đặt trên chân đế đã được cân chỉnh ngang phẳng, thẳng tuyến trùng với tâm tuyến cừ theo thiết kế chỉ định.

- Xếp đối trọng lên chân đế.

- Dùng cần cẩu vận chuyển cừ vào vị trí ép.

- Chạy thử máy ép kiểm tra ổn định thiết bị ép khi có tải và không tải.

b. Kỹ thuật ép cừ:

- Sau khi thanh cừ đã được đưa vào khung định hướng của máy ép, các đai kẹp sẽ được ép chặt vào thanh cừ. Khi đó ta tăng dần áp lực để ép cừ, tốc độ ép ban đầu không chế <10m/s sau đó mới tăng dần lên.

- Sau khi ép được bốn thanh cừ ban đầu, chân đế và đối trọng sẽ được giải phóng, lúc này máy sẽ sử dụng các thanh cừ đã ép để làm điểm neo và xác định tuyến đi.

- Trong quá trình nén cừ, bộ phận trắc đạc phải thường xuyên xác định độ thẳng đứng của tim tuyến cừ được ép. Những thanh cừ không đảm bảo tiêu chuẩn thẳng đứng sẽ được nhổ và ép lại.

c. Kết thúc công việc ép cừ:

Cừ được coi là ép xong khi thỏa mãn hai điều kiện sau:

- Độ sâu của cừ đạt trị số thiết kế quy định.
- Ghi chép số liệu trong quá trình thi công ép cừ thép.
- Lực ép tại thời điểm cuối cùng đạt chỉ số yêu cầu thiết kế quy định.

d. Thi công nhổ cừ:

- Tường cừ được phục vụ cho thi công phần ngầm và tầng hầm, thường được rút lên sau khi thi công phần móng hoàn thành. Rút cừ được thực hiện nhờ các máy ép rung hoặc máy ép thủy lực, Rút cừ sẽ tạo nên các vách thẳng đứng, khi này đất nền có sự dịch chuyển để tạo sự cân bằng ổn định. Đặc biệt khi rút cừ trong đất dính, trong đất sét pha, phía bụng cừ, thường mang theo một số lượng đất đáng kể tóa ra các khe hở trong đất, kết quả là đất nền có sự dịch chuyển đáng kể. chính vì vậy cần rút cừ thí điểm trước khi rút cừ đại trà. Trong khi rút cừ phải theo dõi nghiêm ngặt để có biện pháp không chế tốc độ rút cừ hợp lý. Trường hợp cần thiết phải nhồi cát xống cùng với quá trình rút cừ.

4.14.3 THI CÔNG ĐẤT HỒ MÓNG.

Công tác đào đất hồ móng được tiến hành sau khi đã thi công xong việc ép cừ thép bảo vệ thành hồ móng.

Đáy đài nằm ở độ sâu -4.3m so với cốt tự nhiên (tức là -5.3m so với cốt ± 0.00 của công trình), nằm trong lớp đất thứ 2 là lớp sét mềm và trên mực nước ngầm.

4.14.3.1 LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN VÀ THIẾT KẾ HỒ ĐÀO.

Khi thi cụng đ o đất cú 2 phương ỏn: Đ o bằng thủ cụng v đ o bằng mỷ.

- Nếu thi cụng bằng phương pháp thủ cụng thờ tuy cú ưu điểm l dễ tổ chức theo dũy chuyên, nhưng với khối lượng đ o đất lớn thờ số lượng cụng nhõn cũng phải lớn mới đảm bảo rýt ngắn thời gian thi cụng, do vậy nếu tổ chức

khung khộ thờ sẽ gặp nhiều khú khăn gởy trở ngại cho nhau dẫn đến năng suất lao động giảm v khung đảm bảo tiến độ thi cụng.

- Thi cụng bằng mỷ mức chuyờn dụng với ưu điểm nổi bật l năng suất cao, rýt ngắn thời gian thi cụng v đảm bảo kỹ thuật. Tuy nhiên việc sử dụng mỷ đ o để đ o đất đến đởy hổ múng l khung nờn vớ sẽ l m phổ vớ kết cấu lớp đất dưới đởy hổ múng do đứ l m giảm khả năng chậ u tải của đất nền, hơn nữa mỷ đ o khú cú thể tạo được độ phẳng đởy múng để thi cụng đ i múng. Vớ vậy cần phải bớt alì một phần để thi cụng bằng thủ cụng. Việc thi cụng bằng thủ cụng tới cao trởnh đởy hổ múng sẽ được thực hiện để d ng hơn bằng mỷ.

⇒ Từ những phõn tóch trờn, ta chọn kết hợp cả 2 phương ỏn trờn để đ o hổ múng. Căn cứ v o phương phỏp thi cụng cọc, bờtụng đầu cọc sẽ được phỏ cỏch cốt đởy đ i 0.8m, kớch thước đ i múng v giếng múng , ta chọn giải phỏp đ o sau đởy:

- + Đất được đ o bằng mỷ tới cao trởnh đỉ nh cọc trong đ i (cốt -3.4m)
- + Đ o thủ cụng lần 1 đến cao trởnh đởy lớp bờtụng bảo vệ đ i múng (cốt -4.3m).
- + Tiếp tục đ o thủ cụng lần 2 đến cao trởnh đởy lớp bờtụng bảo vệ đ i múng của lỏi thang mỷ (cốt -5.3m)
- + Nếu đ o thủ cụng từng hổ múng của từng đ i thờ sẽ gặp nhiều khú khăn về việc bố trí v vận chuyển đất do lượng đất cũn lại dưới hổ múng trong từng dỏy đ i l khỏ ỏt . Do vậy ta bố trí đ o th nh hổ múng đ i chung cho cỏc đ i trong cụng 1 dỏy . Như vậy cú 3 hổ múng được đ o, cỏc hổ múng của lỏi thang mỷ sẽ được đ o thủ cụng lần 2 xuống cao trởnh thấp hơn sau khi đớ đ o xong cỏc hổ múng đ i. Riêng khoảng cỏch giữa cỏc hổ múng trực A-B v C-D l khỏ lớn nờn ta đ o thủ cụng đến cao trởnh đởy lớp bờtụng bảo vệ của giếng múng (cốt -3.7m).

4.14.3.2 TÍNH KHỐI LƯỢNG ĐẤT ĐÀO.

a. **Khối lượng đất đào bằng máy.**

- Thể tích đất đào bằng máy được tính theo công thức: $V = S.h$

Trong đó: S- diện tích giới hạn bởi cừ thép LARSEN.

- h- Chiều cao lớp đất được thi công bằng máy tính từ cốt tự nhiên (cốt -1m) đến cốt đầu cọc (cốt -3.4m) ($h=2.4m$).

$$\Rightarrow V = 23.82 \times 39.32 \times 2.4 = 2247.85m^3.$$

b. **Khối lượng đất đào thủ công.**

- Sau khi đào máy tới cao trình đỉnh cọc ta tiến hành đào đất thủ công. Chiều sâu cần đào thủ công với hố móng là 0.9m, với giằng là 0.3m. Kích thước hố móng như hình vẽ trên:

Khối lượng đất đào các hố móng là:

- Hố móng đài hợp khối HM1 trục B-C, Số lượng 1 hố:

$$V_{01} = \frac{H}{6} ab + (c+a)(d+b) + d.c = \frac{0.9}{6} 34.32 \times 5.9 + (35.32 + 34.32)(6.9 + 5.9) + 35.32 \times 6.9 = 200.64m^3$$

- Hố móng 2 HM2 trục A và D, Số lượng 2 hố:

$$V_{02} = \frac{H}{6} ab + (c+a)(d+b) + d.c = \frac{0.9}{6} 34.32 \times 3.2 + (35.32 + 34.32)(4.2 + 3.2) + 35.32 \times 4.2 = 116.03m^3$$

- Hố móng thang máy HM3: Do đáy móng thang máy thấp hơn đáy các móng còn lại 1.5m nên cần đào sâu 1.5m, hệ số mái dốc là 0.5. Số lượng 2 hố:

$$V_{03} = \frac{H}{6} ab + (c+a)(d+b) + d.c = \frac{1.5}{6} 4.1 \times 4.1 + (5.1 + 4.1)(5.1 + 4.1) + 5.1 \times 5.1 = 31.87m^3$$

⇒ Khối lượng đào đất thủ công các hố móng:

$$V_{tc} = 200.64 + 116.03 \times 2 + 31.87 \times 2 = 496.44m^3.$$

- Sửa móng thủ công lấy bằng 10% khối lượng đào máy: $V_4 = 496.44 \times 10\% = 49.64 m^3$

⇒ Tổng khối lượng đào đất thủ công là $496.44 + 49.64 = 519.08 m^3$.

c. Khối lượng đất đắp.

- Khối lượng đất đắp được lấy bằng 1/3 khối lượng đất đào.

$$\text{Do đó: } V_d = \frac{1}{3} V_{tc} = \frac{1}{3} (2247.85 + 519.08) = 922.31m^3$$

4.14.3.3 CHỌN MÁY THI CÔNG ĐẤT

a. Chọn máy đào đất

Việc chọn máy đào đất được tiến hành dưới sự kết hợp hài hòa giữa đặc điểm sử dụng của máy với các yếu tố cơ bản của công trình:

- Cấp đất đào, mực nước ngầm.
- Hình dạng, kích thước hố đào.
- Điều kiện chuyên chở, chướng ngại vật.
- Khối lượng đất đào và thời hạn thi công.

Để đỡ o đất ta có thể dựng mỗy đ o gầu thuận hoặc mỗy đ o gầu nghị ch. Nếu dựng mỗy đ o gầu thuận sẽ gặp một số khú khăn sau đõy:

- + Mỗy đ o đứng cụng cao trỡnh của gầu đ o do đũ phải l m đường lờn xuống cho mỗy đ o.
- + Phải bảo đảm đĩ a điểml m việc khự rỏo.

+ Do mặt bằng chật hẹp nên khi dựng mỏy đ o gầu thuận cú năng suất cao sẽ dẫn đến cú quả nhiều xe trở đất trên một mặt bằng chật hẹp việc đi lại của cở xe sẽ gặp khú khấn.

⇒ Giải phỏp n y l khụng kinh tế. Nên ở đõy chọn mỏy đ o gầu nghị ch.

- Sử dụng máy xúc gầu nghịch dẫn động thuỷ lực loại: EO-2621A có các thông số kỹ thuật:

- + Dung tích gầu : 0.25 m^3 .
- + Bán kính làm việc : $R_{\max} = 5\text{m}$.
- + Chiều cao nâng gầu : $H_{\max} = 2.2 \text{ m}$.
- + Chiều sâu hố đào : $h_{\max} = 3.3 \text{ m}$.
- + Kích thước bao: Chiều rộng: 2.1m
Chiều cao: 2.46m

+ Khối lượng: 5.1Tấn .

- Năng suất thực tế của mỏy đ o xỏc đĩ nh theo cụng thức sau:

$$Q = \frac{3600 \cdot q \cdot k_d \cdot k_{tg}}{T_{ck} \cdot k_t} \text{ (m}^3/\text{h)}$$

Trong đũ:

+ q - dung tích gầu $q=0.25\text{m}^3$

+ k_d - hệ số l m đầy gầu, với mỏy

đ o gầu nghị ch v đất cấp 1 cú

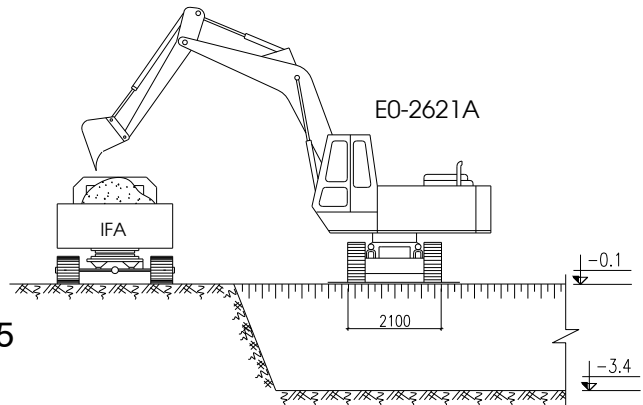
$k_d = 1.2$

+ k_{tg} -hệ số sử dụng thời gian, lấy $k_{tg} = 0.75$

+ k_t -hệ số toi của đất, lấy $k_t = 1.2$

T_{ck} : Thời gian của một chu kỳ l m việc.

$$T_{ck} = t_{ck} \cdot k_{\phi t} \cdot k_{quay}$$



Hình 4-19. Công tác đào đất

t_{ck} : Thời gian 1 chu kỳ khi gúc quay l 90° . Tra sổ tay chọn mỏy $t_{ck} = 20(\text{s})$

$k_{\phi t}$: Hệ số điều kiện đổ đất của mỏy xỳc. Khi đổ lớn thùng xe $k_{\phi t} = 1.1$

k_{quay} : Hệ số phụ thuộc gúc quay ϕ của mỏy đ o. Với $\phi = 90^\circ$ thỡ $k_{quay} = 1.0$

$$\Rightarrow T_{ck} = 20 \times 1.1 \times 1.0 = 22 \text{ (s)}.$$

$$\text{Năng suất của mỏy xỳc l : } Q = \frac{3600 \times 0.25 \times 1.2 \times 0.75}{22 \times 1.2} = 30.68 \text{ (m}^3/\text{h)}.$$

$$\text{Khối lượng đất đ o trong 1 ca l : } 8 \times 30.68 = 245.45 \text{ (m}^3\text{)}.$$

$$\text{Vậ số ca mỏy cần thiết l : } n = \frac{2247.85}{245.45} = 9.15 \text{ (ca)}$$

Ta bố trớ 1 mỏy đ o. Nhõn cụng phục vụ cho cụng tỏc đ o mỏy lấy : 4 người.

Do trong quá trình đào cũn có những thời gian gián đoạn nên ta lấy 10 ca mỗy. Ta dựng 1 mỗy đ o đất, như vậy sẽ thực hiện đ o trong 10 ng y.

b. Chọn ô tô vận chuyển đất

Đất sau khi đào được vận chuyển đi đến một bãi đất trống cách công trình đang thi công bằng xe ô tô. Xe vận chuyển được chọn sao cho dung tích của xe bằng bội số dung tích của gầu đào, dung tích hợp lý nhất là $V_{xe} = (4-10) V_{Gầu}$. Khối lượng đất cần chở là lớn ($V_{máy} + V_{tc} = 2247.85 + 519.08 = 2766.93 \text{ m}^3$) nên ta dùng xe tự đổ IFA có dung tích thùng xe là 6m^3 .

- Tính toán số chuyến xe cần thiết:

Thời gian một chuyến: $T = T_{bốc} + T_{đi} + T_{đổ} + T_{về}$

Trong đó: $+ T_{bốc} = 5\text{ph}$ - Thời gian đổ đất lên xe, $T_{bốc} = 5(\text{ph})$

$+ T_{đi}; T_{về} = 20\text{ph}$ - Thời gian đi và về, giả thiết bãi đổ cách công trình 10km, vận tốc xe chạy trung bình 30 km/h.

$+ T_{đổ} = 5 \text{ ph}$ - Thời gian đổ đất.

$\Rightarrow$ Vậy $T = 5 + 20 + 20 + 5 = 50\text{ph}$.

+ Một ca, mỗi xe chạy được: $\frac{T_{ca}}{T} = \frac{8 \times 60}{50} = 10$ chuyến

- Thể tích đất đào được trong 1 ca là: $V_c = 245.45 \text{ m}^3$

- Vậy số xe cần thiết trong 1 ca là: $n = \frac{V_c}{q \times n} = \frac{245.45}{6 \times 10} = 4 \text{ xe}$.

Vậy ta dùng 4 xe IFA tự đổ để chuyên chở đất đào.

4.14.4 TỔ CHỨC THI CÔNG ĐÀO ĐẤT MÓNG.

4.14.4.1 Biện pháp đào đất.

Có hai phương án đào đất: đào dọc và đào ngang

- Đào dọc: Máy đào đến đâu lùi đến đó và đổ đất sang hai bên áp dụng khi chiều rộng hố đào từ 1.5 – 1.9 lần bán kính đào lớn nhất.

- Đào ngang: Trục phần quay có gầu vuông góc với trục tiến của máy, chỉ nên áp dụng trong trường hợp san mặt bằng khai thác các mỏ than lộ thiên vì khoang đào rộng.

$\Rightarrow$ Chọn phương án **đào dọc**: Máy đứng trên cao đưa gầu xuống dưới hố móng đào đất. Khi đất đầy gầu quay gầu từ vị trí đào đến vị trí đổ là ô tô đứng bên cạnh. Ý nghĩa quyết định trong việc nâng cao năng suất máy đào là tiết kiệm từng giây trong thời gian chuyên gầu từ vị trí đào đến vị trí đổ.

4.14.4.2 Thiết kế khoang đào.

- Bán kính đào đất R_d chọn bằng 0.6 – 0.8 của bán kính đào tối đa ($R_d = 8\text{m}$). Ta chia hố đào ra làm 3 dải đào với mỗi dải đào có chiều rộng 7.94m, máy đứng giữa dải đào tiến tới và quay sang 2 bên để đào, hết chiều dài 1 dải thì quay lại đào dải tiếp theo. Chiều sâu đào $H_{max} = 3.3\text{m}$ đào nên chỉ đào 1 đợt.

- Khi thi cụng đ o đất bằng mỷ, tại cở chổ ụtụ đi qua h ng cừ thộp thờ phải tiến h nh lấp đất tạo dốc l m đường tạm cho ụ tỵ chở đất lờn xuống.

- L m h ng r o bảo vệ xung quanh hố đ o, biển chỉ dẫn khu vực đang thi cụng.

- Khi đang sử dụng mỷ đ o khụng được phộp l m những cụng việc phụ n o khỏ gần khoang đ o, mỷ đ o đổ đất v o ụ tỵ phải đi từ phớa sau xe tới.

- Xe vận chuyển đất khụng được đứng trong phạm vi ảnh hưởng của mặt trượt.

4.14.5 CÔNG TÁC PHÁ ĐẦU CỌC

4.14.5.1 Chọn phương án thi công

Sau khi đ o v sửa xong hố móng ta tiến h nh phổ bờ tụng đầu cọc. Hiện nay cụng tởc đập phổ bờ tụng đầu cọc nhiều biện phỏp khỏc nhau:

a. *Phương phỏp sử dụng mỷ phổ:* Sử dụng mỷ phổ hoặc đục đầu nhọn để phổ bờ phần bờ tụng đổ quỏ cốt cao độ. Mục đớch l m cho cốt thộp lộ ra, neo v o đ i móng, loại bỏ phần bờ tụng kộm phẩm chất.

b. *Phương phỏp giả m lực dớnh:* Quán một m ng ni lụng mỏng v o phần cốt chủ lộ ra tương đố d i hoặc cố đị nh ống nhựa v o khụng cốt thộp. Chờ sau khi đổ bờ tụng, đ o đất xong, dụng khoan hoặc dụng cở thiết bị khỏc khoan lỗ ở mộ ngo i phớa trờn cốt cao độ thiết kế, sau đó dụng nem thộp đúng v o l m cho bờ tụng nứt ngang ra, bờ cả khối bờ tụng thừa trờn đầu cọc bỏ đi.

c. *Phương phỏp chõn khụng:*

Đ o đất đến cao độ đầu cọc rồi đổ bờ tụng cọc, lợi dụng bom chõn khụng l m cho bờ tụng biến chất đi, trước khi phần bờ tụng biến chất đúng rắn thờ đục bỏ đi.

d. *Cởc phương phỏp mới sử dụng:*

- Phương phỏp bắn nước.
- Phương phỏp phun khớ.
- Phương phỏp lợi dụng vũng ỏp lực nước.

Qua cởc biện phỏp trờn ta chọn phương phỏp phổ bờ tụng đầu cọc bằng mỷ nộn khớ Mitsubishi PDS-390S cú cụng suất $P = 7 \text{ at}$.

4.14.5.2 Tính toán khối lượng công tác

Đầu cọc bờ tụng cũn lại ng m v o đ i một đoạn 20 cm. Phần bờ tụng đập bỏ l 0.6 m.

Khối lượng bờ tụng cần đập bỏ của một cọc D800:

$$V_1 = h.S = 0.6 \times 0.3 \times 0.3 = 0.054 \text{ m}^3.$$

Cụng trờnh cú 236 cọc nờn tổng khối lượng bờ tụng đầu cọc cần đập bỏ của cả cụng trờnh: $V_p = 236 \times 0.054 = 12.75 \text{ m}^3$.

4.14.5.3 Tổ chức thi công phá đầu cọc

Tra đi nh mức cho cụng tởc đập phổ bờ tụng đầu cọc bao gồm cởc cụng việc:

- Lấy dấu vị trí, phá dỡ đầu cọc bằng búa căn.
- Bóc xúc phẻ thải vào thùng chứa và dùng cầu đưa lên khỏi hố móng.
- Vệ sinh ho n thiện v uốn cốt thộp theo đýng yêu cầu kỹ thuật.

Với nhõn cụng 4/7 cần 0.72 cụng/1 m³. (Mó hiệu đị nh mức AA.22310)

Số cụng cần thiết I : 12.75x0.72= 9.18 cụng. Như vậy ta bố trớ 10 nhõn cụng cho cụng việc phỏ đầu cợc thực hiện trong 1 ng y.

4.14.5.4 Công tác an toàn lao động

- Kiểm tra an to n mỗy mức thiết bị trước khi đưa v o sử dụng.
- Khi khoan khụng để cợc tăng bợnụng rơi từ trờn cao xuống.
- Trỏnh va chạm, chấn động l m ảnh hưởng đến cợc.
- Trang bị đầy đủ dụng cụ bảo hộ lao động cho cụng nhõn.

4.14.6 Lập biện pháp thi công đài giằng

Ta có diện tích ván khuôn cần thiết cho đài và giằng móng như sau:

Bảng 4-11. THỐNG KÊ DIỆN TÍCH VÁN KHUÔN ĐÀI, GIẰNG							
Cấu kiện	Kích thước			Diện tích (m ²)	Số Lượng Cấu kiện	Tổng/ck (m ²)	Tổng diện tích (m ²)
	Dài (mm)	Rộng (mm)	Cao (mm)				
Đài Đ.01	5100	1800	1200	11.02	7	77.11	235.37
Đài Đ.02	2400	1800	1200	5.18	20	103.68	
Đài Đ.03	3300	3300	1200	13.07	2	26.14	
Giằng G.01	4100	300	700	0.86	16	13.76	
Giằng G.02	2100	300	700	0.44	30	13.2	

4.14.6.2 Các căn cứ để lựa chọn ván khuôn cho đài, giằng móng:

- + Yêu cầu đủ chịu lực trong quá trình đổ bê tông.
- + Kích thước đài móng.
- + Yêu cầu của chủ đầu tư.
- + Khả năng của đơn vị thi công.

- Ván khuôn móng và giằng móng dùng ván khuôn thép định hình đang được sử dụng rộng rãi trên thị trường. Tổ hợp các tấm ván khuôn thép theo các kích cỡ phù hợp với móng và giằng móng, các ván khuôn được liên kết với nhau bằng chốt. Dùng các thanh chống xiên chống tựa lên mái dốc của hố móng và các thanh nẹp đứng của ván khuôn.

* Ưu nhược điểm để chọn 1 phương án ván khuôn thép:

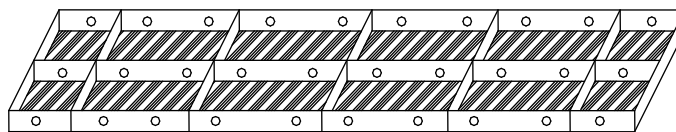
Chọn sử dụng ván khuôn thép vì có những ưu điểm sau so với ván khuôn gỗ:

- Công trình lớn đòi hỏi nhiều ván khuôn dùng ván khuôn thép tiết kiệm được lượng lớn vật liệu gỗ.
- Độ luân chuyển của ván khuôn thép cao hơn, thời gian thi công giảm, có lợi về kinh tế. Nhanh chóng đưa công trình vào sử dụng.
- Ván khuôn thép đã được định hình nên không cần gia công chế tạo tại công trường chỉ phải tổ hợp với thao tác đơn giản, dễ thi công.
- Độ bền, độ ổn định, kín và khít nước xi măng của ván khuôn cao hơn hẳn, không có hiện tượng giãn nở hoặc cong vênh khi bị ngấm nước như ván khuôn gỗ.

Công trình khá lớn cần hệ số luân chuyển ván khuôn cao và thi công lắp đặt tháo dỡ ván khuôn tiện lợi. Ta chọn phương án đài móng, giằng móng sử dụng ván khuôn thép định hình.

- * Bộ ván khuôn sử dụng trong công trình gồm có:
- + Các tấm chính.
 - + Các tấm góc (trong và ngoài).
 - + Các loại gông cột.
 - Các tấm ván khuôn này được chế tạo bằng tôn, có sườn dọc và ngang dày 3cm mặt khuôn dày 2cm.
 - Các phụ kiện liên kết: móc kẹp chữ U và L.
 - Thanh chống kim loại.
 - Các đặc tính kỹ thuật của tấm ván khuôn sử dụng chính được nêu trong bảng sau:

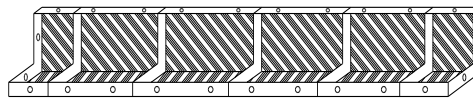
Bảng 4-12. Bảng đặc tính kỹ thuật tấm ván khuôn phẳng



Phân loại	Mã hiệu	Kích thước (mm)	J (cm ⁴)	W (cm ⁴)
F10B	301 B	1800 x 300 x 55	28,46	6,55
F133	3015	1500 x 300 x 55	28,46	6,55
	3012	1200 x 300 x 55	28,46	6,55
	3009	900 x 300 x 55	28,46	6,55
	3007	750 x 300 x 55	28,46	6,55
	3006	600 x 300 x 55	28,46	6,55
F 088	2018	1800 x 200 x 55	20,02	4,42
	2015	1500 x 200 x 55	20,02	4,42
	2012	1200 x 200 x 55	20,02	4,42
	2009	900 x 200 x 55	20,02	4,42
	2007	750 x 200 x 55	20,02	4,42
	2006	600 x 200 x 55	20,02	4,42
F 088	1518	1800 x 150 x 55	17,63	4,3
	1515	1500 x 150 x 55	17,63	4,3

	1512	1200 x 150 x 55	17,63	4,3
	1509	900 x 150 x 55	17,63	4,3
	1507	750 x 150 x 55	17,63	4,3
	1506	600 x 150 x 55	17,63	4,3
F 088	1018	1800 x 100 x 55	15,68	4,08
	1015	1500 x 100 x 55	15,68	4,08
	1012	1200 x 100 x 55	15,68	4,08
	1009	900 x 100 x 55	15,68	4,08
	1007	750 x 100 x 55	15,68	4,08
	1006	600 x 100 x 55	15,68	4,08

Bảng 4-13. Bảng đặc tính kỹ thuật tấm ván khuôn góc trong



Số hiệu ván khuôn	Dài (mm)	Rộng (mm)	Cao (mm)
T 1515	1500	150	55
T 1215	1200	150	55
T 0915	900	150	55
T 0715	750	150	55
T 0615	600	150	55



Số hiệu ván khuôn	Dài (mm)	Rộng (mm)
T 1555	1500	55
T 1255	1200	55
T 0955	900	55

T 0755	750	55
T 0655	600	55

4.14.6.3 Thiết kế ván khuôn móng.

* Ván khuôn móng M1:

- Kích thước dài: 5.1 x 1.8 x 1.2m

- Kích thước giằng: 0.3 x 0.7 m

- Lựa chọn kết hợp giữa ván khuôn:

1200x300x55 và 600x300x55;

1200x 150x55 và 600x150x55

thanh góc 1200x150x150x55,

600x150x150x55, 1200x55x55.

Tổ hợp theo phương đứng, kết hợp với các thanh tấm góc.

Nên tổng số ván khuôn sử dụng cho đài M1:

+ Ván 1200x300x55: 38 tấm

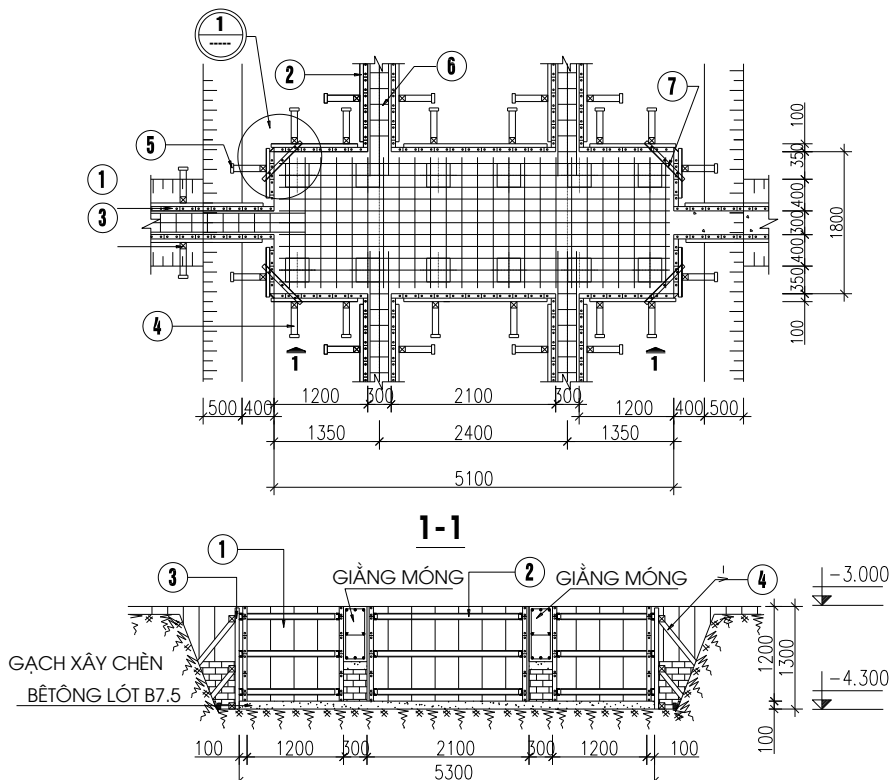
+ Ván 600x300x55: 06 tấm

+ Ván 1200x150x55: 04 tấm

+ Ván 1200x55x55 : 04 tấm

CẤU TẠO VÁN KHUÔN MÓNG M1

TL 1:50



GHI CHÚ VÁN KHUÔN MÓNG

- ① VÁN KHUÔN THÉP
- ② THANH NỆP NGANG (80x40
- ③ THANH NỆP ĐỨNG
- ④ THANH CHỐNG GỖ 100x100
- ⑤ THANH GỖ GIỮ CHÂN
- ⑥ BULÔNG GIẰNG
- ⑦ THANH GIẰNG GÓC 50x5

* Ván khuôn móng M2:

- Kích thước dài: 2.4 x 1.8 x 1.2m

- Kích thước giằng: 0.3x0.7m

- Lựa chọn kết hợp giữa ván khuôn:

1200x300x55 và 600x300x55, 1200x100x55, 1200x150x55

Tổ hợp theo phương đứng, kết hợp với các thanh tấm góc.

Nên tổng số ván khuôn sử dụng cho đài M2

được bố trí như sau:

+ Ván 1200x300x55: 24 tấm

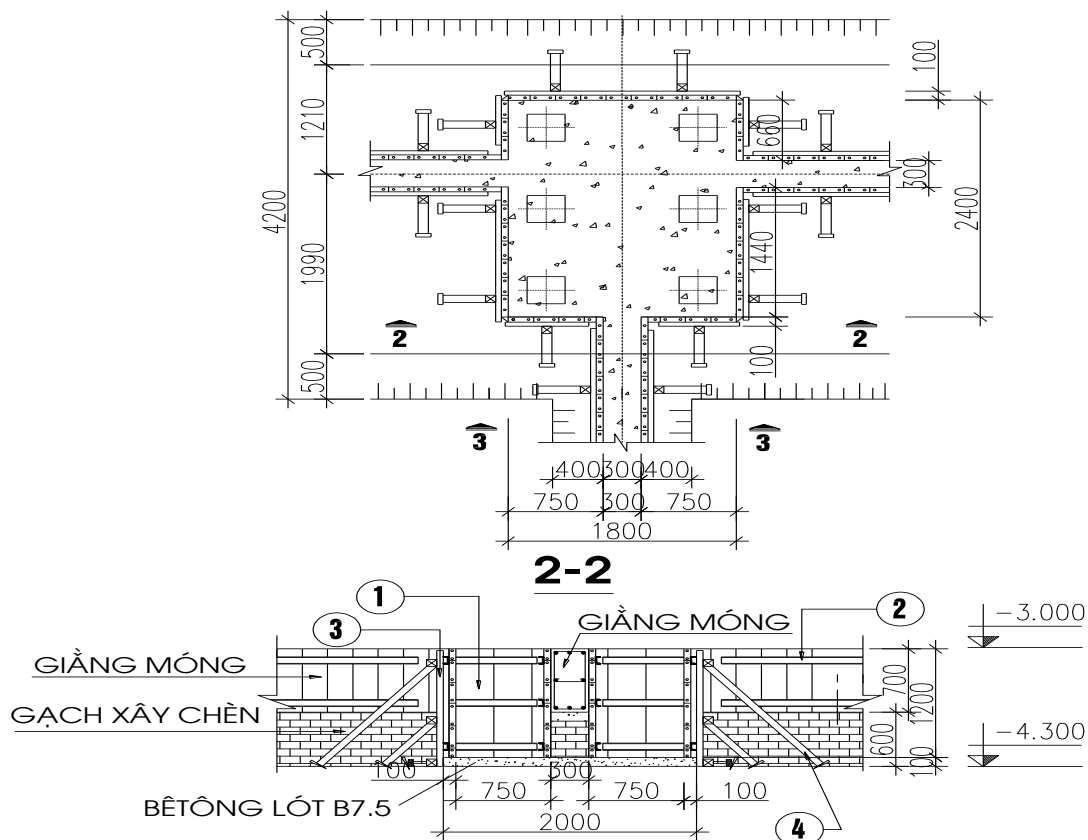
+ Ván 600x300x55: 03 tấm

+ Ván 1200x150x55: 02 tấm

+ Ván 1200x100x55: 02 tấm

CẤU TẠO VÁN KHUÔN MÓNG M2

TL 1:50



Hình 4-21. Bố trí ván khuôn đài M2

* Ván khuôn móng M3:

SV: HÀ VĂN ĐOÀN

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

- Kích thước đài: 3.3 x 3.3 x 1.2m

- Lựa chọn kết hợp giữa ván khuôn:

1200x300x55 và ván khuôn góc trong:

1200x55x55.

Tổ hợp theo phương đứng, kết hợp với các thanh tấm góc.

Nên tổng số ván khuôn sử dụng cho đài M3 được bố trí như sau:

+ Ván 1200x300x55: 44 tấm

+ Ván 1200x55x55: 04 tấm

* Ván khuôn giằng móng G.01, G.02, G.03, G.04:

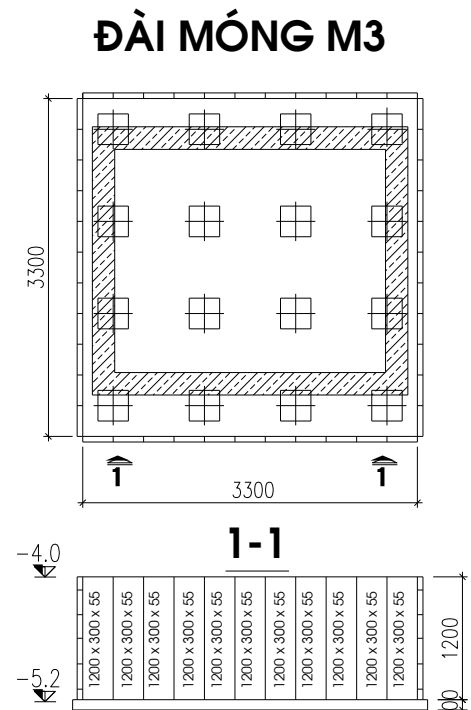
- Kích thước giằng: 0.3x0.7m.

- Chiều dài: + G.01: 4.1m số lượng 16 giằng.

+ G.02: 2.1m số lượng 30 giằng.

+ G.03: 2.5m số lượng 02 giằng.

+ G.04: 1.0m số lượng 02 giằng.



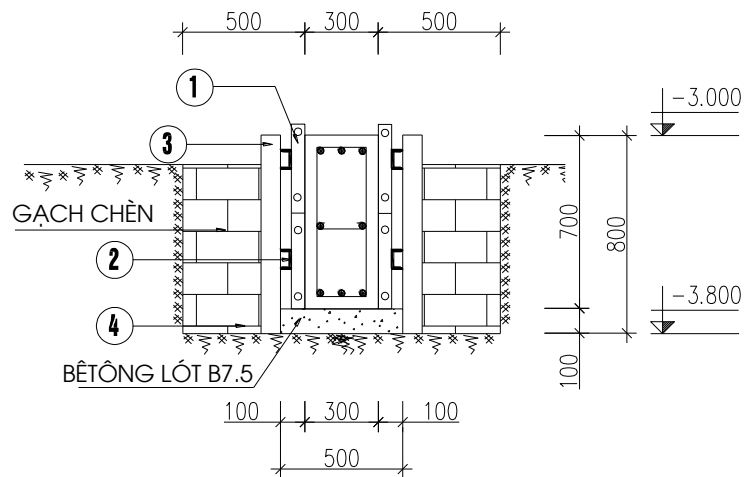
Hình 4-22. Bố trí ván khuôn đài M3

- Lựa chọn ván khuôn: 750x200x55 nếu thiếu ta sẽ tổ hợp thêm các ván 750x100x55.

Nên tổng số ván khuôn sử dụng cho giằng được bố trí như sau:

CẤU TẠO VÁN KHUÔN GIẺNG MÓNG

TL 1:20



3-3

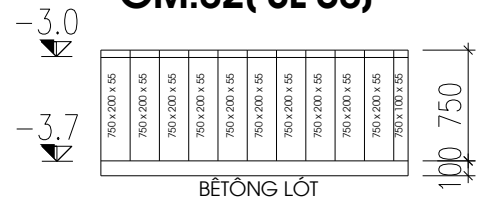
GHI CHÚ VÁN KHUÔN GIẺNG

- ① VÁN KHUÔN GIẺNG
- ② NẾP NGANG
- ③ NẾP ĐỨNG
- ④ GỖ GIỮ CHÂN

GM.01(SL16)



GM.02(SL 30)



Hình 4-23. Bố trí ván khuôn giếng

Từ đó ta có bảng thống kê khối lượng ván khuôn móng (đài và giếng) như sau:

Bảng 4-14. THỐNG KÊ KHỐI LƯỢNG VÁN KHUÔN ĐÀI MÓNG								
Cấu kiện	Hình Dạng	Mã hiệu	Kích thước			Số lượng (Tấm)	Số Lượng Cấu kiện	Tổng số/Ck
			Dài (mm)	Rộng(mm)	Cao(mm)			
Đài Đ.01	Tấm phẳng	F133-3012	1200	300	55	40	07	266
		F133-3006	600	300	55	06		42

		F088-1512	1200	150	55	04		28
	Góc trong	T1255	1200	55	55	04		28
Đài Đ.02	Tấm phẳng	F133-3012	1200	300	55	24	20	480
		F133-3006	600	300	55	03		60
		F088-1512	1200	150	55	02		40
		F088-1012	1200	100	55	02		40
Đài Đ.03	Tấm phẳng	F133-3012	1200	300	55	44	02	88
	Góc trong	T1255	1200	55	55	04		08

Bảng 4-15. THỐNG KÊ KHỐI LƯỢNG VÁN KHUÔN GIẢNG MÓNG								
Cấu kiện	Hình dáng	Mã hiệu	Kích thước			Số lượng	Số lượng	Tổng số/C k
			Dài (mm)	Rộng (mm)	Cao (mm)	(Tấm)	Cấu kiện	
Giảng G.01	Tấm phẳng	F088-2007	750	200	55	40	16	640
		F088-1007	750	100	55	02		32
Giảng G.02	Tấm phẳng	F088-2007	750	200	55	20	30	600
		F088-1007	750	100	55	02		60

Bảng 4-16. THỐNG KÊ KHỐI LƯỢNG VÁN KHUÔN							
Hình dáng	Mã hiệu	Kích thước			Số lượng	Diện tích(m ²)	Tổng diện tích(m ²)
		Dài (mm)	Rộng(mm)	Cao(mm)	(Tấm)		
Tấm phẳng	F133-3012	1200	300	55	834	410.33	875.39
	F133-3006	600	300	55	102	25.09	
	F088-1512	1200	150	55	68	21.22	
	F088-1012	1200	100	55	40	10.08	
	F088-2007	750	200	55	1296	388.80	
	F088-1007	750	100	55	96	15.12	
Góc trong	T1215	1200	55	55	36	4.75	

4.14.6.4 Tải trọng tác dụng lên ván khuôn :

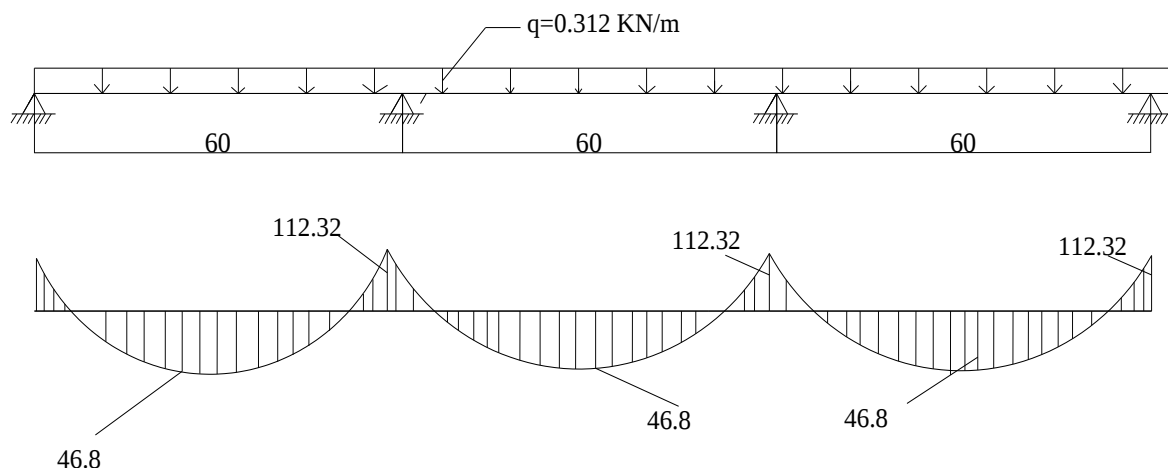
* Sơ đồ tính toán:

- Lấy ra 1 tấm ván khuôn rộng 200 để tính, coi là dầm liên tục gối lên các sườn đứng, chịu lực phân bố đều.

* Tải trọng:

- Ván khuôn thành đài móng chịu tải trọng tác động là áp lực ngang của hỗn hợp bê tông mới đổ và tải trọng động sinh ra khi ta đổ bê tông và trong quá trình đầm bê tông.

$$q = q_1 + q_2 + q_3$$



Hình 4-24. Sơ đồ tính ván khuôn

Trong đó:

- Áp lực ngang tối đa của vữa bê tông tươi (ứng với phương pháp đầm dùi):

- ($H = 0,75$ là chiều cao lớp bê tông sinh ra áp lực khi rung đầm dùi).

$$P_{1}^{tt} = n \cdot \gamma \cdot H = 1.3 \times 2400 \times 0.75 = 2340 \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

$$P_{1}^{tc} = \gamma \cdot H = 2400 \times 0.75 = 1800 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

- Tải trọng do chấn động khi đổ bê tông ứng

- với phương pháp đổ bê tông bằng máy bơm bê tông.

$$P_{2}^{tc} = P_{đổ} = 600 = 600 \text{ Kg/m}^2$$

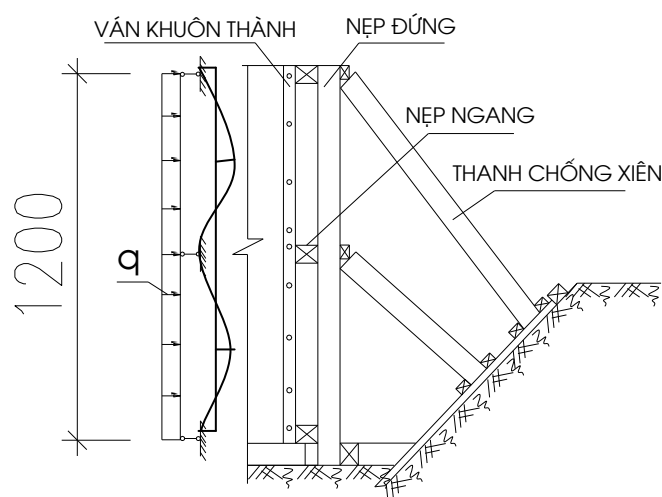
$$P_{2}^{tt} = n \cdot P_{đổ} = 1.3 \times 600 = 780 \text{ Kg/m}^2$$

- Tải trọng do đầm:

$$P_{3}^{tc} = P_{đầm} = 200 \text{ Kg/m}^2.$$

$$P_{3}^{tt} = P_{đầm} \\ = 1.3 \times 200 = 260 \text{ Kg/m}^2.$$

- Để tính toán ván khuôn, ta lấy tổ hợp tải trọng gồm áp lực vữa và tải trọng lớn hơn trong 2 tải trọng do đầm và do bơm.



- Tải trọng ngang tổng cộng tác dụng vào ván khuôn.

$$P^{tt} = 2340 + 780 = 3120 \text{ (Kg/m}^2\text{)} = 0.312 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

$$P^{tc} = 1800 + 600 = 2400 \text{ Kg/m}^2 = 0.24 \text{ Kg/cm}^2.$$

Xác định khoảng cách giữa các nẹp ngang, nẹp đứng.

* Điều kiện bền của tấm ván khuôn:

$$M_{\max} = \frac{q^{tt} \cdot l^2}{10} \leq R \cdot W$$

Trong đó:

- $R = 2100 \text{ Kg/cm}^2$ cường độ của ván khuôn kim loại.

- $W = 4.42 \text{ cm}^3$ mômen kháng uốn của ván khuôn.

⇒ Khoảng cách nẹp ngang phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$l \leq \sqrt{\frac{10 \cdot R \cdot W}{q^{tt}}} = \sqrt{\frac{10 \times 2100 \times 4.42}{0.312 \times 20}} = 122 \text{ (cm)}$$

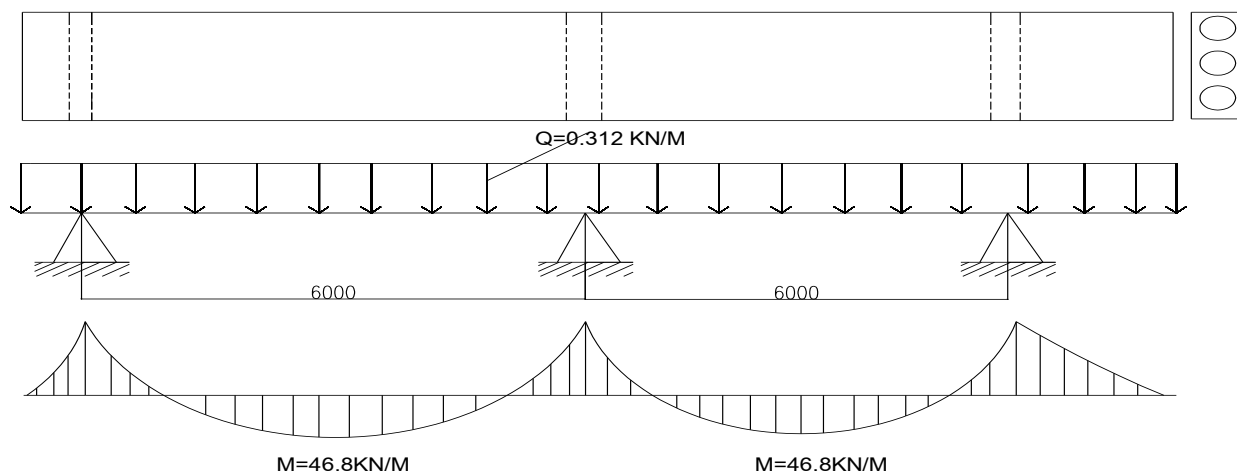
⇒ Chọn khoảng cách giữa các thanh nẹp ngang $l = 60 \text{ cm}$

* Kiểm tra độ võng của ván khuôn

Độ võng được xác định theo công thức sau:

$$f = \frac{q^{tc} \cdot l^4}{128 EJ} = \frac{0.24 \times 20 \times 60^4}{128 \times 20.02 \times 2.1 \times 10^6} = 0.012 \text{ cm} < \frac{l}{400} = 0.15 \text{ cm}$$

⇒ Vậy khoảng cách các nẹp ngang đã chọn thỏa mãn điều kiện bền và điều kiện ổn định.



* Tính toán khoảng cách giữa các nẹp đứng:

- Sơ bộ chọn tiết diện thanh nẹp ngang: $80 \times 40 \text{ cm}$

- Tải trọng phân bố trên 1 m dài thanh nẹp ngang:

$$q^{tt} = 0.312 \times 60 = 18.72 \text{ Kg/m.}$$

$$q^{tc} = 0.24 \times 60 = 14.4 \text{ Kg/m.}$$

* Điều kiện bền cho nẹp thanh đứng:

$$M_{\max} = \frac{q'' \cdot l^2}{10} \leq [\sigma] \cdot W$$

Trong đó:

$$[\sigma] = 2100 \text{ Kg/cm}^2$$

$W = 22.4 \text{ cm}^3$ mômen kháng uốn của thanh nẹp ngang.

⇒ Khoảng cách nẹp đứng phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$l \leq \sqrt{\frac{10 \cdot 2100 \cdot W}{q''}} = \sqrt{\frac{10 \times 2100 \times 22.4}{18.72}} = 158.52 \text{ cm}$$

- Chọn khoảng cách các thanh nẹp đứng $l = 150 \text{ cm}$.

* *Kiểm tra độ võng của thanh nẹp đứng.*

Độ võng được xác định theo công thức sau:

$$f = \frac{q'' \cdot l^4}{128EJ} = \frac{14.4 \times 150^4}{128 \times 89.4 \times 2.1 \times 10^6} = 0.303 \text{ cm} < \frac{l}{400} = 0.375 \text{ cm}$$

⇒ Vậy khoảng cách các nẹp đứng và tiết diện nẹp ngang đã chọn thỏa mãn điều kiện bền và điều kiện ổn định.

4.14.6.5 Kỹ thuật thi công ván khuôn móng

- Sau khi lắp xong cốt thép ta tiến hành dựng ván khuôn móng.
- Sử dụng cốp pha thép định hình. Cốp pha này có rất nhiều ưu việt: Đồng bộ, liên kết vững chắc và đơn giản, đảm bảo kín, khít, không biến hình biến dạng, dựng lắp và tháo dỡ nhanh, đảm bảo chất lượng bê tông cao cả về kỹ thuật và mỹ quan.
- Kết hợp một phần rất nhỏ cốp pha gỗ cho các chi tiết phi tiêu chuẩn.
- Cốp pha được làm sạch và quét chống dính trước khi đổ bê tông.

Trình tự ghép cốp pha móng như sau:

- Định vị đáy móng và tìm móng bằng máy kinh vĩ.
- Dựng hệ ván thành bằng cách liên kết các tấm khuôn định hình lại. Ta sử dụng các kẹp kim loại của ván khuôn để liên kết các tấm lại với nhau. Ta lắp từ dưới lắp lên, tại góc dùng tấm góc ngoài để liên kết các tấm vuông góc với nhau.
- Cố định hệ ván khuôn bằng các đai gông và thanh chống.
- Khi lắp dựng xong cốp pha tiến hành nghiệm thu triển khai công tác và đổ bê tông.

4.14.6.6 Tổ chức thi công ván khuôn móng.

Tra định mức dự toán cho từng tổ công nhân khuôn móng mô hiệu định mức 5001b (cho giằng móng và mô hiệu 5005c cho móng cột độc lập - theo định mức 726)

Nhờ : + Giằng móng định mức 0.45 giờ công / 1 m^2 .

+ Móng đơn định mức 0.7 giờ công / 1 m^2 . (Với cạnh nhỏ nhất $< 1.5 \text{ m}$).

+ Móng đơn định mức 0.5 giờ công / 1 m^2 . (Với cạnh nhỏ nhất $> 2.5 \text{ m}$).

Số nhân công để thi công ván khuôn móng được thống kê trong bảng sau:

Bảng 4-17. TK NHÂN CÔNG CHO CÔNG TÁC VÁN KHUÔN ĐÀI GIẢNG						
Cấu kiện	Diện tích (m ²)	Định mức (giờ/m)	Mã hiệu định mức	Số giờ công	Số ngày công	Tổng (công)
Đài Đ.01	115.92	0.5	5005e	57.96	7.25	37.79
Đài Đ.02	201.6	0.7	5005c	141.12	17.64	
Đài Đ.03	31.68	0.5	5005c	15.84	1.98	
Giăng G.01	91.84	0.45	5001b	41.33	5.17	
Giăng G.02	92.4	0.45	5001b	41.58	5.20	

Do đó tổng số công để thi công ván khuôn móng là: 38 công. Ta bố trí một tổ đội gồm 10 người làm trong 4 ngày.

4.14.7 CÔNG TÁC BÊ TÔNG LÓT.

- Sau khi đào sửa móng bằng thủ công xong ta tiến hành đổ bê tông lót móng. Bê tông lót móng được đổ bằng thủ công và được đầm phẳng.
- Lốp bờ tưng lút B7.5 dày 10cm, diện tích đổ rộng hơn dẫy d i v dẫy giăng 10cm về mỗi bờn, cú tốp dụng l m phẳng dẫy d i, dẫy giăng, giữa sạch cốt thép, hạn chế việc mất nước của bờ tưng.

4.14.7.1 Tính toán khối lượng bê tông lót móng.

Khối lượng bờ tưng lút móng được thống kê trong bảng sau:

Bảng 4-18. THỐNG KÊ KHỐI LƯỢNG BÊ TÔNG LÓT MÓNG									
Cấu kiện	Kích thước		Bê tông lót móng			Thể tích (m ³)	S.L cấu kiện	Tổng/ck (m ³)	Tổng thể tích (m ³)
	Dài (m)	Rộng (m)	Dài (m)	Rộng (m)	Cao (m)				
Đài Đ.01	5.1	1.8	5.3	2.0	0.1	1.06	7	7.42	27.98
Đài Đ.02	2.4	1.8	2.6	2.0	0.1	0.52	20	10.40	
Đài Đ.03	3.3	3.3	3.5	3.5	0.1	1.23	2	2.46	
Giăng G.01	4.1	0.3	4.1	0.5	0.1	0.21	16	3.36	
Giăng G.02	2.2	0.3	2.4	0.5	0.1	0.12	30	3.60	

4.14.7.2 Kỹ thuật thi công bê tông lót

- Khối lượng bê tông lót móng không lớn lắm, mặt khác cấp độ bê tông lót chỉ yêu cầu B7.5 do vậy chọn phương án trộn bê tông bằng máy trộn ngay tại công trường là kinh tế hơn cả, sau đó được vận chuyển đến các hố móng bằng xe cải tiến hoặc xô xách tay.
- Nếu vận chuyển bằng xe cải tiến, để tránh sụt nở hố đ o, đồng thời đi lại được dễ dàng ta l m cầu cụng tốp cho xe v người lờn xuống.

- Bờ tụng lút múng được đưa xuống đáy hố múng, san phẳng. Sau đó đầm qua cho phẳng để tăng thêm độ chặt.
- Trong quá trình thi công tránh va chạm vào thành hố để tránh sụt lở hố đất vào lòng đất và bờ tụng lút dẫn đến làm bờ tụng bị giảm chất lượng.

4.14.8 Tổ chức thi công bê tông lót.

*. Chọn máy trộn bê tông

Chọn máy trộn bê tông quả lê có mã hiệu SB - 30V có các thông số kỹ thuật sau:

- + Dung tích hình học 250 lít
- + Dung tích xuất liệu 165 lít
- + Tần số quay $n = 20$ vòng/ph.
- + Thời gian trộn $t_{trộn} = 60s$.
- + Công suất động cơ $N_e = 4.1KW$
- + Các kích thước giới hạn $L \times B \times H = 1.915 \times 1.59 \times 2.26$ m.
- + Trọng lượng 0.8 T

*. Tính năng suất của máy

$$N = V_{sx} \cdot K_{xl} \cdot N_{ck} \cdot K_{tg}$$

Trong đó:

- + V_{sx} là dung tích sản xuất của thùng trộn = 165 lít
- + $K_{xl} = 0.7$ là hệ số xuất liệu.
- + N_{ck} là số mẻ trộn trong 1 giờ.
- + $N_{ck} = 3600/t_{ck}$
- + $t_{ck} = t_{đổ vào} + t_{trộn} + t_{đổ ra} = 20 + 80 + 15 = 95(s)$
- + $n_{ck} = 3600/95 = 38$.
- + $K_{tg} = 0.8$ là hệ số sử dụng thời gian.

$$\text{Vậy } N = 0.165 \times 0.65 \times 38 \times 0.8 \times 8 = 26.08 \text{ m}^3/\text{ca}$$

Thời gian phải trộn hết số bê tông lót móng

$$t = 27.98/26.08 = 1.07 \text{ (ca)}.$$

Tra định mức : Cụm tổc bờ tụng lút múng với thành phần công việc.

- Chuẩn bị trộn, vận chuyển vật liệu trong phạm vi 30m. Đổ và bảo dưỡng bê tông đảm bảo yêu cầu kỹ thuật.

- Gia công, lắp dựng và tháo dỡ cầu công tác.

Với nhõn cụn 3/7 cần:

+ 1.42 cụn/m³, hao phớ vật liệu 1.03m³ vữa/1m³ bờ tụng lút. Với chiều rộng $\leq 250cm$

(Mô hiệu định mức AF.11110).

+ 1.18 cụn/m³, hao phớ vật liệu 1.03m³ vữa/1m³ bờ tụng lút. Với chiều rộng $> 250cm$

(Mô hiệu định mức AF.11120).

Số nhõn cụn thi cụn cụn tổc bờ tụng lút múng thể hiện trong bảng sau.

Bảng 4-19. THÔNG KÊ NHÂN CÔNG CT BÊ TÔNG LÓT MÓNG

Cấu kiện	Thể tích(m ³)	Định mức (công/m ³)	Mã hiệu định mức	Số ngày công	Tổng (công)
Đài Đ.01	7.42	1.42	AF.11110	10.54	39.15
Đài Đ.02	10.40	1.42	AF.11110	14.77	
Đài Đ.03	2.46	1.18	AF.21120	2.90	
Giăng G.01	3.36	1.42	AF.11110	4.77	
Giăng G.02	3.60	1.42	AF.11110	5.11	

4.14.9 CÔNG TÁC CỐT THÉP MÓNG

Sau khi đổ bê tông lót móng ta tiến hành lắp đặt cốt thép móng.

4.14.9.1 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 tim đài cọc, trục giăng móng.
- Sau khi hoàn thành việc buộc thép cần kiểm tra lại vị trí của thép đài cọc và thép giăng.

4.14.9.2 Khối lượng công tác cốt thép móng.

Khối lượng công tác cốt thép móng được thể hiện trong bảng sau:

Bảng 4-20. Khối lượng công tác cốt thép

Cấu kiện	Thể tích (m ³)	$\mu(\%)$	Khối lượng (kg)	S.L cấu kiện	Tổng/ck (kG)	Tổng KL (kG)
Đài Đ.01	11.016	1	864.75	7	6053.25	18479
Đài Đ.02	5.184	1	406.94	20	8138.80	
Đài Đ.03	13.068	1	1025.84	2	2051.68	
Giăng G.01	0.861	1	67.58	16	1081.28	
Giăng G.02	0.441	1	34.62	30	1038.60	

4.14.9.3 Kỹ thuật thi công cốt thép móng.

Lắp cốt thép đài móng:

- Xóc định nh trục móng, tốp 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 bờ tưng để đảm bảo chiều dày lớp bảo vệ. Xóc định nh cao độ bờ tưng móng.

Lắp đặt cốt thép cổ móng:

- Cốt thép chờ cổ móng được được bẻ chôn và được định vị chính xác bằng một khung gỗ sao cho khoảng cách thép chủ được chính xác theo thiết kế. Sau đó đổ nh dấu vị trí cốt đai.

- Lồng cốt đai vào cốc thanh thép đúng, dựng thép mềm $\phi = 1 \text{ mm}$ buộc chặt cốt đai vào thép chủ, cốc mỗi nối của cốt đai phải so le khụng nằm trên một thanh thép đúng.
- Sau khi buộc xong dọn sạch hồ móng, kiểm tra vị trí đặt lưới thép để móng và buộc chặt lưới thép với cốt thép đúng.

4.14.9.4 Tổ chức thi công cốt thép móng.

Tra định mức dự toán với công tác cốt thép móng với thành phần công việc:

Làm cốt thép tay gồm các công việc sau đây:

- Kéo thẳng sắt vòng.
- Chặt.
- Nắn uốn
- Nối buộc thành khi đặt vào khuôn hoặc buộc tại chỗ, đặt sắt cầu kiện.
- Buộc miếng xi-măng lớp bảo vệ.
- Vận chuyển cốt thép trong vòng 30m.

Trường hợp chặt và uốn bằng máy thì định mức và đơn giá nhân với các hệ số: 0.7 với móng.

Mã hiệu định mức 4001d. Hao phí nhân công là $5.0 \times 0.7 = 3.5$.

Từ đó ta có số lượng nhân công cho công tác cốt thép móng như sau:

Bảng 4-21. THỐNG KÊ NHÂN CÔNG CT CỐT THÉP MÓNG						
Cấu kiện	Tổng/ck (kG)	Định mức (giờ/100KG)	Mã hiệu định mức	Số giờ công	Số ngày công	Tổng (công)
Đài Đ.01	6053.25	3.5	4001d	211.86	26.48	80.84
Đài Đ.02	8138.80	3.5	4001d	284.86	35.61	
Đài Đ.03	2051.68	3.5	4001d	71.81	8.98	
Giằng G.01	1081.28	3.5	4001d	37.84	4.73	
Giằng G.02	1038.60	3.5	4001d	36.35	4.54	

4.14.10 CÔNG TÁC ĐỔ BÊ TÔNG MÓNG, GIẰNG MÓNG.

4.14.10.1 Biện pháp kỹ thuật thi công bê tông đài giằng móng.-

Sau khi hoàn thành công tác ván khuôn móng ta tiến hành đổ bê tông móng. Bê tông móng được dùng loại bê tông thương phẩm cấp độ bền B25, thi công bằng máy bơm bê tông.

- Công việc đổ bê tông được thực hiện từ vị trí xa về gần vị trí máy bơm, khoảng cách từ miệng ống bơm đến vị trí đổ phải $< 2\text{m}$. Bê tông được chuyển đến bằng xe chuyên dùng và được bơm liên tục trong quá trình thi công.

- Bê tông phải được đổ phân lớp, mỗi lớp dày 30 cm, đổ đến đâu dùng đầm dùi để dùi ngay đến đáy. Khi đầm xong một vị trí, để di chuyển tới một vị trí khác phải rút đầm ra

và tra đầm từ từ. Khoảng cách giữa 2 vị trí đầm phải $< 2R_o$ (R_o -bán kính ảnh hưởng của đầm).

- Do chiều cao đài móng 1.2m, hệ số bề mặt của bê tông bản đáy tương đối nhỏ, cường độ tương đối cao, lượng xi măng dùng nhiều, ngoài ra còn có yêu cầu không thấm nước, chống xâm thực. Trong thực tế vấn đề lớn nhất ảnh hưởng đến chất lượng thi công móng bê tông cốt thép khối lớn là vấn đề nứt. Vì vậy để giảm sinh vết nứt người ta có thể sử dụng các biện pháp sau:

- + Dùng phụ gia để làm giảm nhiệt lượng toả ra do quá trình thủy hóa của xi măng.
- + Để đảm bảo bê tông mới đổ có điều kiện đông cứng thích hợp, tránh vì co ngót

sớm sinh ra nứt thì sau khi đổ xong phải kịp thời che phủ và giữ nước bảo dưỡng đảm bảo bề mặt luôn ẩm ướt. Nhưng cần chú ý khi bảo dưỡng cần đảm bảo độ chênh nhiệt độ bề mặt và bên trong không được vượt quá nếu không phải đập bằng ni lông và vật liệu giữ nhiệt để đạt được hiệu quả vừa giữ nước vừa giữ nhiệt.

- Bảo dưỡng bê tông: Bê tông sau khi đổ 4-7 giờ phải được tưới nước bảo dưỡng ngay. Hai ngày đầu cứ 2 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. Trường hợp nếu trời nắng to phải phủ cát hoặc đắp bao tải và dội nước. Trong quá trình bảo dưỡng bê tông nếu có khuyết tật phải được xử lý ngay.

4.14.10.2 Tính toán khối lượng và chọn máy thi công.

a. Tính toán khối lượng.

Khối lượng bê tông móng được tính toán trong bảng sau:

Bảng 4-22. THỐNG KÊ KHỐI LƯỢNG BÊ TÔNG MÓNG							
Cấu kiện	Kích thước			Thể tích (m ³)	S.L cấu kiện	Tổng/ck (m ³)	Tổng thể tích (m ³)
	Dài (m)	Rộng (m)	Cao (m)				
Đài Đ.01	5.1	1.8	1.2	11.016	7	77.112	249.354
Đài Đ.02	2.4	1.8	1.2	5.184	20	103.68	
Đài Đ.03	3.3	3.3	1.2	13.068	3	39.204	
Giằng G.01	4.1	0.3	0.7	0.861	16	13.776	
Giằng G.02	2.2	0.3	0.7	0.462	30	13.86	

Các đài có chiều cao bằng 1.2m > 0.8 m; chiều rộng các cạnh > 2.5 m, nên thuộc loại bê tông khối lớn. Do đó ta cần xử lý kỹ thuật cho đổ bê tông khối lớn:

- Phân khu bê tông cho hệ đài giằng: do thời gian thi công trong thành phố thường hạn chế (ở đây giả thiết từ 21h – 5h sáng hôm sau), khối lượng thi công lớn và mặt bằng bố trí chật hẹp nên nếu không thể bố trí đổ bê tông trong một ngày thì cần phải phân khu đổ bê tông cho hệ đài giằng. Hoặc do vấn đề tổ chức thi công các công việc được làm gối nhau cũng có thể phải phân khu để đổ bê tông. Một số yêu cầu trong phân khu khi đổ bê tông:

+ Việc phân khu đổ bê tông đồng nghĩa với việc có mạch ngừng. Vị trí mạch ngừng cho đầm sàn phải bố trí ở vị trí 1/3 – 2/3 nhịp cho mọi hướng đổ (song song hoặc vuông góc với đầm chính).

+ Mạch ngừng phải để phẳng vuông góc với trục của cầu kiện. Biện pháp giải quyết để cho bê tông giữa hai lớp ăn chắc với nhau là: làm vệ sinh mạch ngừng trước khi đổ tiếp, tưới nước xi măng để tăng sự dính kết. Nếu muốn đặt mạch ngừng ở vị trí khác 1/3 - 2/3 nhịp thì phải bố trí lưới thép tăng cường chịu lực cắt chỗ mạch dừng..

- Do đổ bê tông khối lớn dễ phát sinh co ngót do nhiệt nên theo quy phạm có các biện pháp khắc phục như sau:

+ Do các đài chống nhau bằng các giằng móng nên đổ bê tông đều tất cả các cầu kiện (như đài, giằng móng), đổ thành nhiều lớp với mỗi lớp có chiều dày phụ thuộc vào bán kính ảnh hưởng của đầm, thường $\leq 3/4 h_{\text{đầm}}$ ($= 0.5 - 0.75\text{m}$ với đầm loại trung).

+ Chống phát sinh nhiệt bằng 3 cách: dùng phụ gia chống co ngót, dùng nước lạnh trộn bê tông, dùng cốt liệu lớn như cuội sỏi thậm chí là đá hộc nhưng vẫn phải đảm bảo điều kiện không ảnh hưởng đến cốt thép, cách thứ 3 là sử dụng mạch ngừng ở các giằng đài ở 1/3 - 2/3 nhịp như đã đề cập ở trên.

Từ đó ta chia phân khu bê tông thi công móng thành 2 phân khu. Nên khối lượng bê tông cho 1 phân khu là $249.354/2 = 124.68 \text{ m}^3$.

b. Tính toán chọn máy thi công.

* *Chọn xe vận chuyển bê tông:*

- Bê tông đài móng được cung cấp bằng xe vận chuyển bê tông thương phẩm chọn theo mối quan hệ giữa khối lượng bê tông móng + đài và thời gian đổ bê tông sao cho số xe cần thiết để đổ bê tông là ít nhất. Chọn xe vận chuyển bê tông thương phẩm KAMAZ mã hiệu SB-92B có các thông số kỹ thuật sau:

- Dung tích thùng trộn: 6 m^3
- Dung tích thùng nước: $0,75 \text{ m}^3$
- Ô tô cơ sở: KAMAZ - 5511
- Công suất động cơ: 40 KW
- Tốc độ quay của thùng trộn: 9–14,5 vòng/phút
- Độ cao đổ vật liệu vào: 3,5 m
- Thời gian đổ bê tông ra: 10 phút
- Trọng lượng xe: 21,85 T
- Vận tốc trung bình: 60 km/h

Trạm trộn cách công trình 10 km. Ta có chu kỳ làm việc của xe:

$$T_{ck} = T_{\text{nhận}} + 2.T_{\text{chạy}} + T_{\text{đổ}} + T_{\text{chờ}}.$$

Trong đó:

$$T_{\text{nhận}} = 10 \text{ phút}$$

$$T_{\text{chạy}} = (10/60) \times 60 = 10 \text{ phút.}$$

$$T_{\text{đổ}} = 10 \text{ phút.}$$

$$T_{\text{chờ}} = 5 \text{ phút.}$$

$$\Rightarrow T_{ck} = 10 + 10.2 + 10 + 5 = 45 \text{ phút.}$$

Số chuyến xe chạy trong 1 ca:

$$M = \frac{8 \times 0.85 \times 60}{T_{ck}} = \frac{8 \times 0.85 \times 60}{45} = 9 \text{ (chuyến).}$$

Khối lượng bê tông 1 phân khu là 124.68 m^3 nên cần $124.68/6=20.78$ xe chở bê tông. Nhưng mỗi xe 1 ca chạy được 9 chuyến nên cần $20.78/9=3$ xe. Vậy ta sử dụng 3 xe ô tô chở bê tông thương phẩm trong 1 ca.

* *Chọn máy bơm bê tông.*

Cơ sở để chọn máy bơm bê tông:

- Căn cứ vào khối lượng bê tông cần thiết của một phân đoạn thi công.
- Căn cứ vào tổng mặt bằng thi công công trình.
- Khoảng cách từ trạm trộn bê tông đến công trình

Ta chọn máy bơm loại: BSA 1004E có các thông số kỹ thuật sau:

- + Năng suất kỹ thuật: $30 \text{ (m}^3/\text{h)}$
- + Dung tích phễu chứa: 300 (lít)
- + Công suất động cơ: 3.8 (kW)
- + Đường kính ống bơm: 180 (mm)
- + Trọng lượng máy: 2.5 (T)
- + Áp lực bơm: 75 (bar)
- + Hành trình pittông: 1000 (mm)

$$\text{Số máy bơm cần thiết : } n = \frac{V}{N_{tt} \cdot T} = \frac{124.68}{30 \times 8 \times 0.85} = 0.61$$

Vậy chỉ cần chọn 1 máy bơm là đủ.

* *Chọn máy đầm dùi:*

Chọn đầm dùi loại U-50, có các thông số kỹ thuật sau:

- + Đường kính thân đầm: $d = 5 \text{ cm}$.
- + Thời gian đầm bê tông: 30s
- + Bán kính tác dụng : 30 cm .
- + Chiều sâu lớp đầm: 25 cm .
- + Năng suất : $(25 \div 30) \text{ m}^2/\text{h}$.
- + Bán kính ảnh hưởng: 60 cm .

$$\text{Năng suất máy đầm: } N = 2 \cdot h \cdot r^2 \cdot d \cdot 3600 / (t_1 + t_2).$$

Trong đó: r – Bán ảnh hưởng của đầm $r = 60 \text{ cm} = 0,6 \text{ m}$

D – Chiều dày lớp bê tông cần đầm, $d = 0.2 \div 0.3$.

t_1 – Thời gian đầm bê tông. $t_1 = 30\text{s}$.

t_2 – Thời gian di chuyển đầm. $t_2 = 6\text{s}$.

k – Hệ số sử dụng $k = 0,85$.

$$\Rightarrow N = 2 \cdot 0,85 \cdot 0,6^2 \cdot 0,25 \cdot 3600 / (30 + 6) = 15,3 \text{ (m}^3/\text{h)}.$$

$$\text{Số lượng đầm cần thiết: } n = V / (N \cdot T) = 124.68 / (15,3 \cdot 8 \cdot 0,85) = 1.2 \text{ lấy } n = 2.$$

4.14.10.3 Tổ chức thi công bê tông đài giằng.

Tra định mức dự toán xây dựng cơ bản với công tác

Thành phần công việc:

Chuẩn bị, gia công, lắp đặt, tháo dỡ cầu công tác (nếu có); Lắp đặt và di chuyển ống bơm theo từng điều kiện thi công cụ thể. Đổ và bảo dưỡng bê tông theo đúng yêu cầu kỹ thuật.

Định mức nhân công cho 1m^3 bê tông móng dùng bê tông thương phẩm và đổ bằng bơm tự hành. Nhân công bậc 3/7.

+ Với chiều rộng móng $\leq 250\text{ cm}$. Định mức 0.85 công/m^3 .

Mã hiệu định mức AF.31110

+ Với chiều rộng móng $> 250\text{ cm}$. Định mức 1.21 công/m^3 .

Mã hiệu định mức AF.31120

Ta có bảng thống kê nhân công cho công tác bê tông đài giằng sau:

Bảng 4-23. THỐNG KÊ NHÂN CÔNG CT BÊ TÔNG ĐÀI GIẰNG					
Cấu kiện	Thể tích(m^3)	Định mức (công/m^3)	Mã hiệu định mức	Số ngày công	Tổng (công)
Đài Đ.01	77.112	1.21	AF.31120	11.663	31.73
Đài Đ.02	103.68	0.85	AF.31110	11.016	
Đài Đ.03	39.204	1.21	AF.31120	5.9296	
Giằng G.01	13.776	0.85	AF.31110	1.4637	
Giằng G.02	13.86	0.85	AF.31110	1.4726	

4.14.11 CÔNG TÁC THÁO VÁN KHUÔN ĐÀI GIẰNG MÓNG

4.14.11.1 Kỹ thuật thi công tháo ván khuôn đài giằng.

Bê tông móng đổ sau 36 giờ có thể tháo cốp pha để luân chuyển. Xem xét chất lượng bề mặt bê tông nếu có khuyết tật phải xử lý ngay. Với bê tông toàn khối thường xảy ra hiện tượng rỗ ở các mức độ, trắng mặt và nứt chân chim trên bề mặt.

- Rỗ bê tông do không đầm kỹ, nhất là lớp vữa bê tông giữa cốt thép chịu lực và ván khuôn (lớp bảo vệ), do vữa bê tông bị phân tầng khi vận chuyển, do vữa bê tông trộn không đều hoặc do cốp pha ghép không kín khít làm chảy mất vữa xi măng.

Biện pháp xử lý:

Với trường hợp rỗ mặt (rỗ nhẹ) thì dùng xà beng, que sắt hoặc bàn chải sắt tẩy sạch các viên đá nằm trong vùng rỗ sau đó dùng vữa bê tông mác cao hơn mác thiết kế trát lại và xoa phẳng mặt.

Với trường hợp rỗ sâu thì dùng đục sắt và xà beng cạy sạch các viên đá nằm trong vùng rỗ, ghép cốp pha (nếu cần) và đổ bù bằng vữa bê tông mác cao hơn mác thiết kế.

Với trường hợp rỗ thấu suốt có thể dùng vữa bê tông mác cao phụ gia trọng nở và dùng bơm áp lực lớn để bơm trát lại.

- Hiện tượng trắng mặt: Do không bảo dưỡng hoặc bảo dưỡng chưa đủ. Xử lý bằng cách đắp bao tải, rải cát hoặc mùn ca lên bề mặt bê tông rồi tưới nước thường xuyên trong vòng 5 đến 7 ngày.

- Hiện tượng nứt chân chim do không cách ly bề mặt bê tông mới đổ khỏi tác động của nhiệt độ cao khiến cho hơi nước thoát ra quá nhanh gây co ngót bê tông. Để khắc phục,

dùng nước xi măng xử lý vết nứt và dùng bao tải ướt phủ lên bề mặt bê tông, bảo dưỡng theo quy định.

Trình tự tháo dỡ được thực hiện ngược lại với trình tự lắp dựng ván khuôn.

4.14.11.2 Tổ chức thi công tháo ván khuôn đài giằng.

Số lượng nhân công cho công tác tháo dỡ ván khuôn đài giằng được thể hiện trong bảng.

Lấy theo định mức 24-2005 như sau:

Bảng 4-24. TK NHÂN CÔNG CHO CT THÁO DỠ VÁN KHUÔN ĐÀI GIẰNG						
Cấu kiện	Diện tích (m ²)	Định mức (giờ/m ²)	Mã hiệu định mức	Số giờ công	Số ngày công	Tổng (công)
Đài Đ.01	115.92	0.26	5005e	30.139	3.767	16.93
Đài Đ.02	201.6	0.23	5005e	52.416	6.552	
Đài Đ.03	31.68	0.26	5005e	8.2368	1.030	
Giằng G.01	91.84	0.23	5001e	21.123	2.640	
Giằng G.02	92.4	0.23	5001e	21.252	2.656	

Ta bố trí 1 tổ đội 10 người và thi công tháo ván khuôn đài giằng trong thời gian 2 ngày.

4.14.12 CÔNG TÁC SAN NỀN TẦNG HẦM:

Sau khi tháo dỡ toàn bộ ván khuôn đài và giằng móng, tiến hành lấp đất, san nền đến cao trình đáy tầng hầm. Với khối lượng san lấp là 922.31m³. Theo định mức 24-2005- thi công lấp đất nền ta tính toán số công nhân tham gia san đất là 20 người và làm việc trong 4 ngày:

Ta có

Bảng 4-25. tổng hợp khối lượng lao động phần ngầm sau:

Tên công việc	Đơn vị	Khối Lượng	Định Mức	Số Công	Số Ngày	Số Cn (Máy)
1	2	3	4	6	7	8
Thi công ép cọc	100m	5244	2.48	130	65	10
Thi công ép cừ	100m	1683.73	1.62	27.28	28	10
Đào đất bằng máy	100m ³	2247.85	0.48	10	10	5
Đào đất thủ công	m ³	519.08	0.62	320	10	32
Phá bê tông đầu cọc	m ³	12.75	0.72	9.18	1	10
Đổ bê tông lót móng	m ³	27.98	1.42	39.15	2	20
Đặt cốt thép đài giằng	T	18.479	6.35	117	6	20
Ghép ván khuôn đài giằng	100m ²	875.39	38.28	335	10	34

Đổ bê tông đài giằng	m ³	124.5	0.033	2	2	10
Tháo ván khuôn đài giằng	100m ²	875.39	0.23	33.86	4	10
Lắp đất đến đáy sàn t.hầm	100m ³	922.31	0.533	71.48	4	20

4.14.12.2 AN TOÀN LAO ĐỘNG

- Phổ biến kiến thức và an toàn lao động, nội quy của công trường cho công nhân.
- Trang bị đầy đủ các phương tiện bảo hộ lao động cho công nhân.
- Kiểm tra máy móc trước khi đưa vào sử dụng.
- Chỉ đưa máy móc vào công trường khi đã được kiểm định.
- Có hàng rào ngăn cách, biển báo, biển chỉ dẫn.
- Kiểm tra thiết bị, máy móc, vệ sinh cá nhân, dụng cụ phòng hộ lao động, chỗ làm việc để tránh tai nạn xảy ra.

CHƯƠNG 9: THIẾT KẾ BIỆN PHÁP THI CÔNG PHẦN THÂN VÀ HOÀN THIỆN

4.15 TỔ HỢP VÁN KHUÔN.

- Vì ta sử dụng ván khuôn định hình nên ta phải tổ hợp ván khuôn để dễ dàng ghép và đi thuê ván khuôn. Nếu ta thuê theo diện tích thì diện tích ván khuôn ghép được sẽ bé hơn rất nhiều so với diện tích ta đi thuê, điều này gây nên sự thiệt hại về kinh tế. Do đó ta lấy tầng điển hình đó là tầng 4 để tổ hợp ván khuôn

Sử dụng ván khuôn thép để làm ván khuôn cho tất cả các cấu kiện.

Bộ ván khuôn bao gồm :

+ Các tấm ván khuôn chính và các tấm góc (trong và ngoài). Ván khuôn này được chế tạo bằng tôn dày 3-5 mm

+ Các phụ kiện liên kết: móc kẹp chữ U, chốt chữ L.

+ Thanh chống kim loại.

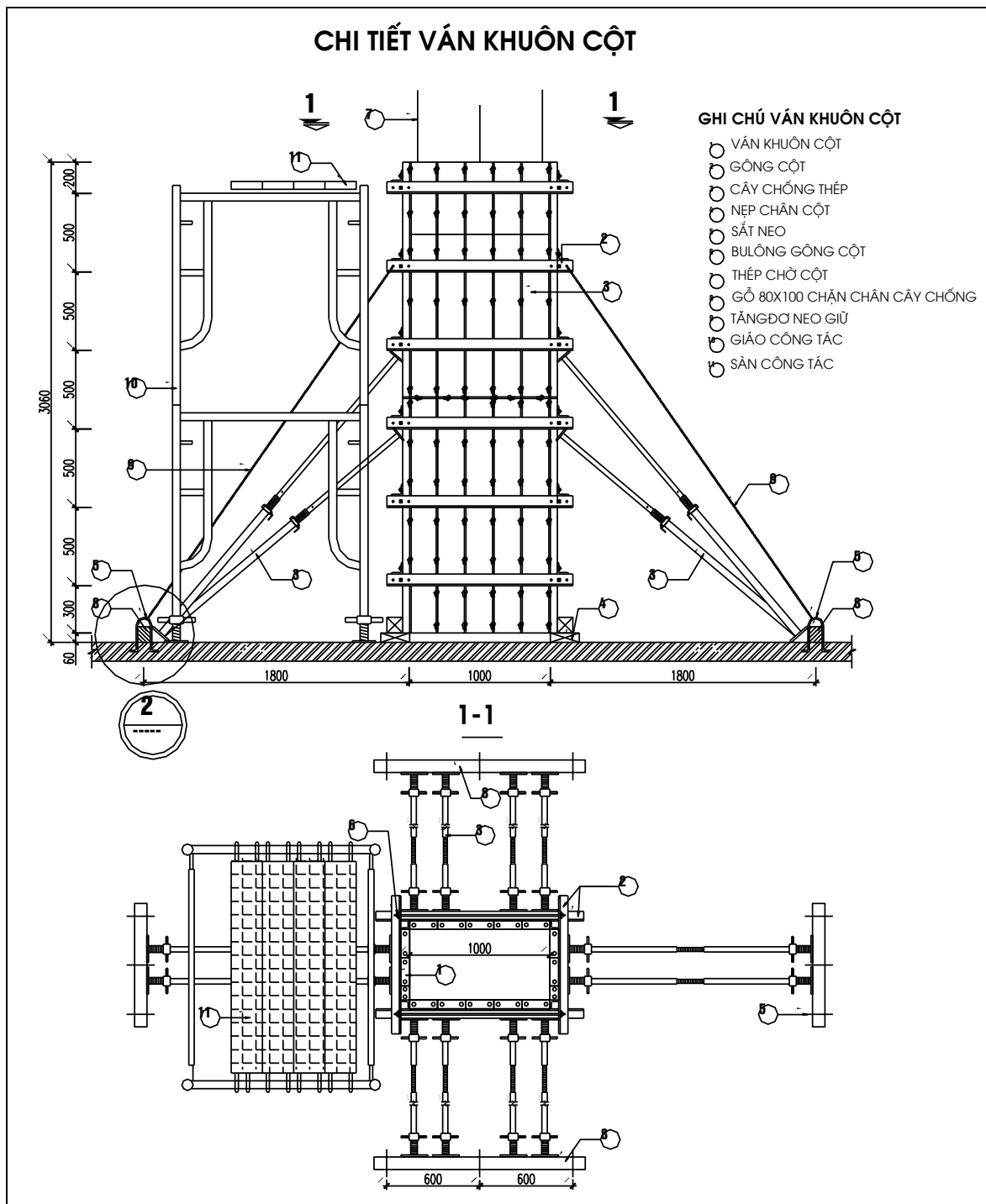
- Ưu điểm của bộ ván khuôn kim loại:

+ Có tính "vạn năng" được lắp ghép cho các đối tượng kết cấu khác nhau: móng khối lớn, sàn, dầm, cột, bể ...

+ Trọng lượng các ván nhỏ, thích hợp cho việc vận chuyển lắp, tháo bằng thủ công.

Ta có bảng thống kê khối lượng ván khuôn cho tầng điển hình như sau:

4.15.1 Ván khuôn cột.



Hình 4-25. Ván khuôn cột

Ta có bảng thống kê khối lượng ván khuôn cột cho từng tầng như sau:

Bảng 4-26. THỐNG KÊ KHỐI LƯỢNG VÁN KHUÔN CỘT

Tầng	Cấu kiện	Mã hiệu	Kích thước			Số lượng (Tấm)	Sl.Cấu kiện	Tổng số/tầng
			Dài (mm)	Rộng(m m)	Cao(m m)			
Hầm	C (500x1000)	F133-2012	1200	200	55	28	36	1008
		F133-1012	1200	100	55	4		144
		T1255	1200	55	-	8		288
T1	C (500x1000)	F133-2018	1800	200	55	28	36	1008
		F133-1018	1800	100	55	4		144
		T1855	1800	55	-	8		288
T2	C (500x1000)	F133-2015	1500	200	55	28	36	1008
		F133-1015	1500	100	55	4		144
		T1555	1500	55	-	8		288
T3-T5	C (450x950)	F133-2015	1500	200	55	24	36	864
		F133-1515	1500	150	55	4		144
		T1555	1500	55	-	8		288
T6-T8	C (400x900)	F133-2015	1500	200	55	24	36	864
		F133-1015	1500	100	55	2		72
		T1555	1500	55	-	8		288
T9-T11	C (350x850)	F133-2015	1500	200	55	12	36	432
		F133-1515	1500	150	55	16		576
		T1555	1500	55	-	8		288

TỔ HỢP VÁN KHUÔN CỘT

4.15.2 KIỂM TRA ỔN ĐỊNH VÁN KHUÔN.

4.15.2.1 Ván khuôn cột.

- Thiết kế ván khuôn cho cột của tầng điển hình bao gồm cột 500x1000
- Chiều cao cột : 2.6 (m).
- Tổ hợp ván khuôn theo phương đứng từ các tấm ván: 200x1500, 100x1500 và 4 góc ngoài 1500x55.

a. Xác đị nh tải trọng tác dụng lờn vón khuôn.

Các tải trọng tác dụng lờn vón khuôn đợc lấy theo tiêu chuẩn thi công bê tông cốt thép TCVN 4453-95. Ván khuôn cột chịu tải trọng tác dụng ngang của hỗn hợp bê tông mới đổ và tải trọng động khi đổ bê tông bằng ống vời.

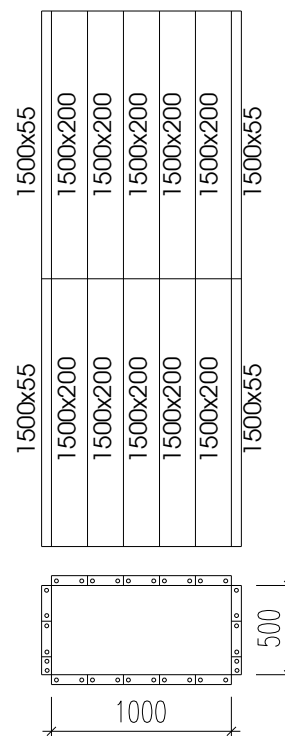
- + Áp lực ngang tối đa của vữa BT mới đổ xác định theo công thức (ứng với phương pháp đầm dùi).

$$q_1^{tc} = \gamma . h = 2400 \times 0.75 = 1800 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

$$q_1^{tt} = n . \gamma . h = 1.3 \times 2400 \times 0.75 = 2340 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

Với $H = 1.5r = 1.5 \times 50 = 75\text{cm} = 0.75\text{m}$ ($r = 50\text{ cm}$: bán kính hoạt động của đầm dùi).

- + Mặt khác khi đổ BT bằng ống vời thì tải trọng ngang tác dụng lờn vón khuôn là:



Hình 4-26. Bố trí ván khuôn cột

$$q_2^{tc} = P_{đ\grave{o}} = 600 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

$$q_2^{tt} = n.P_{đ\grave{o}} = 600 \times 1.3 = 780 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

⇒ Tải trọng ngang tác dụng lên ván khuôn là:

$$q^{tc} = 1800 + 600 = 2400 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

$$q^{tt} = 2340 + 780 = 3120 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

Tải trọng ngang tác dụng lên mặt 1 ván khuôn cột có tiết diện 200x1500 là:

$$q = q^{tt} \times 0.3 = 3120 \times 0.3 = 936 \text{ (kG/m)}$$

b. Tính khoảng cách giữa các cọc gung cột.

Gọi các khoảng cách giữa các gông cột là l_g , coi ván

khuôn cạnh cột như dầm liên tục với các gối tựa là gông cột. Mô men trên nhịp dầm liên tục là:

$$M_{\max} = \frac{ql_g^2}{10}$$

Khoảng cách giữa các cọc gung cột chọn theo điều kiện bền như sau:

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq R \Rightarrow l_g \leq \sqrt{\frac{10.R.W}{q}}$$

$$= \sqrt{\frac{10 \times 2100 \times 4.42}{9.36}} = 99.58 \text{ (cm)}$$

Trong đó:

+ R- Cường độ của ván khuôn kim loại, $R=2100 \text{ kg/cm}^2$.

+ W- Mô men kháng uốn của ván khuôn 200x1500:

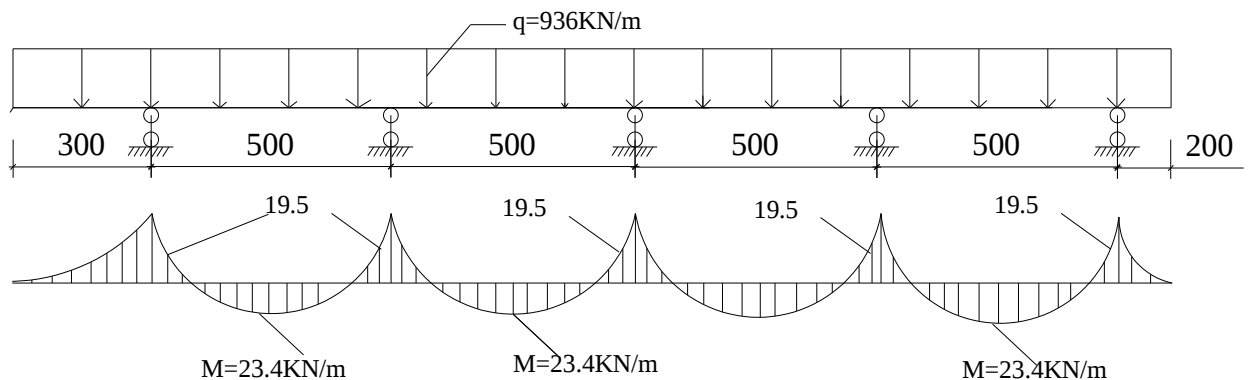
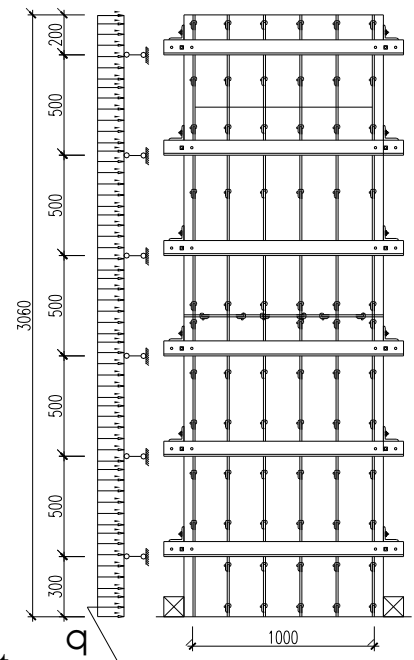
$$W = 4.42 \text{ cm}^3$$

Chọn khoảng cách giữa các gông cột là $l_g = 50 \text{ cm}$.

Gông cột dùng gông kim loại (gồm 4 thanh thép hình liên kết với nhau bằng các bu lông).

Hình 4-27.

SƠ ĐỒ TÍNH VÁN KHUÔN CỘT



c. Kiểm tra độ võng của ván khuôn cột.

- Tải trọng dùng để tính võng của ván khuôn cột (Dùng giá trị tiêu chuẩn).

$$q^{tc} = 2500 \times 0.3 = 750 \text{ (Kg/m)}.$$

- Độ võng của ván khuôn được tính theo điều kiện ổn định :

$$f = \frac{q^{tc} l^4}{128 EJ}$$

Trong đó:

+ E: Mô đun đàn hồi của thép, $E = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$.

+ J: Mô men quán tính của bề rộng ván $J = 20.02 \text{ cm}^4$.

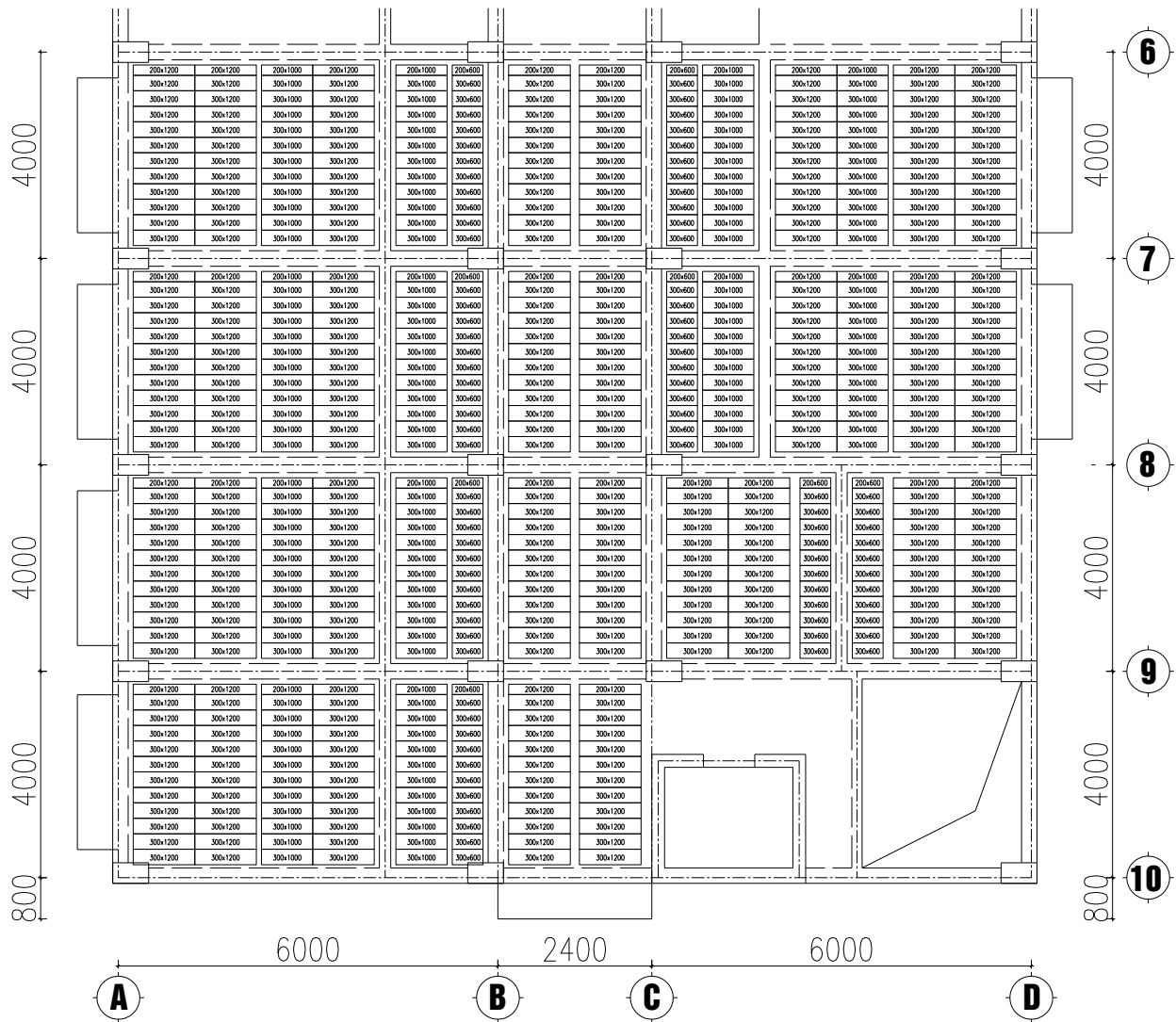
$$f = \frac{7.5 \times 50^4}{128 \times 2.1 \times 10^6 \times 20.02} = 0.009 \text{ cm}$$

- Độ võng cho phép: $[f] = \frac{l}{400} = \frac{50}{400} = 0.125 \text{ cm}$

$f < [f]$ do đó khoảng cách giữa các gông cột = 50 cm là bảo đảm.

4.15.3 Ván khuôn sàn.

Bảng 4-27. THỐNG KÊ KHỐI LƯỢNG VÁN KHUÔN SÀN					
Hình Dáng	Mã hiệu	Kích thước			Số lượng (Tấm)
		Dài (mm)	Rộng(mm)	Cao(mm)	
Tấm phẳng	F133-3018	1800	300	55	2
	F088-2018	1800	200	55	20
	F088-1018	1800	100	55	36
	F133-3015	1500	300	55	468
	F088-2015	1500	200	55	92
	F088-1515	1500	150	55	72
	F133-3012	1200	300	55	132
	F088-2012	1200	200	55	22
	F088-1012	1200	100	55	12
Góc trong	T1815	1800	150	150	170
	T5515	1500	150	150	100
	T5512	1200	150	150	36
	T5507	750	150	150	4



Hình 4-28. Bố trí ván khuôn $\frac{1}{2}$ sàn 3-10

4.15.4 Ván khuôn dầm.

Dầm trong công trình gồm 5 loại chính là dầm 300x600 (D1), 300x500 (D2), 220x400 (D3), 200x350 (D4), 110x250 (D5). Các tấm ván khuôn tổ hợp cho 5 loại dầm này như sau:

+ Dầm D1-300x600:

Ván đáy là 1 tấm ván khuôn có bề rộng 300.

Ván thành trong tổ hợp từ 1 tấm rộng 300 và 2 tấm 150 (vì sàn dày 120).

Ván thành ngoài tổ hợp từ 3 tấm rộng 300.

+ Dầm D2-300x500:

Ván đáy tổ hợp từ 1 tấm rộng 300.

Ván thành trong tổ hợp từ 2 tấm rộng 200.

Ván thành ngoài tổ hợp từ 2 tấm rộng 200.

+ Dầm D3-220x400:

Ván đáy tổ hợp từ 1 tấm rộng 200, còn lại chèn thêm bằng thanh gỗ

Ván thành trong tổ hợp từ 1 tấm rộng 300.

Ván thành ngoài tổ hợp từ 2 tấm rộng 200.

+ Dầm D4-200x350:

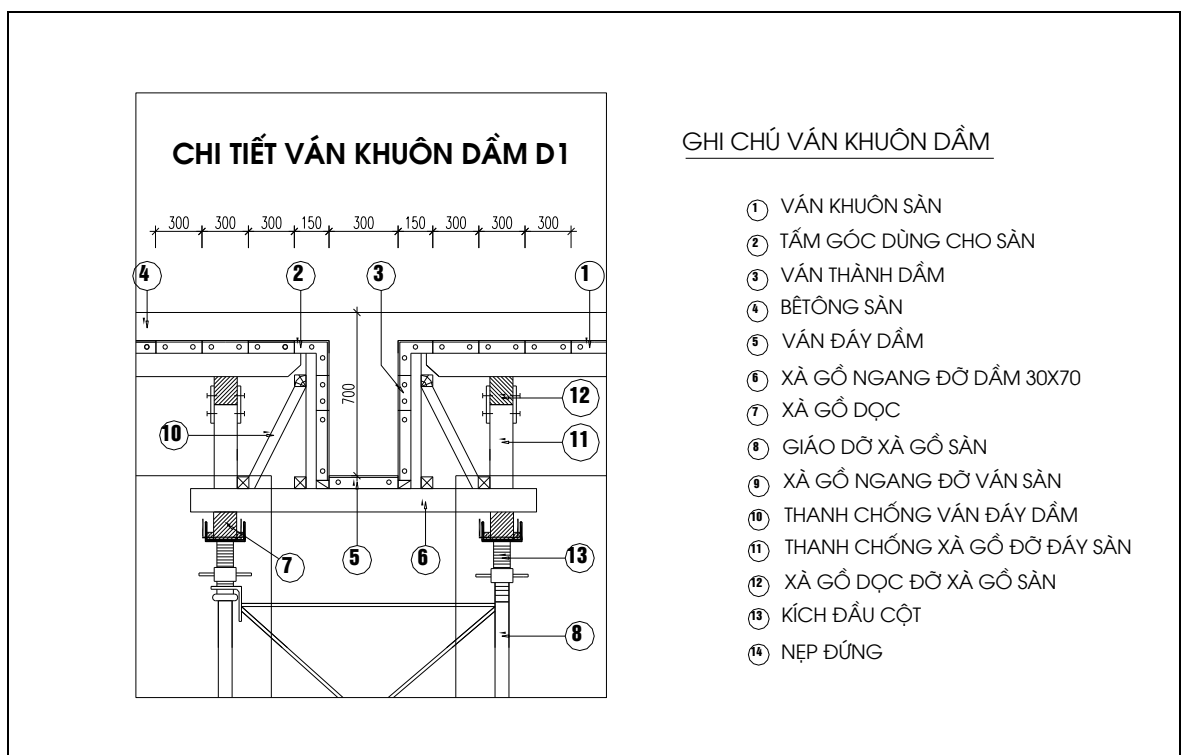
Ván đáy tổ hợp từ 1 tấm rộng 200.

Ván thành tổ hợp từ 1 tấm rộng 150 và 1 tấm rộng 100.

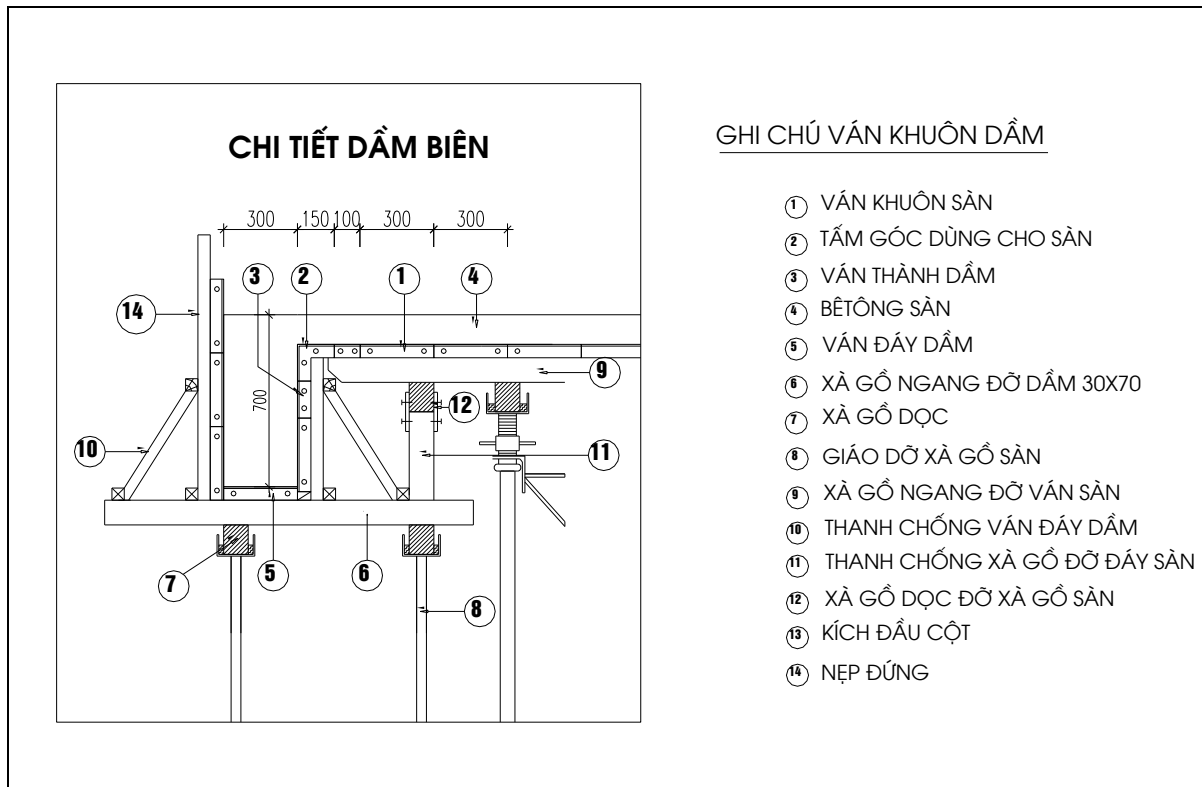
+ Dầm D5-110x250:

Ván đáy tổ hợp từ 1 tấm rộng 150.

Ván thành trong tổ hợp từ 1 tấm rộng 150.



Hình 4-29. Mặt cắt dầm D1



Hình 4-30. Mặt dầm D3

Ta có bảng tổ hợp ván khuôn cho dầm như sau.

Bảng 4-28. THỐNG KÊ KHỐI LƯỢNG VÁN KHUÔN DẦM					
Hình Dáng	Mã hiệu	Kích thước			Số lượng(/tầng)
		Dài (mm)	Rộng(mm)	Cao(mm)	(Tấm)
Tấm phẳng	F133-3018	1800	300	55	326
	F088-1518	1800	150	55	12
	F133-3015	1500	300	55	166
	F088-1515	1500	150	55	92
	F133-3012	1200	300	55	126
	F088-1512	1200	150	55	56
	F133-3009	900	300	55	24
	F088-2009	900	150	55	8
Góc trong	T1815	1800	150	150	2
	T5515	1500	150	150	96
	T5512	1200	150	150	52
	T5509	900	150	150	12
	T1515	1500	55	-	40
	T1215	1200	55	-	20
	T0615	600	55	-	20

4.15.4.2 Ván khuôn dầm.

Tính vốn khuôn đỡ dầm.

a. Tải trọng tác dụng lên ván đáy.

Ván khuôn đáy dầm được tựa lên các thanh xà gồ 10x10cm. Các thanh xà gồ này tựa lên xà gồ chính, và các thanh xà gồ chính lại được tựa lên hệ cột chống.

Tải trọng tác dụng lên ván đáy gồm:

+ Trọng lượng ván khuôn: $q_1^{tc} = 20 \text{ Kg/m}^2$.

$$q_1^{tt} = 20 \times 1.1 = 22 \text{ Kg/m}^2$$

+ Trọng lượng của BTCT dầm (cao $h = 70 \text{ cm}$)

$$q_2^{tc} = \gamma \cdot h = 2500 \times 0.7 = 1750 \text{ Kg/m}^2.$$

$$q_2^{tt} = 1750 \times 1.1 = 1925 \text{ Kg/m}^2$$

+ Tải trọng do người và dụng cụ thi công:

$$q_3^{tc} = 250 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_3^{tt} = 250 \times 1.3 = 325 \text{ Kg/m}^2$$

+ Tải trọng do đổ bê tông: $q_4^{tc} = 400 \text{ Kg/m}^2$.

$$q_4^{tt} = 400 \times 1.3 = 520 \text{ Kg/m}^2.$$

$\Rightarrow$ Tải trọng tính toán trên 1m^2 ván khuôn là:

$$q^{tc} = 20 + 1750 + 250 + 400 = 2420 \text{ Kg/m}^2.$$

$$q^{tt} = 22 + 1925 + 325 + 520 = 2792 \text{ Kg/m}^2.$$

b. Xác định khoảng cách xà gồ đỡ ván đáy dầm.

Coi ván khuôn đáy dầm như dầm liên tục kê lên các xà gồ gỗ. Gọi khoảng cách giữa 2 xà gồ là l_{xg} . Sơ đồ tính toán như hình vẽ:

Tải trọng trên 1m dài ván đáy dầm ($b = 300\text{mm}$) là:

$$q = q^{tt} \cdot b = 2792 \times 0.3 = 837.6 \text{ kG/m}$$

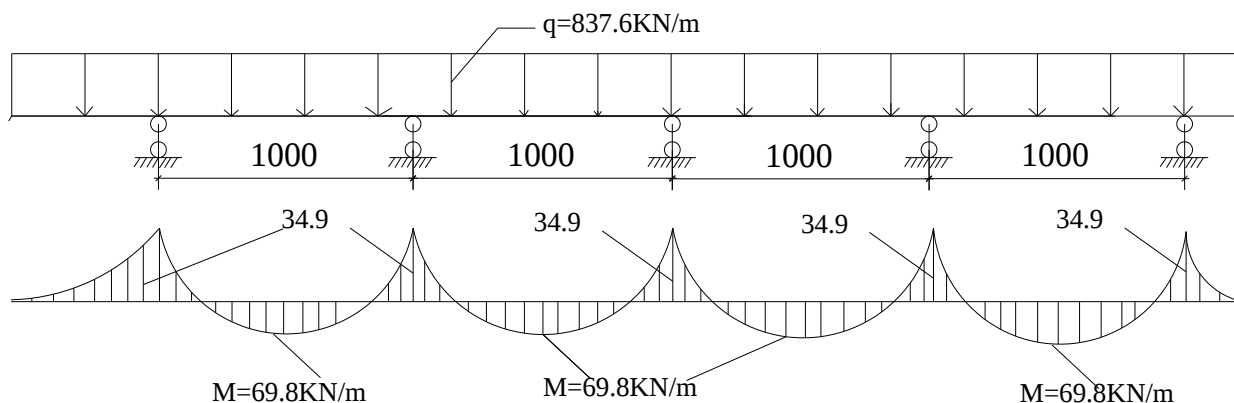
Tính toán khoảng cách giữa các xà gồ. Xuất phát từ điều kiện bền: $\sigma = \frac{M}{W} \leq R = 2100 \text{ kG/cm}^2$.

Trong đó: W: Mômen kháng uốn của ván khuôn bề rộng 300mm, $W = 6.55\text{cm}^3$

$$M: \text{Mô men trong ván đáy dầm } M = \frac{ql_{xg}^2}{10}$$

$$\Rightarrow l_{xg} \leq \sqrt{\frac{10 \cdot W \cdot R}{q}} = \sqrt{\frac{10 \times 6.55 \times 2100}{8.376}} = 128.1(\text{cm})$$

Vậy chọn khoảng cách giữa các thanh xà gồ là: $l = 100\text{cm} < 128.1\text{cm}$.



Hình 4-31. Bố trí xà gồ

c. Kiểm tra ván khuôn đáy dầm:

+ Tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên ván khuôn trên 1m dài:

$$q^{tc} = 2420 \times 0.3 = 726 \text{ kG/m.}$$

+ Độ võng của ván khuôn dầm được tính theo công thức:

$$f = \frac{q^{tc} l^4}{128 E J}$$

Trong đó: E: Mô đun đàn hồi của thép; $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kG/cm}^2$.

J: Mômen quán tính của bề rộng ván $J = 28.46 \text{ cm}^4$

$$f = \frac{7.26 \times 100^4}{128 \times 2.1 \times 10^6 \times 28.46} = 0.09 \text{ cm}$$

+ Độ võng cho phép: $[f] = \frac{l}{400} = \frac{100}{400} = 0.25 \text{ cm}$

Ta thấy: $f < [f]$ do đó khoảng cách giữa các cây chống là 100 cm là bảo đảm.

Tính vốn khuôn thành dầm.

a. Tải trọng tác dụng lên ván thành.

Dầm cao 700, sàn dày 120, chiều cao phía trong là : $h' = 700 - 120 = 580 \text{ mm}$

- Ván khuôn thành dầm được tổ hợp từ 1 tấm ván khuôn có bề rộng 300 và 2 tấm rộng 150.

- Tải trọng tác dụng lên ván thành gồm:

+ Áp lực ngang của bê tông mới đổ:

$$q_1^{tc} = \gamma \cdot h = 2400 \times 0.75 = 1800 \text{ Kg/m}^2.$$

$$q_1^{tt} = 1800 \times 1.1 = 1980 \text{ Kg/m}^2.$$

+ Tải trọng do đổ bê tông: $q_1^{tc} = 400 \text{ Kg/m}^2$

$$q_1^{tt} = 400 \times 1.3 = 520 \text{ Kg/m}^2$$

$\Rightarrow$ Tải trọng tổng cộng trên 1 m^2 ván khuôn thành dầm.

$$q^{tc} = 1800 + 400 = 2200 \text{ kG/m}^2$$

$$q^{tt} = 1980 + 520 = 2500 \text{ kG/m}^2$$

b. Xác định khoảng cách nẹp đứng ván thành dầm.

+ Coi ván khuôn thành dầm như dầm liên tục kê lên các nẹp đứng. Gọi khoảng cách giữa các nẹp này là l_n .

+ Xuất phát từ điều kiện bền:

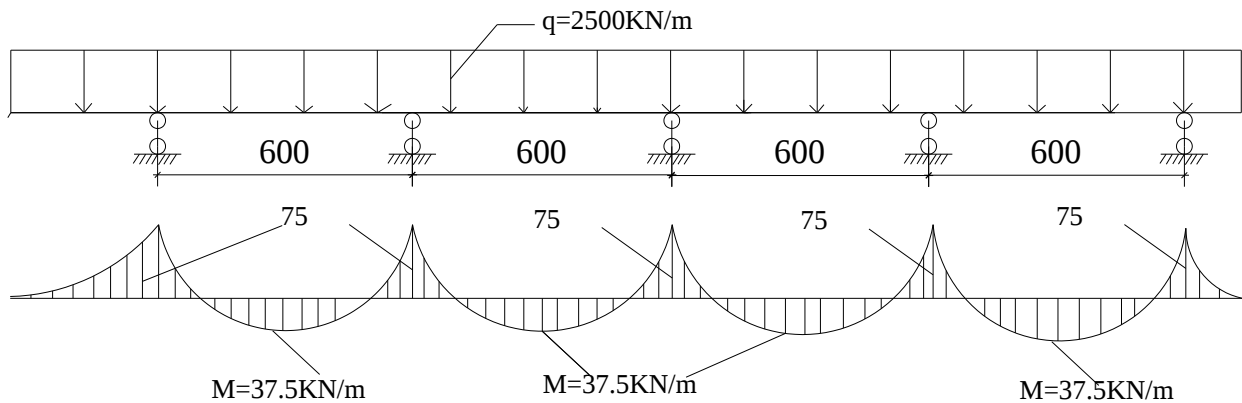
$$\sigma = \frac{M}{W} \leq R = 2100 \text{ kG/cm}^2.$$

Trong đó: + W - Mômen kháng uốn của tấm ván thành, $W = 4.42 \text{ cm}^3$.

$$+ M - \text{Mô men trên ván thành dầm; } M = \frac{ql_n^2}{10}$$

$$\Rightarrow l_{xg} \leq \sqrt{\frac{10 \times W \times R}{q}} = \sqrt{\frac{10 \times 4.42 \times 2100}{25}} = 60.9 \text{ cm}$$

Vậy chọn khoảng cách giữa các nẹp đứng là $l = 60 \text{ cm}$.



Hình 4-32. bố trí xà gỗ ván thành dầm

c. Kiểm tra ván khuôn thành dầm:

+ Độ võng của ván khuôn được tính theo công thức:

$$f = \frac{q^t l^4}{128 EJ}$$

Trong đó: E - Môđun đàn hồi của thép, $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kG/cm}^2$.

J - Mô men quán tính ván thành dầm: $J = 28.46 + 2 \times 17.63 = 63.72 \text{ cm}^4$

$$f = \frac{22.00 \times 80^4}{128 \times 2.1 \times 10^6 \times 63.72} = 0.008 \text{ cm}$$

$$+ \text{Độ võng cho phép: } [f] = \frac{l}{400} = \frac{60}{400} = 0.15 \text{ cm}$$

Ta thấy: $f < [f]$ do đó khoảng cách giữa các nẹp đứng bằng 60 cm là bảo đảm.

d. Tính toán tiết diện thanh nẹp đứng:

Thanh nẹp đứng được coi như dầm đơn giản chịu tải trọng phân bố đều từ áp lực ngang tác dụng lên ván thành truyền vào theo diện truyền tải có bề rộng $b = 0.6 \text{ m}$. Các gối tựa

của các thanh là các thanh chống (chống tại 2 điểm) ở trên và thanh giằng ngang ở dưới.
Nhiệm vụ tính toán của thanh là $l = 70 \text{ cm}$.

+ Tải trọng phân bố đều trên chiều dài thanh:

$$q^{tc} = 0.22 \times 60 = 13.2 \text{ Kg/cm.}$$

$$q^{tt} = 0.25 \times 60 = 15 \text{ Kg/cm.}$$

+ Xác định tiết diện thanh:

- Điều kiện bền: $\sigma = \frac{M}{W} \leq [\sigma]$.

Trong đó: $W = \frac{b \cdot h^2}{6}$; $M = \frac{q^{tt} \cdot l^2}{8}$.

- Chọn trước bề rộng thanh $b = 6 \text{ cm}$.

$$\Rightarrow h \geq \sqrt{\frac{6 \cdot q^{tc} \cdot l^2}{8b \cdot [\sigma]}} = \sqrt{\frac{6 \times 13.2 \times 70^2}{8 \times 6 \times 120}} = 8.2 \text{ (cm).}$$

$\Rightarrow$ Vậy chọn tiết diện thanh nẹp đứng là 60×100 .

+ Kiểm tra điều kiện ổn định:

- Độ võng được tính theo công thức dầm đơn giản:

$$f = \frac{5 \cdot q^{tc} \cdot l^4}{384 E J} = \frac{5 \times 13.2 \times 70^4}{384 \times 10^5 \times 500} = 0.08 \text{ (cm)}$$

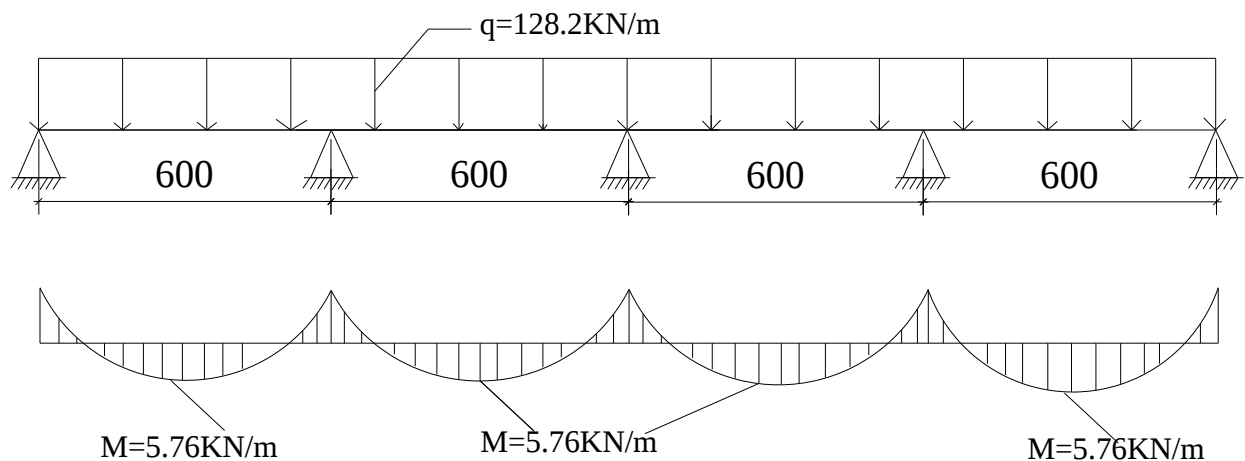
Trong đó:

$$E = 10^5 \text{ kg/cm}^2, J = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{6 \cdot 10^3}{12} = 500 \text{ (cm}^4\text{)}.$$

- Độ võng cho phép:

$$f = 0.1 \leq [f] = \frac{l}{400} = \frac{70}{400} = 0.175 \text{ (cm)}$$

$\Rightarrow$ Vậy thanh nẹp đứng có tiết diện 60×100 .



e. Tính toán tiết diện đà ngang đỡ dầm:

- Dự kiến dùng đà ngang tiết diện: $80 \times 100 \text{ (mm)}$

+ Xác định tải trọng trọng tâm tập trung lên đà ngang:

- Tải trọng trên 1m^2 dầm là:

$$q^{tc} = 2420 \text{ Kg/m}^2.$$

$$q^{tt} = 2792 \text{ Kg/m}^2.$$

- Tải trọng tập trung tác dụng lên đà ngang nhịp $l = 1\text{m}$

$$P^{tc} = q^{tc} \times 0.3 \times 1 = 2420 \times 0.3 \times 1 = 726 \text{ (Kg)}$$

$$P^{tt} = q^{tt} \times 0.3 \times 0.8 = 2792 \times 0.3 \times 1 = 837.6 \text{ (Kg)}$$

- + Kiểm tra điều kiện bền:

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq [\sigma]$$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{Pl}{4} \times \frac{1}{133.3} = \frac{837.6 \times 1.2}{4 \times 133.3} = 1.88 \text{ KG/cm}^2 \leq [\sigma] = 120 \text{ KG/cm}^2$$

Trong đó: $W = 133.3 \text{ (cm}^3\text{)}$, (xà gồ tiết diện $8 \times 10 \text{ cm}$)

$$[\sigma] = 120 \text{ KG/cm}^2 \text{ (gỗ nhóm VI)}$$

$\Rightarrow$ Đà ngang có tiết diện $80 \times 100 \text{ (mm)}$ và khoảng cách bố trí giữa các đà ngang $l = 1\text{m}$ đảm bảo về điều kiện bền.

- + Kiểm tra điều kiện ổn định:

- Độ võng được tính theo công thức dầm đơn giản:

$$f = \frac{P.l^3}{48EJ} = \frac{735 \times 120^3}{48 \times 10^5 \times 666.7} = 0.04 \text{ (cm)}$$

Trong đó:

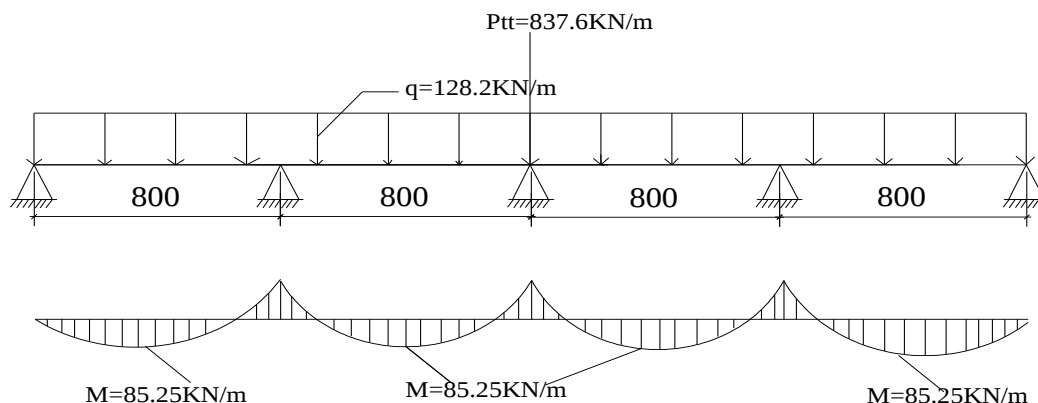
$$E = 10^5 \text{ kg/cm}^2, J = \frac{b.h^3}{12} = \frac{8.10^3}{12} = 666.7 \text{ (cm}^4\text{)}.$$

- Độ võng cho phép:

$$f = 0.003 \leq [f] = \frac{l}{400} = \frac{120}{400} = 0.3 \text{ (cm)}$$

$\Rightarrow$ Vậy đà ngang đỡ dầm có tiết diện 80×100 khoảng cách bố trí giữa các đà $l = 100 \text{ cm}$ là đảm bảo điều kiện về ổn định.

- Sơ đồ tính đà ngang đỡ dầm:



4.15.4.3 Ván khuôn sàn.

Ván khuôn sàn là các tấm ván khuôn kim loại được chống bằng giáo PAL kết hợp với cột chống đơn. Giáo PAL là khung tam giác cấu tạo gồm ống đứng, ống ngang và ống chéo. Bốn khung giáo PAL được liên kết với nhau nhờ khớp nối và các thanh giằng để tạo thành một chuồng giáo. Mỗi chuồng giáo có bề rộng 1.2m, nên ta chọn bố trí khoảng cách giữa các xà gồ ngang, dọc là 1.2m (những vị trí không đủ khoảng cách để bố trí chuồng giáo thì sử dụng cột chống đơn).

Hệ thống ván khuôn sàn gồm có các tấm ván khuôn kim loại kê trên các xà gồ lớp 1, các thanh xà gồ lớp 1 kê lên xà gồ lớp 2, xà gồ lớp 2 dựa trên giá đỡ của hệ giáo PAL

a. Kiểm tra ván khuôn sàn.

+ *Xác định tải trọng:*

- Sàn điển hình là sàn bê tông cốt thép, dày 120 mm, sử dụng các tấm ván khuôn 300 x 1200 tổ hợp cho các ô sàn. Các khu vực thừa thiếu có thể gia cố thêm bằng ván khuôn gỗ.

- Trọng lượng ván khuôn :

$$q_1^{tc} = 20 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_1^{tt} = q_1^{tc} \times 1.1 = 22 \text{ Kg/m}^2$$

- Trọng lượng bê tông cốt thép sàn dày 120 mm :

$$q_2^{tc} = \gamma h = 2500 \times 0.12 = 300 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_2^{tt} = q_2^{tc} \times 1.1 = 300 \times 1.1 = 330 \text{ Kg/m}^2$$

- Tải trọng do người và dụng cụ thi công:

$$q_3^{tc} = 250 \text{ Kg/m}^2$$

$$q_3^{tt} = q_3^{tc} \times 1.3 = 250 \times 1.3 = 325 \text{ Kg/m}^2$$

- Tải trọng do chấn động khi đổ bê tông:

$$q_4^{tc} = 400 \text{ Kg/m}^2$$

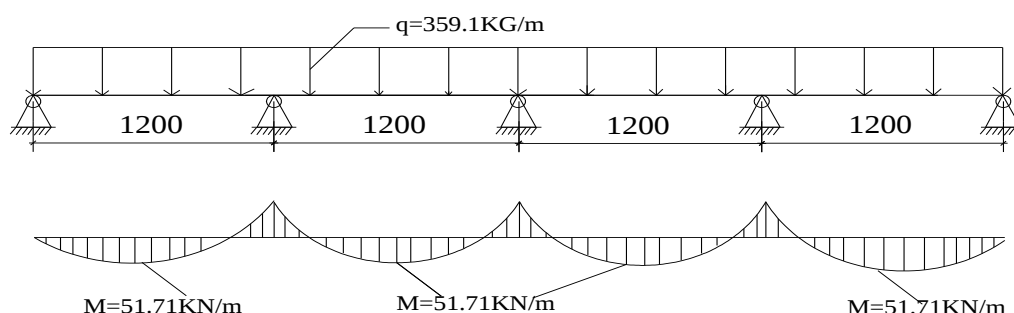
$$q_4^{tt} = q_4^{tc} \times 1.3 = 400 \times 1.3 = 520 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

- Tổng tải trọng đứng phân bố tác dụng trên ván khuôn là:

$$q^{tc} = 20 + 300 + 250 + 400 = 970 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

$$q^{tt} = 22 + 330 + 325 + 520 = 1197 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

+ Coi ván khuôn sàn như dầm liên tục kê lên các xà gồ phụ. Sơ đồ tính toán như hình vẽ:



Hình 4-33. Sơ đồ kiểm tra ván sàn

+ Kiểm tra điều kiện bền:

- Tải trọng phân bố trên 1m dài ván có chiều rộng 30 cm:

$$q = q^t \cdot B = 1197 \times 0.3 = 359.1 \text{ Kg/m} = 3.591 \text{ Kg/cm}$$

- Kiểm tra điều kiện bền: $\sigma = \frac{M}{W} \leq R$

$$\text{Trong đó: } + R = 2100 \text{ Kg/cm}^2, W = 6.55 \text{ cm}^2$$

$$+ M = \frac{ql^2}{10}$$

$$\Rightarrow l \leq \sqrt{\frac{10WR}{q}} = \sqrt{\frac{10 \times 6.55 \times 2100}{3.591}} = 195 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow l \leq 195 \text{ (cm) (1)}$$

$\Rightarrow$ Vậy để đảm bảo được điều kiện bền cho ván khuôn $\Rightarrow$ Chọn khoảng cách xà gồ đỡ ván sàn thỏa mãn điều kiện (1).

+ Kiểm tra điều kiện ổn định:

- Dùng tải trọng tiêu chuẩn để tính độ võng của ván khuôn:

$$q = q^t \cdot b = 970 \times 0.3 = 291 \text{ (Kg/m)} = 2.91 \text{ (Kg/cm)}$$

- Độ võng của ván khuôn sàn được tính theo công thức:

$$f = \frac{q^t \cdot l^4}{128EJ} = \frac{2.91l^4}{128 \times 2.1 \times 10^6 \times 28.46} = 3.8 \times 10^{-10} l^4 \text{ (cm)}$$

$$\text{Trong đó: } E = 2.1 \times 10^6 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

$$J = 28.46 \text{ cm}^4 \text{ (ván khuôn thép bề rộng 30cm)}$$

$$[f] = \frac{l}{400}$$

$$\Rightarrow f = 3.8 \times 10^{-10} l^4 \leq [f] = \frac{l}{400} \Rightarrow l \leq \sqrt[3]{\frac{10^{10}}{3.8 \times 400}}$$

$$\Rightarrow l \leq 187 \text{ (cm) (2)}$$

Vậy để đảm bảo được điều kiện ổn định, chọn khoảng cách xà gồ đỡ ván sàn phải thỏa mãn điều kiện (2).

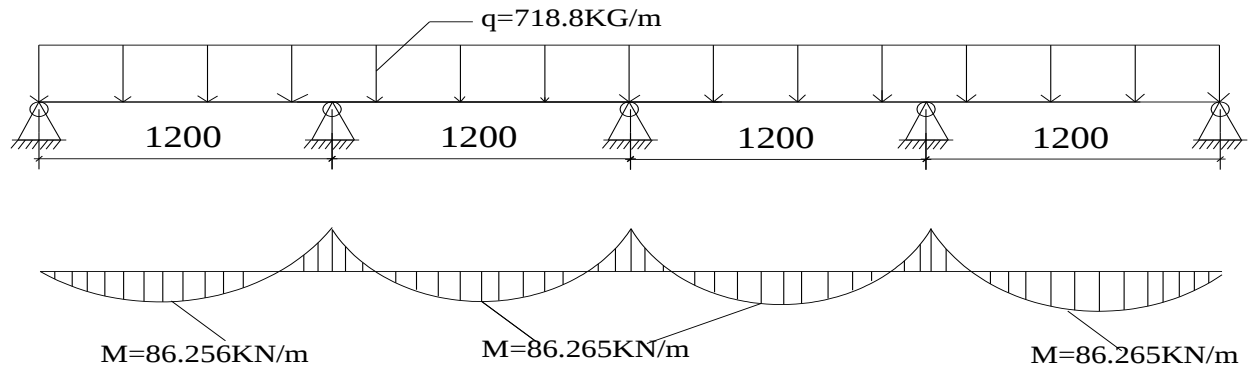
KL: Ván sàn được bố trí trên hệ thống xà gồ lớp 1, khoảng cách giữa các thanh xà gồ phải thỏa mãn điều kiện (1) và (2). $\Rightarrow l \leq 187 \text{ (cm)}$, Chọn $l = 120 \text{ (cm)}$.

b. Tính toán kiểm tra thanh xà gồ phụ (xà gồ lớp 1).

- Chọn tiết diện thanh xà gồ ngang: chọn tiết diện $b \times h = 8 \times 10 \text{ cm}$, gỗ nhóm VI có $R = 120 \text{ kG/cm}^2$ và $E = 10^5 \text{ kG/cm}^2$.

- Tải trọng tổ hợp dồn lên thanh xà gồ ngang:

+ Xà gồ ngang chịu tải trọng phân bố trên 1 dải có bề rộng bằng khoảng cách giữa hai xà gồ ngang $l = 120 \text{ cm}$.



Hình 4-34. Sơ đồ tính xà gỗ lớp 1

+ Sơ đồ tính toán xà gỗ ngang là dầm liên tục giản kê lên các gối tựa là các xà gỗ dọc (xà gỗ chính).

+ Tải trọng phân bố lên xà gỗ $q = q^t \times 0.6 = 1197 \times 0.6 = 718.8 \text{ kg/m}$

- Kiểm tra độ bền của thanh xà gỗ ngang:

+ Mô men kháng uốn của xà gỗ ngang ($b \times h = 8 \times 10 \text{ cm}$)

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{8 \cdot 10^2}{6} = 133.3 \text{ cm}^3$$

+ Kiểm tra điều kiện bền: $\sigma = \frac{q \cdot l^2}{10 \cdot W} = \frac{7.188 \times 120^2}{10 \times 133.3} = 76.4 (\text{kG} / \text{cm}^2) < R_{gđ} = 110 \text{ kG/cm}^2$.

Vậy điều kiện bền của x gỗ ngang được thỏa mãn.

- Kiểm tra độ võng của thanh xà gỗ ngang:

+ Tải trọng dùng để tính võng của xà gỗ ngang (dùng trị số tiêu chuẩn):

$$q^{tc} = 970 \times 0.6 = 582 \text{ kG/m.}$$

+ Độ võng của xà gỗ ngang được tính theo công thức:

$$f = \frac{q^{tc} \cdot l^4}{128 E J}$$

Trong đó: E - Mô đun đàn hồi của gỗ; $E = 10^5 \text{ kG/m.}$

$$J - \text{Mômen quán tính của bề rộng ván } J = \frac{b h^3}{12} = \frac{8 \cdot 10^3}{12} = 666.7 \text{ cm}^4.$$

$$\Rightarrow f = \frac{1}{128} \cdot \frac{5.82 \times 120^4}{10^5 \times 666.7} = 0.14 \text{ cm}$$

+ Độ võng cho phép: $[f] = l/400 = 120/400 = 0.3 \text{ cm}$

Ta thấy: $f < [f]$ do đó xà gỗ có tiết diện $b \times h = 8 \times 10 \text{ cm}$ là bảo đảm.

c. Tính toán kiểm tra thanh xà gồ dọc (xà gồ lớp 2).

Dự kiến dùng xà gồ lớp 2 có tiết diện 100x120 (mm), gỗ nhóm VI có $R = 120 \text{ Kg/cm}^2$, $E = 10^5 \text{ Kg/cm}^2$

- Tải trọng tác dụng lên thanh xà gồ dọc:

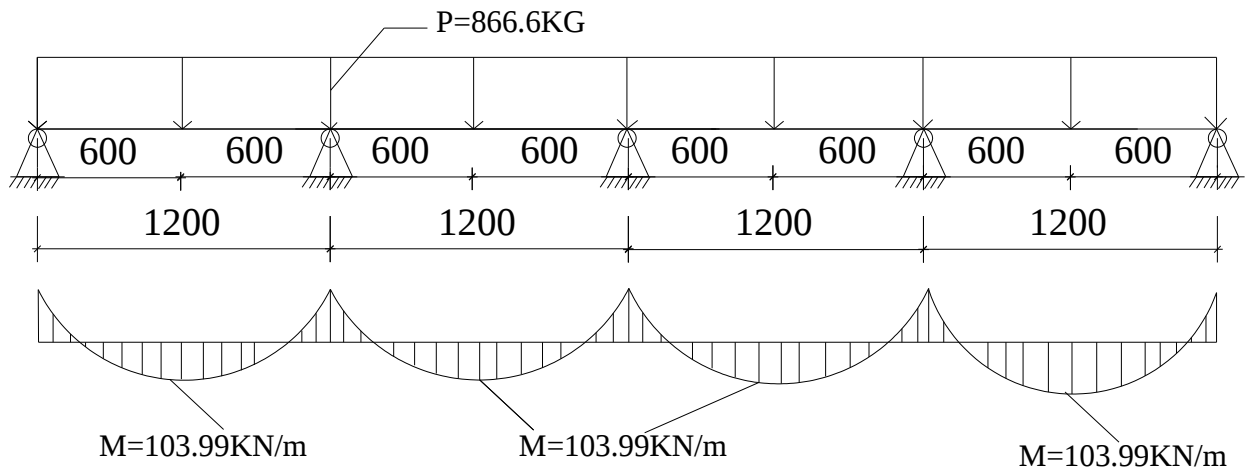
+ Xà gồ dọc chịu tải trọng phân bố trên 1 dải rộng bằng khoảng cách giữa hai đầu giáo Pal là $l = 120 \text{ cm}$.

+ Sơ đồ tính toán xà gồ dọc là dầm đơn giản kê lên các gối tựa là các cột chống giáo Pal chịu tải trọng tập trung từ xà gồ ngang truyền xuống (xét xà gồ chịu lực nguy hiểm nhất).

+ Tải tập trung tác dụng lên thanh xà gồ dọc là:

$$P = q \cdot l_1 + n \cdot b \cdot h \cdot \gamma_{gỗ} \cdot l_2 = 718.2 \times 1.2 + 1.1 \times 0.1 \times 0.12 \times 600 \times 0.6 = 866.6 \text{ kG.}$$

+ Sơ đồ tính xà gồ lớp 2 như sau:



Hình 4-35. Sơ đồ tính xà gồ lớp 2

- Kiểm tra độ bền của thanh xà gồ dọc:

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq R = 110 \text{ kG/cm}^2.$$

Trong đó: + W- Mômen kháng uốn của xà gồ dọc; $W = \frac{bh^2}{6} = \frac{10 \times 12^2}{6} = 240 \text{ cm}^3$.

+ M- Momen trong thanh x gồ dọc; $M = 26700 \text{ kg/cm}^2$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{M}{W} = \frac{26700}{240} = 111,25 \text{ cm}^2 < R_{gỗ} = 120 \text{ kG/cm}^2.$$

Yêu cầu về bền của thanh xà gồ dọc được thỏa mãn.

- Kiểm tra độ võng của thanh xà gồ dọc:

+ Tải trọng tiêu chuẩn tập trung trên thanh xà gồ:

$$P = q^{tc} \cdot l + n \cdot b \cdot \gamma_{gỗ} \cdot l = 582.1,2 + 1,1 \cdot 0,1 \cdot 0,12 \cdot 600 \cdot 0,6 = 586,87 \text{ kG.}$$

+ Độ võng của xà gồ được tính theo công thức:

$$f = \frac{P \times l^3}{48 E J}$$

Trong đó: E - Mô đun đàn hồi của gỗ; $E = 10^5 \text{ kG/m}$.

$$J - \text{Mômen quán tính của bề rộng ván: } J = \frac{bh^3}{12} = \frac{10 \times 12^3}{12} = 1440 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow f = \frac{586,87.120^3}{48.10^5.1440} = 0,147 \text{ cm}$$

+ Độ võng cho phép: $[f] = 1/400 = 120/400 = 0,3 \text{ cm}$

Ta thấy: $f < [f]$ do đó xà gồ dọc có tiết diện $b \times h = 10 \times 12 \text{ cm}$ là bảo đảm.

4.16 TÍNH TOÁN KHỐI LƯỢNG CÔNG TÁC.

Ta lấy 1 tầng điển hình để tính toán khối lượng ván khuôn, bê tông, cốt thép. Để tính toán khối lượng bê tông và diện tích ván khuôn ta kí hiệu các cấu kiện như hình vẽ:

4.16.1 Khối lượng bê tông.

Bảng 4-29. TÍNH KHỐI LƯỢNG BÊ TÔNG CỘT VÀ VÁCH								
Tầng	Cấu kiện	Kích thước			Thể tích (m ³)	SL.CK	Tổng (m ³)	Tổng/Tầng (m ³)
		Dài (m)	Rộng (m)	Cao (m)				
Hầm	C.01	0.5	1	2.3	1.15	36	41.40	58.28
	VTM	2.11		4	8.44	2	16.88	
T1	C.01	0.5	1	3.5	1.75	36	63.00	80.72
	VTM	2.11		4.2	8.86	2	17.72	
T2	C.01	0.5	1	2.6	1.30	36	46.80	60.73
	VTM	2.11		3.3	6.96	2	13.93	
T3-T5	C.01	0.45	0.95	2.6	1.11	36	40.01	53.94
	VTM	2.11		3.3	6.96	2	13.93	
T6-T8	C.01	0.4	0.9	2.6	0.94	36	33.70	47.62
	VTM	2.11		3.3	6.96	2	13.93	
T9-T11	C.01	0.35	0.85	2.6	0.77	36	27.85	41.77
	VTM	2.11		3.3	6.96	2	13.93	

Bảng 4-30. TÍNH KHỐI LƯỢNG BÊ TÔNG DÀM								
Tầng	Cấu kiện	Kích thước			Thể tích (m ³)	SL.CK	Tổng (m ³)	Tổng/Tầng (m ³)
		Dài (m)	Rộng (m)	Cao (m)				
Hầm	D.01	7	0.3	0.7	1.47	18	26.46	38.20
	D.02	2.4	0.3	0.5	0.29	9	2.59	
	D.03	4	0.22	0.4	0.35	26	9.15	
T1-T2	D.01	7	0.3	0.7	1.47	18	26.46	38.20
	D.02	2.4	0.3	0.5	0.29	9	2.59	
	D.03	4	0.22	0.4	0.35	26	9.15	

T3-T10	D.01	7	0.3	0.7	1.47	18	26.46	42.29
	D.02	2.4	0.3	0.5	0.29	9	2.59	
	D.03	4	0.22	0.4	0.35	26	9.15	
	D.04	4	0.2	0.35	0.28	12	3.36	
	D.05	2.2	0.11	0.25	0.06	12	0.73	
T11	D.01	7	0.3	0.7	1.47	18	26.46	38.20
	D.02	2.4	0.3	0.5	0.29	9	2.59	
	D.03	4	0.22	0.4	0.35	26	9.15	

Bảng 4-31. TÍNH KHỐI LƯỢNG BÊ TÔNG SÀN							
Tầng	Cấu kiện	Kích thước		Thể tích (m ³)	SL.CK	Tổng (m ³)	Tổng/Tầng (m ³)
		DT (m ²)	Dày (m)				
T1-T2	S1	25.86	0.12	3.10	14	43.44	51.76
	S3	8.66	0.12	1.04	8	8.31	
T3-T10	S1	25.86	0.12	3.10	2	6.21	44.98
	S2	16.98	0.12	2.04	12	24.45	
	S3	8.66	0.12	1.04	2	2.08	
	S4	3.18	0.08	0.25	12	3.05	
	S5	3.98	0.12	0.48	12	5.73	
	S6	2.4	0.12	0.29	12	3.46	
T11	S1	25.86	0.12	3.10	14	43.44	51.76
	S3	8.66	0.12	1.04	8	8.31	

4.16.2 Khối lượng ván khuôn.

Bảng 4-32. TÍNH KHỐI LƯỢNG VÁN KHUÔN CỘT VÀ VÁCH								
Tầng	Cấu kiện	Kích thước			Diện tích (m ²)	SL.CK	Tổng (m ²)	Tổng/Tầng (m ²)
		Dài (m)	Rộng (m)	Cao (m)				
Hầm	C.01	0.5	1	2.3	3.45	36	124.2	284.2
	VTM	20		4	80	2	160	
T1	C.01	0.5	1	3.5	1.75	36	63	231
	VTM	20		4.2	84	2	168	
T2	C.01	0.5	1	2.6	3.9	36	140.4	272.4
	VTM	20		3.3	66	2	132	
T3-T5	C.01	0.45	0.95	2.6	3.64	36	131.04	263.04
	VTM	20		3.3	66	2	132	
T6-T8	C.01	0.4	0.9	2.6	3.38	36	121.68	253.68
	VTM	20		3.3	66	2	132	
T9-T11	C.01	0.35	0.85	2.6	3.12	36	112.32	244.32

	VTM	20	3.3	66	2	132	
--	-----	----	-----	----	---	-----	--

Bảng 4-33. TÍNH KHỐI LƯỢNG VÁN KHUÔN DẦM

Tầng	Cấu kiện	Kích thước			Diện tích (m ²)	SL.CK	Tổng (m ²)	Tổng/Tầng (m ²)
		Dài (m)	Rộng (m)	Cao (m)				
Hầm	D.01	7	0.3	0.7	11.9	18	214.2	344.04
	D.02	2.4	0.3	0.5	2.64	9	23.76	
	D.03	4	0.22	0.4	4.08	26	106.08	
T1-T2	D.01	7	0.3	0.7	11.9	18	214.2	344.04
	D.02	2.4	0.3	0.5	2.64	9	23.76	
	D.03	4	0.22	0.4	4.08	26	106.08	
T3-T10	D.01	7	0.3	0.7	11.9	18	214.2	403.34
	D.02	2.4	0.3	0.5	2.64	9	23.76	
	D.03	4	0.22	0.4	4.08	26	106.08	
	D.04	4	0.2	0.35	3.6	12	43.2	
	D.05	2.2	0.11	0.25	1.342	12	16.104	
T11	D.01	7	0.3	0.7	11.9	18	214.2	344.04
	D.02	2.4	0.3	0.5	2.64	9	23.76	
	D.03	4	0.22	0.4	4.08	26	106.08	

Bảng 4-34. TÍNH KHỐI LƯỢNG VÁN KHUÔN SÀN

Tầng	Cấu kiện	Diện tích (m ²)	SL.CK	Tổng (m ²)	Tổng/Tầng (m ²)
T1-T2	S1	25.86	14	362.04	431.32
	S3	8.66	8	69.28	
T3-T10	S1	25.86	2	51.72	387.52
	S2	16.98	12	203.76	
	S3	8.66	2	17.32	
	S4	3.18	12	38.16	
	S5	3.98	12	47.76	
	S6	2.4	12	28.8	
	S6	2.4	12	28.8	
T11	S1	25.86	14	362.04	431.32
	S3	8.66	8	69.28	

4.16.3 Khối lượng cốt thép.

Bảng 4-35. TÍNH KHỐI LƯỢNG CỐT THÉP CỘT VÀ VÁCH

Tầng	Cấu kiện	Tổng	μ	KL/CK	Tổng/Tầng
------	----------	------	---	-------	-----------

		(m ³)	(%)	(Tấn)	(Tấn)
Hầm	C.01	41.4	1	3.25	5.24
	VTM	16.88	1.5	1.99	
T1	C.01	63	1	4.95	7.03
	VTM	17.72	1.5	2.09	
T2	C.01	46.8	1	3.67	5.31
	VTM	13.93	1.5	1.64	
T3-T5	C.01	40.01	1	3.14	4.78
	VTM	13.93	1.5	1.64	
T6-T8	C.01	33.7	1	2.65	4.29
	VTM	13.93	1.5	1.64	
T9-T11	C.01	27.85	1	2.19	3.83
	VTM	13.93	1.5	1.64	

Bảng 4-36. TÍNH KHỐI LƯỢNG CỐT THÉP DÀM

Tầng	Cấu kiện	Tổng (m ³)	μ (%)	KL/CK (Tấn)	Tổng/Tầng (Tấn)
Hầm	D.01	26.46	1	2.08	3.00
	D.02	2.59	1	0.20	
	D.03	9.15	1	0.72	
T1-T2	D.01	26.46	1	2.08	3.00
	D.02	2.59	1	0.20	
	D.03	9.15	1	0.72	
T3-T10	D.01	26.46	1	2.08	3.32
	D.02	2.59	1	0.20	
	D.03	9.15	1	0.72	
	D.04	3.36	1	0.26	
	D.05	0.73	1	0.06	
T11	D.01	26.46	1	2.08	3.00
	D.02	2.59	1	0.20	
	D.03	9.15	1	0.72	

Bảng 4-37. TÍNH KHỐI LƯỢNG CỐT THÉP SÀN

Tầng	Cấu kiện	Tổng (m ³)	μ %	KL/CK (Tấn)	Tổng/Tầng (Tấn)
Hầm	S	100	1	7.85	7.85
T1-T2	S1	43.44	1	3.41	4.06
	S3	8.31	1	0.65	
T3-T10	S1	6.21	1	0.49	3.53
	S2	24.45	1	1.92	

	S3	2.08	1	0.16	
	S4	3.05	1	0.24	
	S5	5.73	1	0.45	
	S6	3.46	1	0.27	
T11	S1	43.44	1	3.41	4.06
	S3	8.31	1	0.65	

4.16.4 Bảng tính khối lượng công tác hoàn thiện

Bảng 4-38. TÍNH KHỐI LƯỢNG CÔNG TÁC XÂY TƯỜNG									
Tầng	Cấu kiện	Kích thước			Thể tích (m ³)	H.số giảm lỗ cửa	SL.CK	Tổng (m ³)	Tổng/Tầng (m ³)
		Dài (m)	Rộng (m)	Cao (m)					
T1	T1	7	0.22	3.5	5.39	0.7	9	33.96	78.43
	T3	4	0.22	3.8	3.34	0.7	19	44.48	
T2	T1	7	0.22	2.6	4.00	0.7	10	28.03	65.54
	T3	4	0.22	2.9	2.55	0.7	21	37.51	
T3-T10	T1	7	0.22	2.6	4.00	0.7	16	44.84	116.29
	T3	4	0.22	2.9	2.55	0.7	28	50.02	
	T4	4	0.11	2.95	1.30	0.7	12	10.90	
	T5	2.2	0.11	3.05	0.74	0.7	4	2.07	
	T6	1.8	0.11	3.05	0.60	0.7	9	3.80	
	T7	1.1	0.11	3.05	0.37	0.7	18	4.65	
T17	T1	7	0.22	2.6	4.00	0.7	9	25.23	54.05
	T3	4	0.22	2.6	2.29	0.7	18	28.83	

Bảng 4-39. TÍNH KHỐI LƯỢNG CÔNG TÁC TRÁT TƯỜNG									
Tầng	Công việc	Kí Hiệu	Kích thước			Diện tích trát (m ²)	Số mặt trát	Tổng (m ²)	Tổng/Tầng (m ²)
			Dài (m)	Rộng (m)	Cao (m)				
T1	Trát ngoài	T1	7	0.22	3.5	24.50	4	98.00	326.00
		T3	4	0.22	3.8	15.20	15	228.00	
	Trát trong	T1	7	0.22	3.5	24.50	9	220.50	509.30
		T3	4	0.22	3.8	15.20	19	288.80	
T2	Trát ngoài	T1	7	0.22	2.6	18.20	4	72.80	258.40
		T3	4	0.22	2.9	11.60	16	185.60	
	Trát trong	T1	7	0.22	2.6	18.20	16	291.20	616.00
		T3	4	0.22	2.9	11.60	28	324.80	
T3-T10	Trát ngoài	T1	7	0.22	2.6	18.20	4	72.80	258.40
		T3	4	0.22	2.9	11.60	16	185.60	
	Trát trong	T1	7	0.22	2.6	18.20	28	509.60	1630.12
		T3	4	0.22	2.9	11.60	40	464.00	

		T4	4	0.11	2.95	11.80	24	283.20	
		T5	2.2	0.11	3.05	6.71	24	161.04	
		T6	1.8	0.11	3.05	5.49	24	131.76	
		T7	1.1	0.11	3.05	3.36	24	80.52	
T11	Trát ngoài	T1	7	0.22	2.6	18.20	4	72.80	239.20
		T3	4	0.22	2.6	10.40	16	166.40	
	Trát trong	T1	7	0.22	2.6	18.20	14	254.80	462.80
		T3	4	0.22	2.6	10.40	20	208.00	

Bảng 4-40. TÍNH KHỐI LƯỢNG CÔNG TÁC TRÁT

Tầng	Công việc	Cấu kiện	Diện tích trát (m ²)	Tổng/Tầng (m ²)
Hầm	Trát ngoài	Tường	96.80	1610.20
	Trát trong	Cột-Vách	455.64	
		Dầm	293.56	
		Sàn	473.80	
		Tường	290.40	
T1	Trát ngoài	Tường	406.56	2254.78
	Trát trong	Cột-Vách	637.90	
		Dầm	293.56	
		Sàn	473.80	
		Tường	442.96	
T2	Trát ngoài	Tường	319.44	2117.54
	Trát trong	Cột-Vách	701.69	
		Dầm	293.56	
		Sàn	473.80	
		Tường	329.06	
T3-T10	Trát ngoài	Tường	319.44	3509.97
	Trát trong	Cột-Vách	701.69	
		Dầm	379.63	
		Sàn	786.56	
		Tường	1322.66	
T11 (Mái)	Trát ngoài	Tường	319.44	2490.71
	Trát trong	Cột-Vách	701.69	
		Dầm	701.69	
		Sàn	438.84	
		Tường	329.06	

Bảng 4-41. TÍNH KHỐI LƯỢNG LÁT NỀN

Tầng	Cấu kiện	Diện Tích (m ²)	SL.CK	Tổng(m ²)	Tổng/Tầng (m ²)
Hầm T1-T2	S.01	24.75	14	346.5	416.26
	S.03	8.72	8	69.76	
T3-T10	S.01	24.75	2	49.5	367.84

	S.02	15.46	12	185.52	
	S.03	8.72	8	69.76	
	S.04	3.89	12	46.68	
	S.05	3.09	12	37.08	
	S.06	2.4	12	28.8	
T11	S.01	24.75	14	346.5	416.26
	S.03	8.72	8	69.76	

Bảng 4-42. TÍNH KHỐI LƯỢNG CÔNG TÁC SƠN				
Tầng	Công việc	Cấu kiện	Diện tích trát (m ²)	Tổng/Tầng (m ²)
Hầm	Sơn ngoài	Tường	96.80	1610.2
	Sơn trong	Cột-Vách	455.64	
		Dầm	293.56	
		Sàn	473.80	
		Tường	290.40	
T1	Sơn ngoài	Tường	406.56	2069.2
	Sơn trong	Cột-Vách	406.56	
		Dầm	406.56	
		Sàn	406.56	
		Tường	442.96	
T2	Sơn ngoài	Tường	319.44	1942.46
	Sơn trong	Cột-Vách	487.26	
		Dầm	319.44	
		Sàn	487.26	
		Tường	329.06	
T3-T10	Sơn ngoài	Tường	487.26	3743.82
	Sơn trong	Cột-Vách	329.06	
		Dầm	573.32	
		Sàn	786.56	
		Tường	1566.92	
T11 (Mái)	Sơn ngoài	Tường	786.56	3694.14
	Sơn trong	Cột-Vách	1566.92	
		Dầm	329.06	
		Sàn	438.84	
		Tường	573.32	

Bảng 4-43. TÍNH KHỐI LƯỢNG CÔNG TÁC TRÁT TƯỜNG								
Tầng	Kí Hiệu	Kích thước		Diện tích	H.số lỗ cửa	SL.CK	Tổng (m ²)	Tổng/Tầng (m ²)
		Dài(m)	Cao(m)					
T1	T1	7	3.5	24.5	0.3	1	7.35	91.254
	T2	2.4	3.8	9.1	0.3	4	10.944	
	T3	4	3.8	15.2	0.3	16	72.96	
T2	T1	7	2.6	18.2	0.3	2	10.92	77.736
	T2	2.4	2.9	7.0	0.3	2	4.176	

	T3	4	2.9	11.6	0.3	18	62.64	
T3-T10	T3	4	2.9	11.6	0.3	30	104.4	160.398
	T5	2.2	3.05	6.7	0.3	12	24.156	
	T6	1.8	3.05	5.5	0.3	12	19.764	
	T7	1.1	3.05	3.4	0.3	12	12.078	
T11	T2	2.4	2.9	7.0	0.3	2	4.176	59.856
	T3	4	2.9	11.6	0.3	16	55.68	

4.17 PHƯƠNG ÁN THI CÔNG.

4.17.1 Phân chia khu vực thi công.

Do khối lượng các công tác không thể hoàn thành được trong một ngày do yêu cầu về tổ chức, về công nghệ cũng như về an toàn lao động. Chính vì vậy ta cần chia công trình thành nhiều phân đợt, phân đoạn để có thể đảm bảo tổ chức hợp lý, an toàn lao động, đồng thời đạt năng suất cao.

4.17.1.1 Phân đợt thi công.

Công trình được chia thành các đợt thi công. Mỗi tầng là một đợt thi công.

4.17.1.2 Phân đoạn thi công.

-Nguyên tắc phân chia công trình thành các phân đoạn thi công theo phương pháp dây chuyền:

- Số phân đoạn (m) trên một tầng phải đảm bảo để các tổ đội thi công liên tục, không chồng chéo.

- Khối lượng công việc giữa các phân đoạn không được chênh lệch quá 25% để có thể xem khối lượng công việc của các phân đoạn là như nhau bằng cách tăng năng suất lao động.

- Khối lượng mỗi công việc ở từng phân đoạn phải đảm bảo cho một tổ đội, máy thi công và cung ứng vật liệu hợp lý nhất. Theo kinh nghiệm thì với phương pháp thi công nhà khung bê tông cốt thép toàn khối, để thỏa mãn điều kiện này thì diện tích mỗi phân khu nằm trong khoảng $100 \div 200 \text{ m}^2$.

- Chọn phân đoạn phải phù hợp với công nghệ, kiến trúc, kết cấu và ý đồ tổ chức sản xuất.

- Công nghệ: phải đảm bảo công việc làm đạt chất lượng, khối lượng thi công phải gọn nhẹ để thực hiện, phù hợp với năng lực sản xuất định triển khai.

- Kiến trúc: đảm bảo được thẩm mỹ, liên tục của đường nét, ranh giới rõ ràng.

- Kết cấu: đảm bảo những phần thi công xong kết cấu ổn định, nếu dùng không ảnh hưởng đến khả năng chịu lực.

- Tổ chức: sản xuất đảm bảo khối lượng công việc vừa với năng lực sản xuất và thời hạn thi công công trình.

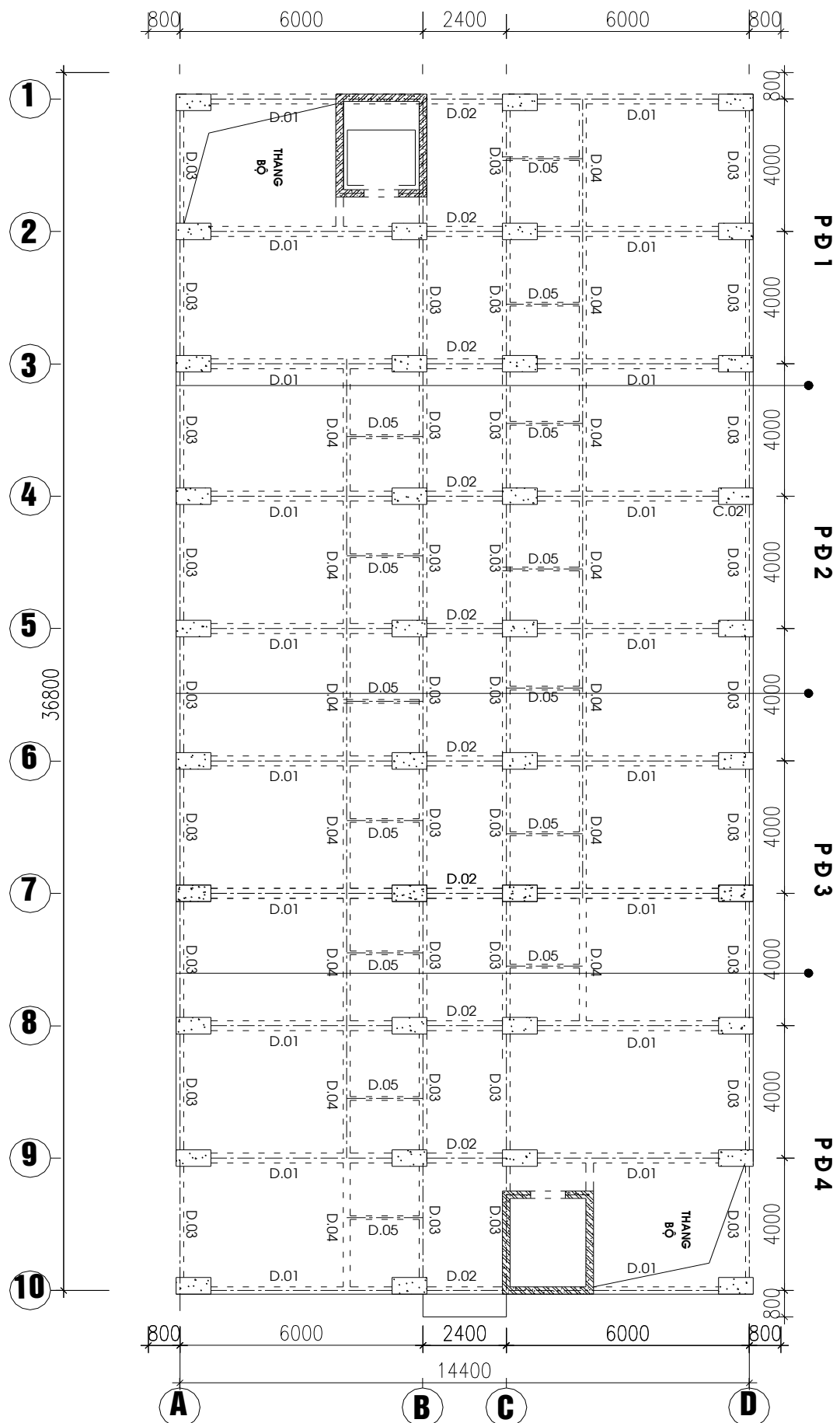
4.17.1.3 Mạch ngừng trong thi công bê tông toàn khối.

- Trong thi công bê tông toàn khối, một trong những yếu tố quan trọng là phải thi công liên tục. Nhưng không phải lúc nào ta cũng đổ bê tông liên tục được. Điều kiện để đổ bê tông liên tục là rải lớp vữa sau lên lớp vữa trước còn chưa ninh kết, khi đầm hai lớp sẽ xâm nhập vào nhau, khoảng cách thời gian giữa hai lần đổ nhỏ hơn thời gian ninh kết của xi măng (4-6h).

- Khi vì lí do kĩ thuật (kết cấu không cho phép đổ liên tục), hay vì lí do tổ chức (không đủ điều kiện tổ chức đổ liên tục) người ta phải đổ bê tông có mạch ngừng (đổ lớp sau khi lớp trước đã đông cứng). Thời gian ngừng giữa hai lớp rải ảnh hưởng đến chất lượng kết cấu tại điểm dừng, thời gian ngừng tốt nhất là khoảng từ 20-24h. Vị trí của mạch ngừng phải để ở nơi có lực cắt nhỏ, những nơi tiết diện thay đổi, ranh giới giữa những kết cấu nằm ngang và thẳng đứng.

- Mạch ngừng bê tông (ranh giới giữa 2 phân đoạn) phải nằm trong đoạn $1/3 \div 2/3$ nhịp dầm (đổ bê tông theo hướng dầm phụ).

Tổng thể tích bê tông sàn cộng dầm của 1 tầng là $44.29 + 44.98 = 87.27\text{m}^3$. Ta sử dụng cần trục để đổ bê tông, ước tính năng suất cần trục khoảng 20m^3 trong 1 ca làm việc. Vậy ta chia mặt bằng thi công dầm sàn thành $87.27/20 = 4.36 \approx 4$ phân khu. Ta chia mặt bằng tầng điển hình thành 4 phân khu như hình vẽ sau



Hình 4-36. MẶT BẰNG PHÂN ĐOẠN CÔNG TRÌNH

Ta có bảng tính toán khối lượng các công tác cho từng phân đoạn như sau:

Bảng 4-44. TÍNH KHỐI LƯỢNG BÊ TÔNG DÀM, SÀN 1 PHÂN ĐOẠN							
Cấu kiện	Kích thước			Thể tích (m³)	SL.CK	Tổng(m³)	Tổng (m³)
	Dài(m)	Rộng(m)	Cao(m)				
D.01	7	0.3	0.7	1.47	4	5.88	26.39
D.02	2.4	0.3	0.5	0.36	4	1.44	
D.03	4	0.3	0.4	0.48	8	3.84	
D.04	4	0.2	0.35	0.28	4	1.12	
D.05	2.2	0.11	0.25	0.06	4	0.242	
	Diện Tích (m²)		Dày(m)				
S.02	16.98		0.12	2.04	4	8.15	
S.03	8.66		0.12	1.04	2	2.08	
S.04	3.18		0.12	0.38	4	1.53	
S.05	3.98		0.08	0.32	4	1.27	
S.06	2.4		0.12	0.29	4	1.15	

Bảng 4-45. TÍNH KHỐI LƯỢNG CỐT THÉP DÀM, SÀN 1 PHÂN ĐOẠN									
Cấu kiện	Kích thước			Thể tích (m ³)	KL/CK	Tổng(m ³)	μ)%(	KL/CK (T)	Tổng (T)
	Dài(m)	Rộng(m)	Cao(m)						
D.01	7	0.3	0.7	1.47	4	5.88	1	0.46	2.10
D.02	2.4	0.3	0.5	0.36	4	1.44	1	0.11	
D.03	4	0.3	0.4	0.48	8	3.84	1	0.30	
D.04	4	0.2	0.35	0.28	4	1.12	1	0.09	
D.05	2.2	0.11	0.25	0.06	4	0.24	1	0.02	
	Diện Tích (m ²)		Dày(m)						
S.02	16.98		0.12	2.04	4	8.15	1	0.64	
S.03	8.66		0.12	1.04	2	2.08	1	0.16	
S.04	3.18		0.12	0.38	4	1.53	1	0.12	
S.05	3.98		0.08	0.32	4	1.27	1	0.10	
S.06	2.4		0.12	0.29	4	1.15	1	0.09	

Bảng 4-46. TÍNH DIỆN TÍCH VÁN KHUÔN DÀM, SÀN 1 PHÂN ĐOẠN				
Cấu kiện	Diện tích (m ²)	SL.CK	Tổng (m ²)	Tổng / PĐ (m ²)
D.01	11.90	4	47.60	259.88

D.02	3.12	4	12.48
D.03	4.08	8	32.64
D.04	3.68	4	14.72
D.05	3.41	4	13.64
S.02	19.2	4	76.8
S.03	9.6	2	17.2
S.04	3.96	4	15.84
S.05	4.84	4	19.36
S.06	2.4	4	9.6

Bảng 4-47. TÍNH KHỐI LƯỢNG BÊ TÔNG CỘT VÁCH 1 PHẦN ĐOẠN

Cấu kiện	Kích thước			Thể tích (m ³)	SL.CK	Tổng (m ³)/CK	Tổng (m ³)
	Dài(m)	Rộng(m)	Cao(m)				
C.01	1	0.5	2.6	1.3	7	9.1	13.82
V.01	5.88	0.22	3.3	4.27	1	4.72	

Bảng 4-48. TÍNH KHỐI LƯỢNG CỐT THÉP CỘT VÁCH 1 PHẦN ĐOẠN

Cấu kiện	Kích thước			Tổng Thể tích (m ³)	(%)μ	KL/CK (kg)	Tổng (T)
	Dài(m)	Rộng(m)	Cao(m)				
C.01	1	0.5	2.6	9.1	1	714.35	1.085
V.01	5.88	0.22	3.3	4.72	1	370.52	

Bảng 4-49. TÍNH KHỐI LƯỢNG VÁN KHUÔN CỘT VÁCH 1 PHẦN ĐOẠN

Cấu kiện	Kích thước			Diện tích (m ²)	SL.CK	Tổng/CK (m ²)	Tổng (m ²)
	Dài(m)	Rộng(m)	Cao(m)				
C.01	1	0.5	2.6	3.9	7	27.3	47.43
V.01	5.88	0.22	3.3	20.13	1	20.13	

Bảng 4-50. THỐNG KÊ KHỐI LƯỢNG LAO ĐỘNG PHẦN THÂN CHO 1 PHẦN ĐOẠN

Phần Thân							
CÔNG TÁC	ĐV	KHỐI LƯỢNG	ĐỊNH MỨC	KÝ HIỆU	SỐ CÔNG	NGÀY	SỐ CN
Cốt thép cột, vách	T	1.084	8.48	AF.61431	9.19	1	10
Ván khuôn cột, vách	100m ²	47.43	38.28	AF.82100	18.16	1	20

Bê tông cột, vách	m ³	13.82	1.33	AF.22210	18.38	1	19
Tháo ván khuôn cột, vách	100m ²	47.43	4.8	AF.82111	2.28	1	5
Ván khuôn dầm sàn	100m ²	259.88	11.32	AF.82311	29.42	1	30
Cốt thép dầm sàn	T	2.1	9.1	AF.61531	19.11	1	20
Bê tông dầm sàn	m ³	26.39	2.56	AF.22310	67.56	1	5
Tháo ván khuôn dầm sàn	100m ²	259.88	5.66	AF.82311	14.71	1	15
Phần Hoàn Thiện							
Xây tường	m ³	36.2	2.37	AE.22110	85.79	8	10
Lắp khuôn cửa	m	77.45	0.25	AH.32211	19.36	2	10
Lắp thiết bị điện nước lần 1						4	5
Trát trong	m ²	308.66	0.2	AK.21220	61.73	6	10
Sơn trong	m ²	308.66	0.042	AK.84111	12.96	3	4
Ốp - Lát nền	m ²	131.78	0.17	AK.51240	22.40	2	11
Lắp cửa	m ²	77.45	0.25	AH.32111	19.36	4	5
Lắp thiết bị điện nước, vệ sinh						4	5
Trát ngoài	m ³	69.3	0.26	AK.21121	18.02	2	10
Sơn ngoài	m ²	69.3	0.046	AK.21123	3.19	1	4

4.18 TÍNH TOÁN CHỌN MÁY THI CÔNG.

- Ván khuôn, cột chống được vận chuyển lên cao bằng cần trục tháp.
- Bê tông cột, dầm, sàn được đổ bằng cần trục tháp.
- Vật liệu rời như vữa, cửa và các vật liệu phụ các được vận chuyển bằng vận thăng

4.18.1 Chọn cần trục tháp.

- Cần trục được chọn hợp lý là đáp ứng được các yêu cầu kỹ thuật thi công công trình, giá thành rẻ.

- Những yếu tố ảnh hưởng đến việc lựa chọn cần trục là: mặt bằng thi công, hình dáng kích thước công trình, khối lượng vận chuyển, giá thành thuê máy.

Chọn 1 cần trục tháp có đối trọng trên cao đặt cố định tại giữa công trình.

4.18.1.1 Các thông số để lựa chọn cần trục:

+ Chiều cao nâng vật: $H_{yc} = h_{ct} + h_{at} + h_{ck} + h_t$

Trong đó :

h_{ct} : chiều cao công trình, $h_{ct} = 39.7m$.

h_{at} : khoảng cách an toàn, lấy trong khoảng $0.5 \div 1m$. Lấy $h_{at} = 1m$

h_{ck} : chiều cao của cầu kiện hay kết cấu đỡ BT $h_{ck} = 1.5m$

h_t : chiều cao của thiết bị treo buộc lấy $h_t = 1.5m$

Vậy : $H_{yc} = 39.7 + 1 + 1.5 + 1.5 = 43.7m$

+ Bán kính nâng vật:

Việc tính toán bán kính phục vụ phụ thuộc vào vị trí đặt cần trục tháp. Vị trí đặt cần trục vừa phải đảm bảo yêu cầu lực đang thi công đồng thời cũng phải thuận lợi cho việc tháo cần trục khi công trình đổ xong. Ta chọn loại cần trục tháp cố định. Vị trí của cần trục cũng đồng thời phải thỏa mãn điều kiện: tầm hoạt động của tay cần bao quát toàn bộ công trình và khoảng cách từ trọng tâm cần trục tới một góc của công trình được xác định bởi:

$$A = \frac{r_c}{2} + l_{AT} + l_{dg}$$

Trong đó:

r_c : chiều rộng của chôn đế = 5.0m

l_{AT} : khoảng cởch an to $n=1m$

l_{dg} : Chiều rộng d n giổo+khoảng lưu khụng đế thi cụng=1.2+0.3=1.5m

$$A=2.5+1+1.5=5 \text{ (m)}$$

Ta đặt cần trục ở giữa công trình nên bán kính nâng vật yêu cầu là:

$$R_{yc} = \sqrt{\left(\frac{L}{2}\right)^2 + B^2 + A^2}$$

Trong đó:

L: Chiều dài tính toán của công trình $L = 32 \text{ m}$

B: Chiều rộng công trình $B = 16.4\text{m}$.

A: Khoảng cách từ tâm cần trục tháp đến mép công trình.

$$\Rightarrow R_{yc} = \sqrt{\left(\frac{32}{2}\right)^2 + 16.4^2 + 5^2} = 26.72\text{m}$$

+ Trong 1 ca làm việc phải nâng đủ lượng bê tông lớn nhất của 1 phân khu:

$$Q_{yc} = 26.39 \times 2.5 = 66\text{T}$$

Căn cứ vào các thông số yêu cầu đã tính được với công trình này ta chọn cần trục tháp đối trọng trên thay đổi tầm với bằng xe con chạy trên tay cần cố định có mã hiệu TOPKIT FO/23B của hãng POTAIN có các thông số kĩ thuật như sau :

- $H_{\max} = 48.5\text{m}$
- $R_{\max} = 35\text{m}$, $Q_{\max} = 12 \text{ T}$
- $R_{\min} = 2.9\text{m}$, $Q_{\min} = 2,5\text{T}$
- $V_{\text{nâng - hạ}} = 50 \text{ m/phút} = 0.83\text{m/s}$;
- $V_{\text{xe con}} = 58 \text{ m/phút} = 0.96\text{m/s}$;
- $V_{\text{quay}} = 58 \text{ rad/ phút} = 0.306\pi(\text{rad/s})$.
- Khoảng cách đối trọng so với tâm quay: $r = 8.5\text{m}$.
- Kích thước chân đế : $5 \times 5\text{m}$

4.18.1.2 Năng suất cần trục.

Năng suất làm việc trong một giờ của cần trục tháp tính theo công thức :

$$N = Q \times n \times k_{tt} \times k_{tg} \text{ (T/h)}$$

Trong đó :

- Q: sức nâng của cần trục , lấy với $Q_{\min}$

Sử dụng thùng chứa bê tông dung tích $0,8 \text{ m}^3$, do đó sức nâng nhỏ nhất của cần trục : $Q_{\min} = G_{BT} + G_{\text{thùng}} = 0,8.2,5 + 0,5 = 2,5 \text{ tấn}$

- k_{tt} : Hệ số sử dụng tải trọng. $k_{tt}=0,6$ (nâng chuyển các cấu kiện khác nhau).

- k_{tg} : Hệ số sử dụng thời gian. $k_{tg}=0,8$.

$n = 3600/T_{ck}$: số chu kỳ thực hiện trong 1 giờ.

$$\text{với } T_{ck} = E \cdot \sum_{i=1}^n t_i \text{ (thời gian thực hiện 1 chu kỳ)}$$

E: Hệ số kết hợp đồng thời các động tác. $E=0,8$.

t_i : Thời gian thực hiện thao tác i với vận tốc $v_i(\text{m/s})$ trên đoạn đường di chuyển

$$S_i(m). \quad t_i = S_i/V_i$$

$$\text{Thời gian nâng hạ: } t_{nh} = 2 \times 39.7 / 0.83 = 95.66 \text{ (s)}$$

$$\text{Thời gian quay cần (ứng với góc quay } 90^0 \text{) : } t_q = \frac{\pi}{2 \times 0.306\pi} = 1.63 \text{ (s)}$$

$$\text{Thời gian di chuyển xe con: } t_{xc} = \frac{35}{0.96} = 36.46 \text{ (s)}$$

$$\text{Thời gian treo buộc, tháo dỡ: } t_b = 60 \text{ (s).}$$

$$\Rightarrow t_{ck} = 0.8 \times (95.66 + 2.1.63 + 36.46 + 60) = 156 \text{ (s).}$$

$$\Rightarrow n_{ck} = \frac{3600}{156} = 23.08 \text{ lần/giờ.}$$

$$\text{Năng suất : } N = 2,5 \times 23.08 \times 0.6 \times 0.8 = 27.69 \text{ (T/h)}$$

$$\text{Năng suất trong 1 ca : } N_{ca} = 8 \times 27.69 = 221.56 \text{ (T)} > 66 \text{ (T)}$$

Vậy cần trục được chọn phục vụ thỏa mãn các công tác thi công của công trình này.

4.18.2 Chọn máy vận thăng.

Cung trính thi cụng hiện đại đũi hồi phải cú 2 loại vận thăng :

Vận thăng vận chuyển vật liệu.

Vận thăng vận chuyển người lên cao.

4.18.2.1 Vận thăng nâng vật liệu.

Nhiệm vụ chủ yếu của vận thăng I vận chuyển cỡ loại vật liêu rời : vữa trổt, vữa lỏng nền, gạch lót nền phục vụ thi cụng. Chọn thăng tải phụ thuộc:

- + Chiều cao lớn nhất cần nâng vật
- + Tải trọng nâng đảm bảo thi công
- + Khả năng cung ứng của thị trường.

- Xác định nhu cầu vận chuyển

Khối lượng tường xây trong 1 ca là: 36.2 m^3 .

Theo định mức xây dựng cơ bản, 1 m^3 tường xây cần 550 viên gạch, 0.29 m^3 vữa. 1 m^3 có trọng lượng 2T $\Rightarrow$ Tổng khối lượng là $Q = 36.2 \times 2 = 72.4 \text{ T/ca}$

Chọn máy vận thăng: **TP5(X953)** có các thông số kĩ thuật như sau :

- + Vận tốc nâng: $v = 7 \text{ m/s}$.
- + Sức nâng: 0.5 Tấn.
- + Công suất động cơ: 1.5kW.
- + Chiều dài sàn vận tải: $l = 5.7 \text{ m}$.
- + Trọng lượng máy: 5.7 T
- + Độ cao nâng: $H = 50 \text{ m}$

Năng suất máy vận thăng tính theo công thức: $N = q \times n \times k_1 \times k_2$

Trong đó :

$k_1 = 0.8$ hệ số sử dụng máy vận thăng.

$k_2 = 0.8$ hệ số sử dụng thời gian.

$q = 0.5 \text{ (T)}$

$n = 3600 / T_{ck}$ với $T_{ck} = t_1 + t_2 + t_3 + t_4$

+ t_1 : thời gian bốc dỡ , $t_1 = 4 \text{ phút} = 240 \text{ s}$

+ t_2 : thời gian nâng, hạ , $t_2 = 2 \times 60.4 / 7 = 17 \text{ s}$

$T_{ck} = 240 + 17 = 257 \text{ s}$

Thay vào : $n = 3600 / 257 = 14$ lượt/h.

Vậy : $N = 0.5 \times 14 \times 0.8 \times 0.8 = 4.48$ (T/h)

Năng suất trong 1 ca : $N_{ca} = 8 \times 4.48 = 35.84$ (T). Vậy ta chọn 2 máy vận thăng này là thoả mãn yêu cầu làm việc. Bố trí vận thăng ở các vị trí như trên bản vẽ mặt bằng thi công, đảm bảo thuận tiện cho thi công.

4.18.2.2 Vận thăng vận chuyển người.

- Ngoài ra, để phục vụ giao thông lên tầng cao, ta còn sử dụng 1 vận thăng chở người PGX(800-16). Thông số chính của thang máy chở người là:

- + Tải trọng nâng: 800kg
- + Tốc độ nâng thiết kế: 16 m/s
- + Độ cao nâng tối đa: 50 m
- + Chiều dài cabin : 1.5 m/s
- + Trọng lượng máy : 18.7 T
- + Công suất động cơ: 3.1KW

4.18.3 Chọn xe chở bê tông thương phẩm

Khối lượng bê tông cần vận chuyển cho một phân khu lớn nhất là: 26.39 m^3 . Giả thiết bê tông được vận chuyển cách công trường 15km. Dựa vào quãng đường vận chuyển và khối lượng bê tông cần vận chuyển ta chọn xe ô tô vận chuyển có mã hiệu SB-92B có các thông số kỹ thuật sau:

- Dung tích thùng trộn: $q = 6 \text{ m}^3$.
- Dung tích thùng nước: $q' = 0.75 \text{ m}^3$.
- Công suất động cơ: 40 KW.
- Tốc độ quay của thùng trộn: 9-14.5 vòng/phút.
- Độ cao đổ vật liệu vào: 3.5 m.
- Thời gian đổ bê tông ra: 6 phút.
- trọng lượng xe: 21.85 Tấn
- Vận tốc trung bình: 45 km/h.

+ Thời gian cần thiết để hoàn thành công việc vận chuyển bê tông từ lúc lấy bê tông ở nhà máy đến khi đổ bê tông ra thùng chứa là:

- Thời gian lấy bê tông từ nhà máy: 6 phút.
- Thời gian vận chuyển bê tông trên đường: $15/45 = 0.333 \text{ h} = 20$ phút
- Thời gian đổ bê tông ra: 6 phút.
- Tổng thời gian : $32' = 0.533 \text{ h}$

+ Số chuyến ô tô cần vận chuyển bê tông: $n = 26.39 \times 1.1 / 6 = 4.8 = 5$ chuyến.

4.18.4 Chọn máy đầm bê tông.

4.18.4.1 Chọn máy đầm dùi

Mỗi đầm dùi phục vụ cùng tốc bờ tụng cột, lừi, dầm. Dựa v o chiều cao lớp đổ ta chọn mỗi đầm hiệu U50, cú cộc thụng số kỹ thuật sau:

- + Đường kính thõn đầm : $d = 5 \text{ cm}$.

- + Thời gian đầm một chỗ : 30 (s).
- + Bồn kính tốc dụng của đầm : 30 cm.
- + Chiều dày lớp đầm : 30 cm.

Năng suất đầm dự được xác định : $P = 2.k.r_0^2.\delta.3600/(t_1 + t_2)$.

Trong đó : P : Năng suất hữu ích của đầm.

K : Hệ số sử dụng máy $k = 0,7$

r_0 : Bồn kính ảnh hưởng của đầm. $r_0 = 0,3$ m.

δ : Chiều dày lớp bờ tưng mỗi đợt đầm. $\delta = 0,3$ m.

t_1 : Thời gian đầm một vị trí. $t_1 = 30$ (s).

t_2 : Thời gian di chuyển đầm. $t_2 = 6$ (s).

$$\Rightarrow P = 2.0,7.0,3^2.0,3.3600/(30 + 6) = 3.78 \text{ (m}^3/\text{h)}.$$

Năng suất làm việc trong một ca : $N = k'.8.P = 0,85.8.3,78 = 26.67 \text{ (m}^3/\text{h)}.$

Mặt phân khu lớn nhất có khối lượng bờ tưng cột, dầm, vóch là 26.34 m^3 . Vậy ta chọn 1 đầm dự U50.

4.18.4.2 Chọn máy đầm bàn

Chọn máy đầm bàn phục vụ cho công tác thi công bờ tưng sàn. Khối lượng bờ tưng lớn nhất trong một ca là 26.39 m^3 . Chọn máy đầm U7, có công suất kỹ thuật sau :

- + Thời gian đầm một chỗ : 50 (s).
- + Bồn kính tốc dụng của đầm : $20 \div 30$ cm.
- + Chiều dày lớp đầm : $10 \div 30$ cm.
- + Năng suất $5 \div 7 \text{ m}^3/\text{h}$, hay $28 \div 39.2 \text{ m}^3/\text{ca}$.

Vậy ta cần chọn 1 máy đầm bàn U7.

4.18.5 Chọn máy trộn vữa

Chọn máy trộn vữa phục vụ cho công tác xây vữa trát tường.

- Khối lượng vữa xây cần trộn: Khối lượng tường xây một tầng lớn nhất là : $116.28/4=29.07\text{m}^3$ ứng với 1 phần đoạn thi công tầng điển hình.

Khối lượng vữa xây là : $29.07 \times 0.29 = 8.43(\text{m}^3)$.

- Khối lượng vữa trát cần trộn:

Khối lượng vữa trát trong lớn nhất ứng với 1 phần đoạn tầng điển hình là : $(1888.52/4) \times 0.03 = 14.16 \text{ (m}^3\text{)}.$

- Tổng khối lượng vữa cần trộn trong 1 ngày là : $8.43 + 14.16 = 22.59(\text{m}^3)$.

Vậy ta chọn 1 máy trộn vữa **SB-133**, có công suất kỹ thuật sau :

- + Thể tích thùng trộn : $V = 100$ (l).
- + Thể tích suất liệu : $V_{sl} = 80$ (l).
- + Năng suất $3.2 \text{ m}^3/\text{h}$, hay $25.6 \text{ m}^3/\text{ca}$.
- + Vận tốc quay thùng : $v = 550$ (vòng/phút).

+ Cung suất động cơ : 4 KW.

4.19 BIỆN PHÁP KỸ THUẬT THI CÔNG PHẦN THÂN

4.19.1 Kỹ thuật thi công cốt thép

+ Cốt thép trước khi gia công và trước khi đổ bê tông cần đảm bảo:

- Bề mặt sạch, không dính bùn đất, dầu mỡ, 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 cho phép là 2% đường kính. Nếu vượt quá giới hạn này thì loại thép đó được sử dụng theo diện tích tiết diện thực tế còn lại;
- Cốt thép cần được kéo, uốn và nắn thẳng.

+ Cắt và uốn cốt thép

Cắt và uốn cốt thép chỉ được thực hiện bằng các phương pháp cơ học.

Cốt thép phải được cắt uốn phù hợp với hình dáng, kích thước của thiết kế. Sản phẩm cốt thép đã cắt và uốn được tiến hành kiểm tra theo từng lô. Mỗi lô gồm 100 thanh thép từng loại đã cắt và uốn, cứ mỗi lô lấy 5 thanh bất kì để kiểm tra.

+ Việc nối buộc cốt thép

Việc nối buộc (nối chồng lên nhau) đối với các loại thép được thực hiện theo quy định của thiết kế. Không nối ở các vị trí chịu lực lớn và chỗ uốn cong. Trong một mặt cắt ngang của tiết diện kết cấu không nối quá 25% diện tích tổng cộng của mặt cắt ngang đối với thép tròn trơn và không quá 50% đối với cốt thép có gờ.

Việc nối buộc cốt thép phải thỏa mãn các yêu cầu sau:

- a) Chiều dài nối buộc của cốt thép chịu lực trong các khung và lưới thép cốt thép không được nhỏ hơn 250mm đối với thép chịu kéo và không nhỏ hơn 200mm đối với thép chịu nén. Các kết cấu khác chiều dài nối buộc không nhỏ hơn các trị số ở bảng 7;
- b) Khi nối buộc, cốt thép ở vùng chịu kéo phải uốn móc đối với thép tròn trơn, cốt thép có gờ không uốn móc;
- c) Dây buộc dùng loại dây thép mềm có đường kính 1mm;
- d) Trong các mối nối cần buộc ít nhất là 3 vị trí (ở giữa và hai đầu).

+ Thay đổi cốt thép trên công trường Trong mọi trường hợp việc thay đổi cốt thép phải được sự đồng ý của thiết kế. Trường hợp sử dụng cốt thép xử lý nguội thay thế cốt thép cán nóng thì nhất thiết phải được sự đồng ý của cơ quan thiết kế và chủ đầu tư.

+ Vận chuyển và lắp dựng cốt thép

Việc vận chuyển cốt thép đã gia công cần đảm bảo các yêu cầu sau:

- a) Không làm hư hỏng và biến dạng sản phẩm cốt thép;
- b) Cốt thép từng thanh nên buộc thành từng lô theo chủng loại và số lượng để tránh nhầm lẫn khi sử dụng;
- c) Các khung, lưới cốt thép lớn nên có biện pháp phân chia thành từng bộ phận nhỏ phù hợp với phương tiện vận chuyển.

Công tác lắp dựng cốt thép cần thỏa mãn các yêu cầu sau:

- a) Các bộ phận lắp dựng trước, không gây trở ngại cho các bộ phận lắp dựng sau;
- b) Có biện pháp ổn định vị trí cốt thép không để biến dạng trong quá trình đổ bê tông.
- c) Khi đặt cốt thép và cốt pha tựa vào nhau tạo thành một tổ hợp cứng thì cốt pha chỉ được đặt trên các giao điểm của cốt thép, chịu lực và theo đúng vị trí quy định của

thiết kế.

các con kê cần đặt tại các vị trí thích hợp tùy theo mật độ cốt thép nhưng không lớn hơn 1m một điểm kê. con kê có chiều dày bằng lớp bê tông bảo vệ cốt thép và được làm bằng các vật liệu không ăn mòn cốt thép, không phá hủy bê tông. Sai lệch chiều dày lớp bê tông bảo vệ so với thiết kế không vượt quá 3mm đối với lớp bê tông bảo vệ có chiều dày a nhỏ hơn 15mm và 5mm đối với lớp bê tông bảo vệ a lớn hơn 15mm.

❖ Thi công cốt thép cột:

Trước khi lắp dựng thộp cột tiến hành kiểm tra cốt trực tiếp vị trí cột theo cốt chiều ngang, dọc và đỉnh đầu bằng son đồ lờn tường hoặc sấm.

Cốt thộp cột được nối buộc. Khi nối buộc cốt thộp Khung được trưng quá 50% mỗi buộc trên cùng một mặt cắt và phải được kiểm tra nghiệm thu trước khi thi công phần tiếp theo. Chọn phương nối nối so le cốt thộp cột ở hai mặt cắt khác nhau.

Trước khi lắp đặt cốt thộp cần phải dựng cốt thiết bị trắc đạc để định vị sẵn tim, mốc, vạch xuống nền bờ tưng. Sau khi cố định bằng buộc, điều chỉnh cốt thộp chủ cho đúng kích thước theo thiết kế rồi mới buộc cốt đai. Sau khi lắp đặt cốt thộp cho từng cấu kiện cột, sử dụng thiết bị trắc đạc để kiểm tra lại vị trí, tim cột, một cột trước khi nghiệm thu.

Trong khi thi công lắp dựng cốt thộp cột phải sử dụng giáo làm sàn thao tác. Chỗ giáo phải được neo vào sàn. Sàn thao tác phải chắc chắn, phải có lan can an toàn để công nhân có chỗ đứng vững chắc trong khi thi công.

Buộc cốt rỗng thộp chờ để liên kết giữa cột và tường theo thiết kế.

Cốt thộp cột là cốt thộp theo phương đứng, hơn nửa chiều cao của thanh thộp là lớn hơn trong quá trình thi công lắp dựng cốt thộp cột cần chú ý biện pháp cố định cốt thộp theo phương đứng. Cụ thể trong trường hợp này sẽ sử dụng hệ thống cõng chống thộp đơn để văng chống theo hai phương.

❖ Thi công cốt thép vách thang máy:

Cốt thộp vách thang máy là cốt thộp theo phương đứng nên rất khó thi công. Khi thi công cần bố trí từng nhóm thợ từ 5 đến 7 người để dễ phối hợp.

Khi lắp dựng cốt thộp, trước tiên có thể lắp dựng sơ bộ từng khung vung trước (Kích thước từng bộ có thể lấy bằng chiều dài thanh thộp). (Đối với vách thang máy thì có thể dựng hệ khung chính tại góc của vách thang máy). Sau đó dựng cột chống bằng thộp, chống tạm để hệ khung cứng theo phương đứng rồi tiếp tục lắp thộp đan.

Khi đan thộp theo bộ lưới, dựng cốt thộp d12 cắt sẵn bằng chiều dài vách để buộc neo giữa hai lưới thộp. Khoảng cách giữa cốt neo $\leq 600\text{mm}$.

❖ Thi công cốt thép dầm:

Thi công cốt thộp dầm: vẽ có chiều dài và kích thước dầm lớn: khối lượng thộp cho một dầm rất lớn chính vì vậy khung thể tổ hợp cốt thộp dầm dưới đất rồi cầu lờn định vị rồi được m phải tổ hợp thộp trên sàn và trên định vị rồi.

Cầu thộp lờn định vị rồi thi công. Sử dụng hệ sườn cứng gia công để định hình để kê thộp chính của dầm, sau đó lồng cốt đai đó được gia công sẵn

vào, định vị tạm một vị trí vị trí chính của cốt đai rồi tiến hành buộc cốt thép đai vào cốt thép chủ.

Khi đổ hoàn thành khung chính của cốt thép dầm mới tiến hành buộc con kờ. Việc buộc con kờ bờ tụng phải thỏa mãn chiều dày lớp bờ tụng bảo vệ đó nờ ở trên và phải đảm bảo chiều dày lớp bờ tụng bảo vệ l đều. Con kờ phải được buộc cứng và khụng dị ch chuyển.

Sau khi hoàn thành khung thép dầm, dựng con lăn, kết hợp với cầu để dị ch chuyển cốt thép dầm vào đyng vị trí. Trong quá trình dị ch chuyển đặc biệt chý ý tránh va chạm cốt thép vào thành cốp pha.

❖ Thi công cốt thép sàn:

Thi công lớp thép dưới sàn: Việc lắp dựng lớp thép dưới hoàn toàn tuân theo thiết kế và theo TCVN 4453-95.

Sử dụng con kờ bờ tụng với ụ lưới < 500x500 mm để đảm bảo thép sàn khụng bị xệ sỏ xuống sàn cốp pha.

Trong quá trình thi công buộc thép, do sợi thép d i khi vận chuyển có thể l m xệ lệch cở vị trí của cốt thép hoặc con kờ, tổ chức lắp cốt thép theo kiểu cuốn chiếu và theo từng hướng. Tránh việc vận chuyển hoặc đi lại lờn trên vị trí đã lắp dựng cốt thép.

Khi thi công lớp thép trên sử dụng con kê bằng thép d12 tạo khoảng cách và mối liên kết giữa hai lớp cốt thép.

4.19.2 Kỹ thuật thi công ván khuôn

Chuẩn bị:

- + Ván khuôn phải được xếp đúng chủng loại để tiện sử dụng.
- + Bề mặt ván khuôn phải được cạo sạch bê tông và đất bám.

Yêu cầu :

- + Đảm bảo đúng hình dạng, kích thước kết cấu.
- + Đảm bảo độ cứng và độ ổn định.
- + Phải phẳng, khít nhằm tránh mất nước xi măng.
- + Hệ giáo, cột chống phải kê trên nền cứng và dùng kích để điều chỉnh chiều cao cột chống.
- + Việc nghiệm thu công tác lắp dựng cốt pha đã giáo được tiến hành tại hiện trường, kết hợp với việc đánh giá xem xét kết quả kiểm tra theo quy định .

4.19.2.1 Lắp ván khuôn cột:

- + Ghép sẵn 3 mặt ván khuôn cột thành hộp.
- + Xác định tim cột, trục cột, vạch chu vi cột lên sàn để định vị.
- + Lồng hộp ván khuôn cột vào khung cốt thép, sau đó ghép nốt mặt còn lại.
- + Đóng gông cột: Gông cột gồm 2 thanh thép chữ U có lỗ luồn hai bulông.

Các gông được đặt theo kết cấu thiết kế và sole nhau để tăng tính ổn định theo hai chiều.

- + Dọi kiểm tra tim và độ thẳng đứng của cột.
- + Giằng chống cột: dùng hai loại giằng cột:
 - Phía dưới dùng các thanh chống gỗ hoặc thép, một đầu tì lên gông, 1 đầu tì lên thanh gỗ tựa vào các móc thép dưới sàn.
 - Phía trên dùng dây neo có kích điều chỉnh chiều dài, một đầu móc vào mẫu thép, đầu còn lại neo vào gông đầu cột.

4.19.2.2 Lắp ván khuôn dầm, sàn:

- + Lắp dựng hệ giáo PAL tạo thành hệ giáo với khoảng cách giữa các đầu kích đỡ xà gồ là 1,2m
- + Gác các thanh xà gồ lên đầu kích theo 2 phương dọc và ngang, chỉnh kích đầu giáo, chân giáo cho đúng cao trình đỡ ván khuôn.
- + Lắp đặt ván đáy dầm vào vị trí, điều chỉnh cao độ, tim cốt và định vị ván đáy.
- + Dựng ván thành dầm, cố định ván thành bằng các thanh nẹp và thanh chống xiên.
- + Đặt ván sàn lên hệ xà gồ và gói lên ván dầm. Điều chỉnh và cố định ván sàn.

4.19.2.3 Lắp ván khuôn vách lõi:

- + Ván khuôn vách, lõi được dựng lắp cùng ván khuôn cột, thi công từng tầng.
- + Sau khi dựng lắp cốt thép cho vách, lõi, tiến hành buộc các con kê vào thép dọc.
- + Dựng hệ giáo PAL phía trong lõi cứng để kê sàn công tác.
- + Lắp dựng ván khuôn mặt trong của lõi trước, dùng các thanh nẹp bằng thép ống tạo mặt phẳng cho ván khuôn. Dùng các thanh chống giữa hai mặt đối diện, đầu các thanh chống phải tỳ lên các ống nẹp.
- + Lắp dựng ván khuôn mặt ngoài của lõi. Dùng các thanh ống nẹp cứng ván khuôn ngoài nhằm tạo mặt phẳng. Giữ ổn định ván khuôn bằng các thanh chống một đầu tỳ vào thanh nẹp, một đầu tỳ lên các móc thép trên sàn.
- + Để chống phình cho lõi, dùng các bulông giằng giữ hai mặt ván. Bulông có lồng một ống nhựa làm cữ ván khuôn.
- + Kiểm tra độ thẳng đứng của ván khuôn bằng máy kinh vĩ, điều chỉnh và cố định trước khi đổ bê tông.

4.19.3 Kỹ thuật thi công bê tông.

4.19.3.1 Nguyên tắc chung :

- + Thi công cột, dầm, sàn toàn khối bằng bê tông thương phẩm chở tới chân công trình bằng xe chuyên dụng, để tránh phân tầng của bê tông thì khi vận chuyển thùng xe phải quay từ từ.
- + Thời gian vận chuyển và đổ, đầm bê tông không vượt quá thời gian bắt đầu ninh kết của vữa xi măng sau khi trộn. Do vậy bê tông vận chuyển đến nếu kiểm tra chất lượng thấy tốt thì cho đổ ngay.

- + Trước khi đổ bê tông cần kiểm tra lại khả năng ổn định của ván khuôn, kích thước, vị trí, hình dáng và liên kết của cốt thép. Vệ sinh cốt thép, ván khuôn và các lớp bê tông đổ trước đó. Bức giáo và các sàn công tác phụ trợ cho thi công bê tông. Kiểm tra lại khả năng làm việc của các thiết bị như cầu tháp, ống vòi vo, đầm dùi và đầm bàn.
- + Phải tuân theo các nguyên tắc: Nếu đổ bê tông từ trên cao xuống phải đổ từ chỗ sâu nhất đổ lên, hướng đổ từ xa lại gần, không giẫm đạp lên chỗ bê tông đã đổ.
- + Đổ bê tông đến đâu thì tiến hành đầm ngay đến đó. Với những cấu kiện có chiều cao lớn thì phải chia các lớp để đổ và đầm bê tông và có phương tiện đổ để tránh bê tông phân tầng.
- + Đánh mốc các vị trí và cao độ đổ bê tông bằng phương pháp thủ công hoặc bằng dụng cụ chuyên dụng.
- + Đổ bê tông liên tục, nếu có mạch ngừng thì phải để đúng quy định cho đầm, cột.

a. Công tác bê tông cột.

-Thi công đổ bờ tưng cột được tiến hành trước. Bờ tưng sử dụng 1 bờ tưng thương phẩm, vận chuyển lờn cao bằng cần trục thốp và thưng tưng, đưa bờ tưng vào khuôn cột bằng ống cao su. Trước khi đổ bờ tưng cột cần vệ sinh chõn cột sạch sẽ, tưới một lớp vữa xi măng vào chỗ nối chõn cột để tăng liờn kết giữa hai phần bờ tưng giõn đoạn, kiểm tra lại độ ổn định và độ thẳng đứng của cột lần cuối cùng trước khi đổ bờ tưng.

-Bờ tưng được đổ thành nhiều lớp và tiến hành đầm xen kẽ, mỗi lớp dày khoảng 20÷30cm chờ ngất lại, tiến hành đầm kỹ rồi mới tiếp tục mở cho bờ tưng chảy vào khuôn. Trong quá trình đổ và đầm cần giữ vào thành ván khuôn để bờ tưng lấp đầy vào khuôn, tránh tõnh trạng rõ mặt bờ tưng. Cao trình đổ bờ tưng cột đến dưới mặt đầm khoảng 3 cm.

b. Công tác bê tông đầm.

Bờ tưng đầm được đổ bằng cần trục thốp cùng lúc với bờ tưng sàn -Thi công đổ bờ tưng đầm sàn tiến hành đồng thời đổ bằng cần trục thốp.

Khi đổ bờ tưng đầm sàn cần chú ý đầm kỹ góc vị trí nýt khung võ ở dõy thốp rất dày và bờ tưng khú vào hết góc gúc khuôn. Dụng cụ đầm dùi để đầm đầm và đầm bàn để đầm mặt sàn.

c. Công tác bê tông sàn.

Bờ tưng đầm sàn B25 được đổ bằng cần trục thốp .

- Trước khi đổ bê tông phải kiểm tra độ sụt của bê tông và lấy mẫu thử để làm tư liệu thí nghiệm sau này.

- Làm vệ sinh ván sàn cho thật sạch, sau đó dùng vòi xịt nước cho ướt sàn và sạch các bụi bẩn do quá trình thi công trước đó gây ra.

- Bê tông phải được đầm kỹ, nhất là tại các nút cột mật độ thép rất dày. Với sàn để đảm bảo yêu cầu theo đúng thiết kế ta phải chế tạo các thanh cữ chữ thập bằng thép, chiều dài của cữ đúng bằng chiều dày của sàn để kiểm tra thường xuyên trong quá trình đổ bê tông.

d. Đầm bê tông.

Việc đầm bê tông phải đảm bảo các yêu cầu sau:

- Có thể dùng các loại đầm khác nhau, nhưng phải đảm bảo sao cho sau khi đầm, bê tông được đầm chặt và không bị rỗ;
- Thời gian đầm tại mỗi vị trí phải đảm bảo cho bê tông được đầm kỹ. Dấu hiệu để nhận biết bê tông đã được đầm kỹ là vữa xi măng nổi lên bề mặt và bọt khí không còn nữa;
- Khi sử dụng đầm dùi, bước di chuyển của đầm không vượt quá 1,5 bán kính tác dụng của đầm và phải cắm sâu vào lớp bê tông đã đổ trước 10cm;
- Khi cần đầm lại bê tông thì thời điểm đầm thích hợp là 1,5 giờ - 2 giờ sau khi đầm lần thứ nhất. Đầm lại bê tông chỉ thích hợp với các kết cấu có diện tích bề mặt lớn như sàn mái, sân bãi, mặt đường ô tô... không đầm lại cho bê tông khối lớn.

Phương pháp đầm :

Đầm chấn động trong (đầm dùi) :

- Đầm luôn phải để vuông góc với mặt bê tông, nếu kết cấu nằm nghiêng thì mới để đầm nghiêng theo.
- Nếu bê tông đổ làm nhiều lớp, thì đầm phải cắm được 5÷10 cm vào lớp bê tông đã đổ trước.
- Chiều dày lớp bê tông để đầm không vượt quá 3/4 chiều dài của đầm.
- Thời gian đầm phải tối thiểu, từ 15÷60 s
- Khi đầm xong một vị trí, di chuyển sang vị trí khác phải nhẹ nhàng, rút lên hoặc tra đầm xuống từ từ.
- Khoảng cách giữa hai vị trí đầm phải nhỏ hơn hai lần bán kính ảnh hưởng của đầm, thường lấy 1,5 r_0 .
- Khoảng cách từ vị trí đầm đến ván khuôn là: $2d < l_1 \leq 0,5r_0$; khoảng cách giữa vị trí đầm cuối cùng đến vị trí sẽ đổ bê tông tiếp theo là: $l_2 \geq 2r_0$

Trong đó: d - đường kính của đầm dùi

r_0 - bán kính ảnh hưởng của đầm

Đầm mặt (đầm bàn)

- Chiều dày tác dụng của đầm mặt là 3÷35 cm, chiều dày tối ưu là 3÷20 cm.
- Phải khống chế thời gian đầm cho từng loại kết cấu và từng loại đầm
- Khoảng cách giữa hai vị trí đầm liền nhau phải được chồng lên nhau một khoảng 3÷5 cm.
- Việc đầm sẽ được tiếp tục cho đến tận khi bê tông không còn co ngót, một lớp mỏng vữa đã xuất hiện trên bề mặt và không còn thấy bong bóng khí nữa. Máy đầm rung sẽ không được sử dụng để dịch chuyển bê tông và sẽ được rút ra từ từ để ngăn ngừa khoảng rỗng.

Bờ tưng sau khi đổ vữa đầm xong được để lại ở tròn hoặc gõ chấn động. Bờ tưng trước khi đổ bị nứt vỡ cục bộ được sử dụng vữa phải di chuyển khỏi hiện trường. Để bờ tưng xong phải làm mớ chắn phũng ngừa cở phương tiện giao thông đi vào. Cú đốn bảo ban đờm.

e. Kỹ thuật bảo dưỡng bê tông.

- Sau khi đổ, bê tông phải được bảo dưỡng trong điều kiện có độ ẩm và nhiệt độ cần thiết để đóng rắn và ngăn ngừa các ảnh hưởng có hại trong quá trình đóng rắn của bê tông.

Mục đích của việc bảo dưỡng bê tông là tạo điều kiện thuận lợi cho quá trình đông kết của bê tông. Không cho nước bên ngoài thâm nhập vào và không làm mất nước bề mặt.

Bảo dưỡng bê tông cần thực hiện sau ca đổ từ 4–7 giờ. Hai ngày đầu thì cần tưới cho bê tông 2 giờ / 1 lần, các ngày sau thưa hơn, tùy theo nhiệt độ không khí. Cần giữ ẩm cho bê tông ít nhất 7 ngày. Việc đi lại trên bê tông chỉ được phép khi bê tông đạt cường độ 25 kG/cm^2 , tức 1–2 ngày với mùa khô, 3 ngày với mùa đông.

- Bảo dưỡng ẩm

Bảo dưỡng ẩm là quá trình giữ cho bê tông có đủ độ ẩm cần thiết để ninh kết và đóng rắn sau khi tạo hình. Phương pháp và quy trình bảo dưỡng ẩm thực hiện theo TCVN 5592 : 1991 “ Bê tông nặng - Yêu cầu bảo dưỡng ẩm tự nhiên ”.

Trong thời kì bảo dưỡng, bê tông phải được bảo vệ chống các tác động cơ học như rung động, lực xung xích, tải trọng và các tác động có khả năng gây hư hại khác.

f. Mạch ngừng thi công.

+Yêu cầu chung

Mạch ngừng thi công phải đặt ở vị trí mà lực cắt và mô men uốn tương đối nhỏ, đồng thời phải vuông góc với phương truyền lực nén vào kết cấu. .

+Mạch ngừng thi công nằm ngang:

- Mạch ngừng thi công nằm ngang nên đặt ở vị trí bằng chiều cao cốt pha.

- Trước khi đổ bê tông mới, bề mặt bê tông cũ cần được xử lí, làm nhám, làm ẩm và trong khi đổ phải đầm lên sao cho lớp bê tông mới bám chặt vào lớp bê tông cũ đảm bảo tính liên khối của kết cấu.

+Mạch ngừng thẳng đứng

Mạch ngừng thi công theo chiều thẳng đứng hoặc theo chiều nghiêng nên cấu tạo bằng lưới thép với mắt lưới 5mm - 10mm và có khuôn chắn.

Trước khi đổ lớp bê tông mới cần tưới nước làm ẩm bề mặt bê tông cũ, làm nhám bề mặt, rửa sạch và trong khi đổ phải đầm kĩ để đảm bảo tính liên khối của kết cấu .

+Mạch ngừng thi công ở cột.

Mạch ngừng ở cột nên đặt ở các vị trí sau:

a) Ở mặt trên của móng.

b) Ở mặt dưới của dầm, xà hay dưới công xôn đỡ dầm cầu trục;

c) Ở mặt trên của dầm cầu trục.

+Dầm có kích thước lớn và liên khối với bản thì mạch ngừng thi công bố trí cách mặt dưới của bản từ 2cm - 3cm.

+Khi đổ bê tông sàn phẳng thì mạch ngừng thi công có thể đặt ở bất kỳ vị trí nào nhưng phải song song với cạnh ngắn nhất của sàn.

+Khi đổ bê tông ở các tấm sàn có sườn theo hướng song song với dầm phụ thì mạch ngừng thi công bố trí trong khoảng 1/3 đoạn giữa của nhịp dầm.

4.19.3.2 Kỹ thuật tháo dỡ ván khuôn

- Quy tắc tháo dỡ ván khuôn : “Lắp sau, tháo trước. Lắp trước, tháo sau.”

- Cốt pha đà giáo chỉ được tháo dỡ khi bê tông đạt cường độ cần thiết để kết cấu chịu được trọng lượng bản thân và các tải trọng tác động khác trong giai đoạn thi công sau. Khi tháo dỡ cốt pha, đà giáo, cần tránh không gây ứng suất đột ngột hoặc va chạm mạnh làm hư hại đến kết cấu bê tông.

- Cốt pha, đà giáo chịu lực phải tháo sau khi bê tông đã đạt được cường độ nhất định theo quy định. Nhịp của dầm, sàn 8m nên ván khuôn đáy dầm, và ván khuôn sàn chỉ

được phép tháo dỡ ván khuôn sau khi bê tông đầm sàn đạt đủ cường độ 100 %. Thời gian thi công là mùa hè nên ván đáy đầm, ván khuôn sàn có thể tháo dỡ sau khi đổ bê tông 20 ngày.

- Các bộ phận cốt pha đà giáo không còn chịu lực sau khi bê tông đã đông rắn (như cốt pha thành bên của đầm, cột, tường) có thể được tháo dỡ khi bê tông đạt cường độ 25 daN/cm^2 ...

- Đối với cốt pha đà giáo chịu lực của các kết cấu (đáy đầm, sàn, cột chống), nếu không có các chỉ dẫn đặc biệt của thiết kế thì được tháo dỡ khi bê tông đạt các giá trị cường độ ghi trong bảng 3.

- Các kết cấu ô văng, công -xôn, sêno chỉ được tháo cột chống và cốt pha đáy khi cường độ bê tông đạt đủ mức thiết kế và đã có đối trọng chống lật.

- Khi tháo dỡ cốt pha đà giáo ở các tấm sàn đổ bê tông toàn khối của nhà nhiều tầng nên thực hiện như :

- a) Giữ lại toàn bộ đà giáo và cột chống ở tấm sàn nằm kề dưới tấm sàn sắp đổ bê tông;

- b) Tháo dỡ từng bộ phận cột chống cốt pha của tấm sàn phía dưới nữa và giữ lại các cột chống "an toàn" cách nhau 3m dưới các đầm có nhịp lớn hơn 4m.

Đối với các công trình xây dựng trong khu vực có động đất và đối với các công trình đặc biệt, trị số cường độ bê tông cần đạt để tháo dỡ cốt pha chịu lực do thiết kế quy định.

- Việc chất tải từng phần lên kết cấu sau khi tháo dỡ cốt pha đà giáo cần được tính toán theo cường độ bê tông đã đạt loại kết cấu và các đặc trưng về tải trọng để tránh các vết nứt và các hư hỏng khác đối với kết

- Việc chất toàn bộ tải trọng lên các kết cấu đã tháo dỡ cốt pha đà giáo chỉ được thực hiện khi bê tông đã đạt cường độ thiết kế.

4.19.3.3 . Kỹ thuật xây.

a) *Tổ chức trong công tác xây:*

Nhà có kết cấu chịu lực, tường chỉ có nhiệm vụ bao che, và chia phòng.

- + Tường bao che xây dày 220:

- + Tường 110 xây bao gồm các tường ngăn.

Công tác xây tường được tiến hành sau khi tháo ván khuôn chịu lực đầm, sàn.

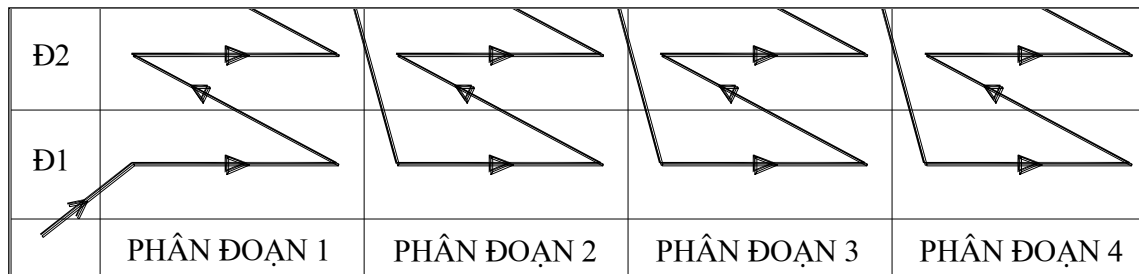
Các tổ thợ xây được bố trí vào công trình khi đã dỡ cốt pha sàn tầng hầm thứ nhất xong và tiến hành song song với các phần việc thi công phần khung đảm bảo tiêu chuẩn an toàn lao động. Công tác xây trong các phần đều được tiến hành tuần tự từ dưới lên trên.

Để đảm bảo năng suất của người thợ xây, sử dụng hợp lý lao động trong quá trình làm việc, ta chia đội thợ xây thành từng tổ và phân tuyến, đợt làm việc của thợ xây trong mỗi khu công tác:

❖ Thành phần các tổ thợ xây:

Tường xây có lỗ cửa, chiều dày tường xây 110 và 220mm do đó ta tổ chức mỗi tổ xây gồm có 2 người (một thợ nền bậc V hay bậc IV, một thợ phụ bậc III hoặc bậc II). Tổng nhân công phục vụ công tác xây là 49 người do đó cần 25 tổ thợ.

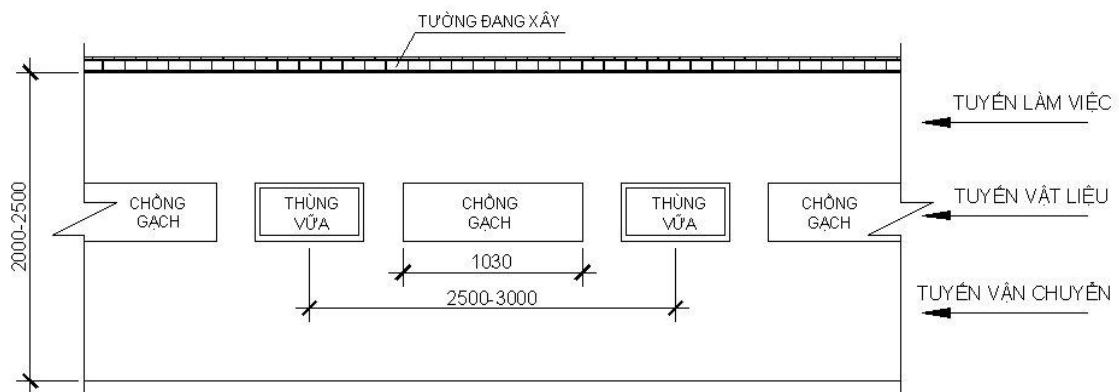
Những thao tác về vận chuyển, rải vữa tương đối đơn giản để cho công nhân bậc thấp làm. Xây những hàng ở mặt ngoài đặc biệt là mặt chính công trình cần có công nhân bậc cao hơn. Những thợ này còn được dùng để hoàn thiện các chi tiết kiến trúc.



Hình 4-37. Sơ đồ di chuyển tổ xây

❖ Phân tuyến trong công tác xây:

Vị trí làm việc của thợ xây gồm có tuyến xây, tuyến bố trí vật liệu và tuyến vận chuyển (như hình vẽ):



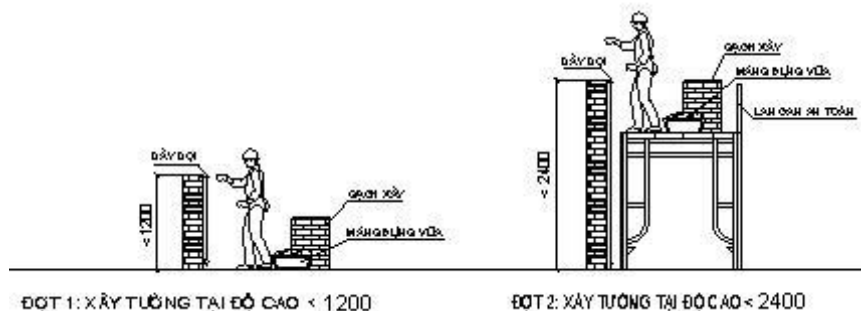
Hình 4-38. Sơ đồ vận chuyển vật liệu

- Tuyến xây: rộng $0.6 \div 0.7\text{m}$ nằm giữa bức tường đang xây và nơi để vật liệu, ở đây có thợ xây và thợ phụ làm việc.
- Tuyến bố trí vật liệu có bề rộng đủ để xếp gạch và đặt thùng vữa. Khi xây những bức tường liền 2 ô cửa thì xếp gạch đối diện với bức tường và thùng vữa đối diện với ô cửa. Trước khi bắt đầu xây cần phải dự trữ gạch khoảng 2h là việc.
- Tuyến vận chuyển có bề rộng $0.8 \div 1.25\text{m}$ để công nhân đi lại và cung cấp vật liệu.

❖ Tổ chức xây theo đợt:

Để chuyên môn hóa công việc của người thợ xây, tránh chờ đợi và lãng phí thời gian để công việc được liên tục, với nhà nhiều tầng, khối lượng thi công lớn ta tổ chức thi công chuyên đợt. nên tổ chức xây làm 2 đợt (như hình vẽ):

- Đợt 1 xây tường tại độ cao $< 1.2\text{m}$.
- Đợt 2 xây tường tại độ cao $> 1.2\text{m}$.



Hình 4-39. Phân đợt xây

b) Chuẩn bị:

❖ Dụng cụ xây và kiểm tra:

- Dụng cụ xây: xẻng, bay để xúc và dàn vữa; bàn xoa; dao xây và búa con để chặt gạch.
- Dụng cụ kiểm tra: thước đuôi cá, dọi (để kiểm tra độ thẳng, phẳng), dây căng (dây mức) để kiểm tra ngang, thước tầm để kiểm tra độ phẳng.
- Gạch ở hai đầu xây để giữ lấy dây mức phải là gạch mẫu, có kích thước chuẩn $6 \times 10,5 \times 22\text{ cm}$, xây tường bao dùng gạch đặc.

❖ Giáo xây:

- Muốn xây năng suất cao phải nâng mặt sàn công tác lên một độ cao thích hợp. Trong trường hợp công trình này, dùng giàn giáo đặt phía bên trong nhà để phục vụ công tác xây và hoàn thiện sau này.
- Giáo yêu cầu phải gọn, nhẹ, dễ tháo lắp để dễ di chuyển từ nơi này sang nơi khác. Sử dụng giáo ghềnh có độ cao nâng lên theo từng đợt xây 1.2m . Giáo xây được đặt theo chu vi tường.

❖ Vữa xây:

- Vữa xây đảm bảo đúng mác thiết kế. Vữa được trộn bằng máy, cấp phối được cân đong chính xác bằng hộc, thùng, xô. Vữa xây trộn vừa sử dụng hết trong ngày, không sử dụng vữa đã để qua đêm để xây trát. Cát xây trát được sàng lọc qua lưới sàng.
- Vữa được đựng trong hộc đảm bảo không bị mất nước, rơi vãi ra ngoài.

❖ Gạch xây:

- Gạch xây đảm bảo đúng kích thước, mác thiết kế; không cong vênh, nứt nẻ, dính bẩn hay hao nước.
- Gạch được bốc dỡ bằng thủ công, được xếp thành kiêu đúng vị trí quy định trên mặt bằng và vận chuyển đến vị trí xây bằng thủ công.

c) Định vị khối xây:

- Cần phải tiến hành định vị từng khối xây và xác định vị trí các lỗ chờ, các vị trí cửa đi, cửa sổ, vách kính, chiều cao của giằng
- Khối xây phải đảm bảo theo tiêu chuẩn TCVN-4314-86 và 4085-85.

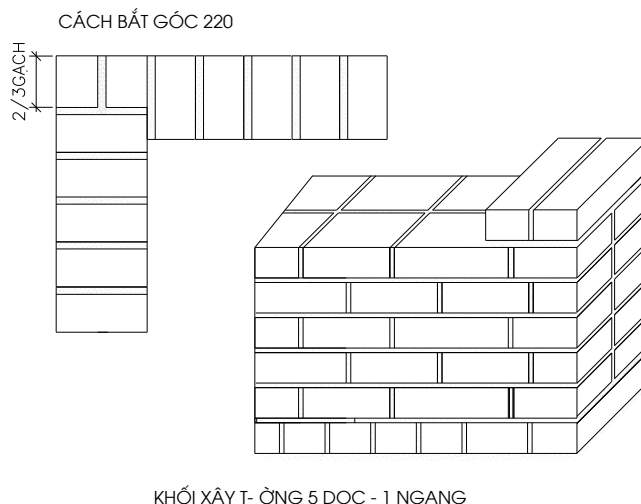
d) Các yêu cầu kỹ thuật xây:

- Mạch vữa trong khối xây phải đồng đặc :
Mạch vữa ngang cũng như vữa đứng trong khối xây phải được chèn đầy và ép bên ngoài cho chặt nhất là mạch đứng. Khi xây phải vét vữa nhồi vào từng mạch đứng cho đủ không được để thiếu làm yếu khối xây. Mạch vữa thường dày $0.8 \div 1.2\text{cm}$. Vữa dày không quá 1.5cm .
- Từng lớp xây phải ngang bằng:
Khi xây phải căng dây ngang cho từng hàng xây để từng hàng xây nằm trên mặt phẳng ngang. Mỗi mét xây theo chiều cao phải kiểm tra độ ngang bằng ít nhất 2 lần. Đặt thước thủy bình song song với dây căng ngang để kiểm tra, độ lệch không được quá 20mm .
- Khối xây phải thẳng đứng:
Dùng dọi để kiểm tra độ thẳng đứng của khối xây. Độ nghiêng các mặt và các góc xây theo chiều cao không được vượt quá 10mm cho một tầng nhà và 30mm cho toàn nhà.
- Mặt khối xây phải phẳng:
Dùng thước tầm để kiểm tra mặt phẳng của khối xây. Độ gồ ghề đối với tường phải trát trên một thước tầm không quá 4mm .
Đảm bảo độ bằng phẳng trong từng lớp xây bằng dây xây. Để kiểm tra độ gồ ghề trên mặt phẳng của các lớp xây ta dùng thước gỗ có kích thước $1200 \times 30 \times 30\text{mm}$, nếu sai thì phải xử lý ngay.
- Góc xây phải vuông:
Khi xây các góc, để đảm bảo vuông góc và thẳng đứng của các góc tường ta dùng cữ góc được đặt, điều chỉnh và cố định và bên trong góc từ trước khi xây.
- Khối xây không được trùng mạch:
Khi xây mạch đứng không được liên tục theo phương đứng mà phải ngắt quãng. Khoảng cách giữa các mạch vữa đứng của hai hàng gạch trên dưới phải cách nhau ít nhất $1/4$ viên gạch trong hàng ngang và $1/2$ viên gạch trong hàng dọc thì tường xây được coi là không trùng mạch. Để xử lý việc trùng mạch đứng ta đặt các viên gạch $3/4$ ở đầu các hàng gạch.

e) Trình tự thực hiện:

- Kiểm tra lại các dấu cữ xây của trắc địa và vệ sinh sạch mặt tiếp giáp xây.
- Dùng dao xây rải một lớp vữa dưới cùng rồi đặt chiều dài viên gạch theo chiều dài của khối xây.
- Điều chỉnh cho viên gạch ở vị trí thẳng bằng và gõ nhẹ vào viên gạch. Dùng dao xây lấy chỗ mạch vữa thừa cho vào chỗ mạch thiếu sao cho vữa được đầy vào các mạch dọc và ngang trên mặt khối xây.

- Rải tiếp lớp vữa lên trên lớp gạch để xây hàng tiếp theo theo chiều dọc khối xây. Cứ như vậy xây khối theo qui luật: cứ 5 hàng dọc thì có 1 hàng xây ngang gạch và vị trí hàng dưới cùng và hàng trên cùng của khối xây phải ngang, mạch phải so le nhau và chiều rộng trung bình 1,2cm.
- Tất cả các mở chờ sẽ là mở dật. Việc bắt mở ở các góc để làm mốc cho việc xây tiếp sẽ được tiến hành như sau: Ướm thử viên gạch và tính toán cho mạch không trùng (dùng viên gạch vuông vắn để bắt mở). Xây bắt mở góc ở hai đầu tường phải dùng nivô đánh thẳng bằng của từng lớp xây và đường vuông góc thẳng đứng và dùng thước góc để ke vuông.



Hình 4-40. Quy tắc xếp gạch trong xây tường

- Khi xây căng dây hai mặt tường, sử dụng thước tầm để đảm bảo độ phẳng của hai mặt tường.
- Tường mới xây xong không được va chạm hoặc đặt vật liệu, dụng cụ lên trên. Khi xây trên cao phải trang bị dây an toàn cho công nhân, có lưới che chắn tránh rơi vật liệu xuống rất nguy hiểm.

4.19.3.4 Kỹ thuật hoàn thiện.

Hoàn thiện được tiến hành từ tầng trên xuống tầng dưới.

a. Thi công phần mái.

Thi công phần mái gồm các công việc sau:

- + Xây và trát tường mái.
- + Bê tông tạo dốc về Xê nô.
- + Cốt thép BT chống thấm (thép $\Phi 4$)
- + BT chống thấm dày 4cm.
- + Bảo dưỡng ngâm nước xi măng.
- + Lát gạch lá nem.

Các công tác hoàn thiện khác bao gồm.

- + Trát trong .
- + Điện nước + vệ sinh.

- + Lắp khung cửa.
- + Lát nền.
- + Lắp cánh cửa gỗ + Sơn.
- + Sơn tường trong.
- + Trát ngoài.
- + Sơn tường ngoài.
- + Dọn vệ sinh.

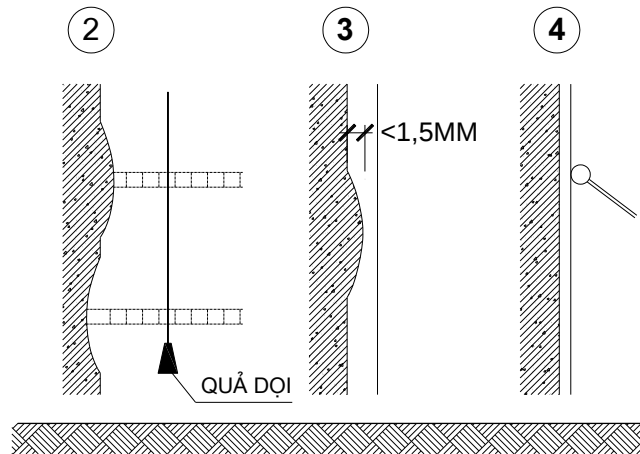
b. Công tác trát.

❖ Các yêu cầu đối với công tác trát:

Tại những chỗ giộp lại cần dựng chổi dứt dập nước vào xoa. Khi cụng tổ đó họ cần tắt yêu cầu đối với bề mặt trát là không có vết rạn chôn chim, không có vết vữa chảy, vết hằn của dụng cụ trát, vết lồi lõm, gờ nhề cục bộ cũng như những khuyết tật khác ở góc, cạnh, gờ chôn tường, gờ chôn cửa, chỗ tiếp giáp với các vị trí đặt thiết bị vệ sinh, thiết bị điện, thoát nước,... Các đường gờ cạnh của tường phải phẳng, sắc nét. Các đường vụng góc sẽ được kiểm tra bằng thước kẻ vụng, các cạnh của cửa sổ, cửa đi phải song song nhau, mặt trôn của bề cửa đảm bảo độ dốc theo thiết kế. Lớp vữa trát phải chôn sâu vào lớp vữa khuôn của ít nhất là 10 mm.

Độ sai lệch cho phép của bề mặt trát họ cần thiện đảm bảo tuân thủ bảng 3 của tiêu chuẩn TCVN 5674-1992 như sau:

- Độ không bằng phẳng kiểm tra bằng thước dài 3m: Trát đơn giản thì chỗ lồi lõm không quá 3mm, độ sâu vết lồi lõm <5mm. Trát kỹ thì chỗ lồi lõm không quá 2mm, độ sâu vết lồi lõm <3mm. Trát chất lượng cao thì chỗ lồi lõm không quá 2mm, độ sâu vết lồi lõm < 2mm.
- Độ sai lệch theo phương thẳng đứng của mặt tường và trần nhà: Trát đơn giản thì 15mm suốt chiều dài hay chiều rộng phòng. Trát kỹ thì <2mm trên 1m dài chiều cao và chiều rộng và 10mm trên toàn chiều cao và chiều rộng phòng. Trát chất lượng cao thì <1mm trên 1 m chiều cao hay chiều dài và <5mm trên suốt chiều cao hay chiều rộng phòng.
- Đường nghiêng của đường gờ mép tường cột: Trát đơn giản thì <10mm Trên suốt chiều cao kết cấu. Trát kỹ thì <2mm trên 1m chiều cao và 5mm trên toàn bộ chiều cao kết cấu. Trát chất lượng cao thì <1mm trên 1m chiều cao và 3mm trên toàn bộ chiều cao kết cấu.



Hình 4-41. Cách kiểm tra mặt phẳng của tường bằng quả dọi

❖ Chuẩn bị mặt trát:

Chất lượng của lớp trát phụ thuộc rất nhiều vào bề mặt trát, vỡ vảy mặt trát phải đáp ứng các yêu cầu sau đây:

- Mặt trát phải sạch và nháp để đảm bảo cho lớp vữa bám chắc.
- Mặt trát phải bằng phẳng để lớp vữa trát được đều.
- Mặt trát phải cứng, ổn định và bất biến hình. Để tạo điều kiện cho lớp vữa trát bám chắc vào mặt tường, khi xây phải để mạch lõm sâu từ 1 - 1,5 cm.
- Phải chờ cho tường thật khô mới được tiến hành chuẩn bị mặt trát.

Đảm bảo các yêu cầu trên bằng các biện pháp kỹ thuật sau:

- Lắp kín những lỗ rỗng và cạo sạch vữa thừa trên mặt tường.
- Dùng chổi tre hoặc bàn chải cọ sạch hết bụi rồi dùng thùng tưới hoặc vòi phun xịt nước sạch để rửa.
- Với tường quá khô (hoặc thi công trong mùa nắng nóng) thì trước khi trát lớp lót, phải tưới nước để tường không hút nước trong vữa. Như vậy mới đảm bảo cho các chất kết dính liên kết tốt. Phải tưới nước trước từ 1 - 2 giờ để bề mặt hơi khô rồi mới tiến hành trát.
- Phải kiểm tra độ thẳng đứng và độ phẳng của tường. Những chỗ lồi phải được bạt đi và những chỗ lõm phải được phụ vào (nếu lõm sâu từ 4 - 5 cm thì phải phủ ngoài bằng 1 lớp lưới thép đóng chặt vào tường; nếu lõm sâu từ 6 - 7 cm thì phải lấp bằng ngói hay gạch).

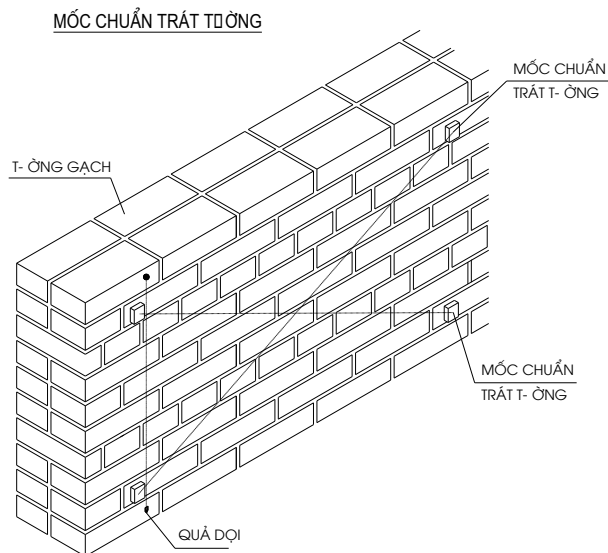
❖ Kỹ thuật trát:

- Đắp các móc bằng vữa vuông 10x10 có đỉnh móc bằng mặt phẳng trát; đóng quả dọi đắp các móc dưới, căng dây chéo các đỉnh móc ấy để đắp móc giữa.
- Vữa trát 1 lớp có chiều dày từ 10 - 15 mm: trên bề mặt được trát lên 1 lớp vữa rồi dùng thước tầm để san đều và dùng bàn xoa để xoa nhẵn.
- Vữa trát dày hơn 15 mm thì phải trát làm 2 lớp: lớp thứ nhất là lớp lót, lớp thứ 2 là lớp mặt được xoa nhẵn.
- Trát lớp lót: thường được trát bằng cách vẩy gáo để cho vữa bám chặt thành 1 lớp mỏng đều trên mặt. Lớp đáy không cần phải xoa phẳng.

– Trát lớp mặt: sau khi lớp lót đã khô (sau 1 - 2 ngày) mới tiến hành trát lớp mặt (nếu đã quá khô thì phải tưới nước trước khi trát lớp mặt). Lớp mặt thường mỏng hơn lớp lót (có chiều dày từ 5 - 8 mm và không quá 10 mm). Vì lớp mặt ở ngoài cùng nên yêu cầu phải phẳng, nhẵn và đồng nhất.

– Đà giáo và sàn công tác được lắp dựng như công tác xây hoặc có thể sử dụng phần đà giáo để lại khi xây.

– Đối với những bức trát có diện tích lớn, sử dụng máy kinh vĩ xác định độ lồi lõm lớn nhất của mặt tường, trên cơ sở đó thực hiện chia lưới ô vuông 1,8 x 1,8 m và gắn các mốc chuẩn để làm mốc cỡ trong quá trình trát.



Hình 4-42. chuẩn bị mặt phẳng trước khi trát

– c. Công tác lát nền:

❖ Nguyên tắc lát:

Cụng tổc lót chỉ được bắt đầu khi đó h n th nh cụng việc ở phần kết cấu bõn trõn v xung quanh bao gồm: Cụng tổc trõt trần hay lắp ghõp trần treo, cụng tổc trõt, õp tường. Mặt lót phải phẳng v ðược l m sạch.

Xếp hai h ñng gạch vuõng gúc vớ nhau lấy theo bức tường chuẩn từ cửa chõnh v o (ðảm bảo vuõng mạch v chẵn gạch).

Lõt từ trong ra ngo i; căn hộ lõt trước, h ñnh lang lõt sau.

❖ Yêu cầu ðối với công tác lát:

Vật liệu lõt phải ðựng chủng loại, kích thước, m u sắc v hoa văn theo thiết kế. Mặt lõt phải phẳng khụng gồ ghề, lồi lõm cục bộ. Kiểm tra bằng thước cú chiều d i 2m, khe hở giữa mặt lõt vớ thước khụng quỏ 3mm. ðộ dốc v phương dốc của mức lõt phải ðựng theo thiết kế. Kiểm tra ðộ dốc ðược thực hiện bằng nivũ, ðổ nước thử hoặc cho lãn vờn bi thõp ðường kớnh 10 mm, nếu cú chỗ lõm tạo vũng ðộng nước phải bức lờn lõt lại.

Giữa vờn gạch lõt v s n phải lút ðầy vữa. Việc kiểm tra ðộ chắc ðặc của lớp vữa lờn kết bằng gõ nhẹ lờn mặt lõt, nếu cú chỗ n o bõp thờ bức lờn lõt lại.

Chiều d y của lớp vữa xi măng lút khụng ðược quỏ 15mm. Mạch giữa cỏc vờn gạch khụng quỏ 1,5mm v ðược chõn bằng xi măng nguyờn chất trộn vớ nước ðạng hồ nõo. Khi chưa chõn mạch, khụng ðược ði lại hay va chạm mạnh lờn mạch lõt l m bong gạch. Mạch chõn xong, lau ngay cho ðường mạch sắc gọn, ðồng thờ lau sạch mặt gạch khụng ðể xi măng bõm ðõnh.

Phần tiếp giỏp giữa cỏc mạch lõt, cũng như giữa cỏc mạch lõt v chõn tường phải ðược chõn ðầy VXM.

Khi lõt cầu thang ðựng ðổ Granit l thứ ðổ quý nõn cỏc vờn lẻ phải gia cụng tại chỗ. Việc cắt v gia cụng m i cỏc cạnh phải ðảm bảo ðường cắt gọn v mạch ghõp bằng, ðều. Trước khi lõt phải cọ rửa sạch bề mặt kết cấu.

Để đảm bảo độ dính tốt giữa lớp vữa lót và nền, nếu mặt nền khu phải tưới nước và băm nhòe bề mặt. Luôn đảm bảo độ phẳng và l m đồng thiết kế quy định.

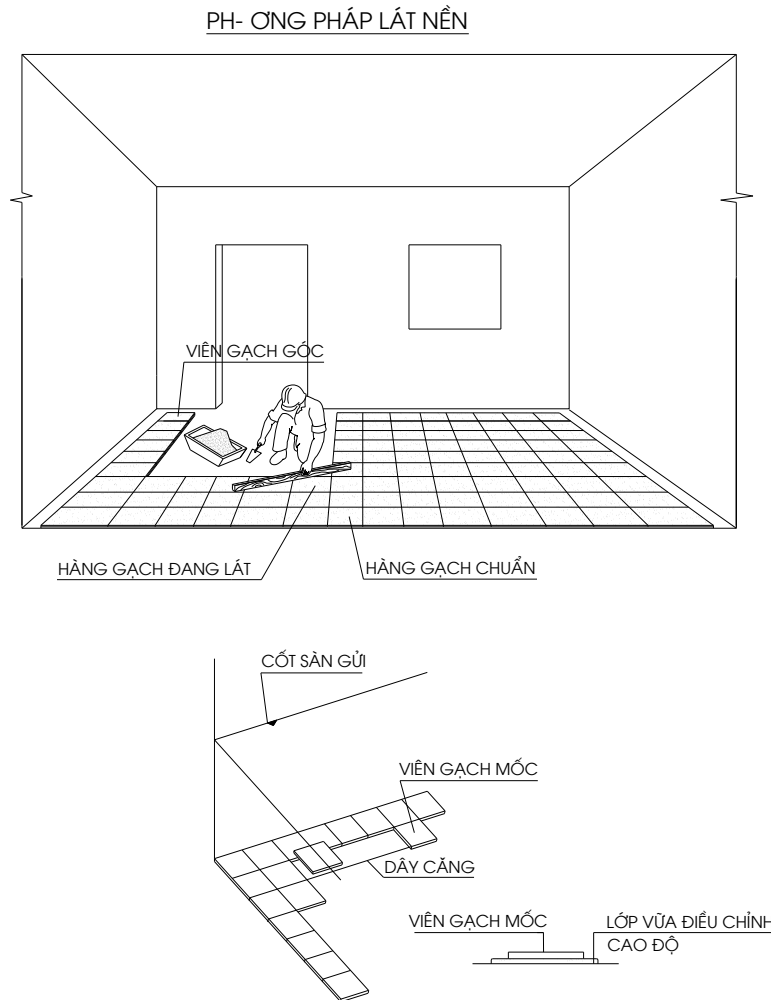
❖ Kỹ thuật lát nền:

– Chuẩn bị lát:

- + Xác định cốt mặt lát, vạch các cốt trung gian cao hơn cốt hoàn thiện 20÷30cm vào 4 góc phòng, sau đó phát triển ra xung quanh tường.
- + Kiểm tra cốt mặt nền dựa trên các cốt trung gian. Nếu nền cao thì phải bạt đi, nếu nền thấp phải láng vữa xi măng mác 50 cho đạt cao độ thiết kế. Làm vệ sinh mặt nền.
- + Đánh độ dốc bằng cách dùng ống nivô đánh xuôi từ 4 góc phòng và lát hàng gạch mộc phía trong (Độ dốc thường hướng ra phía ngoài cửa).
- + Chuẩn bị gạch lát, vữa, và các dụng cụ dùng cho công tác lát.

– Quá trình lát:

- + Căng dây dài theo 2 phương làm mốc để lát cho phẳng.
- + Trải một lớp vữa xi-cát dẻo xuống phía dưới.
- + Lát từ trong ra ngoài cửa.
- + Phải sắp xếp các viên gạch ăn khớp về kiểu hoa và màu sắc hoa.
- + Sau khi lát xong ta dùng vữa xi măng trắng trau mạch. Chú ý gạt vữa xi măng lấp đầy các khe, cuối cùng rắc xi măng khô để hút nước và lau sạch bề mặt lớp lát.



Hình 4-43. Kỹ thuật lát nền

d.Công tác ốp:

Trước khi tiến hành ốp phải kiểm tra độ phẳng của mặt ốp. Nếu mặt ốp có độ lồi lõm $>15\text{mm}$ phải trổ phẳng bằng VXM. Trường hợp sử dụng matốt lợp vật gắn (cốc tấm thủy tinh, nhựa tổng hợp) phải dựng thước 1m kiểm tra, lỳc đủ khe hở giữa thước và bề mặt ốp không quá 3 mm.

Trong trường hợp dựng vữa để ốp thờ vữa dựng cho cùng tốc ốp không sử dụng xi măng mốt thấp hơn 30N/mm^2 . Để đảm bảo chất lượng vữa ốp về cường độ và thời gian thao tác, VXM phải có tỷ lệ nước/xi măng thấp và sử dụng thềm phụ gia hoả dẻo. Vữa xi măng cốt dựng trong cùng tốc ốp phải đạt độ sụt từ 5-6 cm.

Đối với VXM dựng để lót đồ thờ nhữn cần cú độ sụt từ 6 đến 8cm. Vữa dựng để chốn mạch và khoảng trống giữa kết cấu và tấm ốp cần cú độ sụt từ 8 đến 10 cm. Trong suốt thời gian ốp vữa cần được bảo quản độ dính kết. Vữa xi măng đó nhữn trộn xong cần sử dụng ngay trong vũng 1 giờ. Nhữn mạch đúng của mặt ốp nờn chót no vữa ngay trong quỏ trỡnh xõy dựng.

Để trỡnh hiện tượng nước mưa lỏm ỏ mặt , đũi hỏi cốc cạnh gờ của chi tiết mỏi , đường viền sờnụ ...phải cú độ dốc hướng ra ngo ỏi cùng trỡnh.

Độ phẳng của mặt ốp ho ỏn thiện khụng được sai số vượt quỏ trị số quy địn. Khi ốp xong từng phần hay to ỏn bộ bề mặt kết cấu phải lỏm sạch cốc

vết bẩn ố, vữa tròn bề mặt ốp. Việc làm sạch bề mặt ốp tiến hành sau khi vữa gắn mạch ốp đổ đúng rãnh, tránh long mạch trong quá trình vệ sinh.

Cộng tốc ốp mặt trong của cộng trỡnh được phộp tiến hành sau khi tải trọng cộng trỡnh truyền tải lờn tường đạt 65% tải trọng thiết kế.

Trước khi ốp mặt trong cộng trỡnh phải hoàn thiện cộng tốc lợp mỗi v cộng việc chống thấm cho cốt kết cấu bao che phía trỡnh diện tích ốp, cộng tốc lắp cốt khuôn của sổ, cửa ra vào, cũng như cốt cộng việc khỏ ở chỗ khuất, sau khi đổ ốp mặt tường.

Sau khi ốp xong, mặt ốp phải đạt các yêu cầu:

- Tổng thể mặt ốp phải đảm bảo đúng hình dáng và kích thước hình học.
- Vật liệu ốp phải đúng quy cách thiết kế, màu sắc.
- Các mạch vữa ngang và dọc phải sắc nét, thẳng, đều và đầy vữa. Khi gõ vào mặt ốp không có tiếng bộp.
- Trên mặt ốp không có vết nứt sứt, vết ố của sơn hay vôi, vữa, vết nứt ở các góc cạnh tấm ốp không lớn hơn 1 mm.
- Kiểm tra bằng thước 2m đặt áp vào mặt ốp, khe hở giữa thước và mặt ốp không quá 2mm.

e. Công tác sơn tường.

Cộng tốc sơn làm sự phủ lờn mặt kết cấu, lờn chi tiết xây dựng lớp mỏng để che phủ kết cấu hoặc chi tiết.

Lớp mỏng sơn này bảo vệ kết cấu bên trong chống lại các tác động tiêu cực của môi trường đồng thời có màu sắc tạo vẻ mỹ quan cũng như lờn hiệu để phân biệt vật được che phủ.

❖ Lớp sơn cần đảm bảo yêu cầu:

- Bám chắc vào mặt kết cấu, mặt chi tiết được bảo vệ.
- Bề mặt phải tạo được vẻ mỹ quan.
- Màu sắc theo đúng chỉ dẫn và yêu cầu của thiết kế, không biến màu theo thời gian.
- Không bị bong, phồng rộp, gợn hay biến đổi hình dạng trong quá trình sử dụng công trình.
- Chịu được mọi tác động của thời tiết và các điều kiện phơi lộ của môi trường.

❖ Chuẩn bị bề mặt sơn:

Mặt nền sẽ phủ lớp sơn cần phải sạch, không có vết bẩn, không có vết dầu, mỡ, không bị gồ ghề hay bị những vật không mong muốn như cục vữa bõm. Những chỗ lờm do khuyết tật phải bị đắp vữa xoa, trột cho phẳng với mặt chung.

Bề mặt phải khô mới được tiến hành sơn, nếu sơn trên nền ẩm sẽ tạo thành các vết ố, loang lổ rất khó khắc phục.

❖ Chuẩn bị vật liệu :

Loại sơn, màu sắc sơn sử dụng phải phù hợp với yêu cầu thiết kế chỉ định.

Dung môi để hòa tan sơn hoặc pha loãng sơn khi cần thiết phải được chuẩn bị trước khi tiến hành sơn. Dung môi tan sơn thường là axeton, diluăng, benzen, xăng cùng nghiệp rất dễ bay hơi và dễ cháy nên hết sức lưu ý về an toàn lao động và phòng cháy. Mọi dung môi tan sơn có thể là mối nguy hiểm bị nhiễm độc nên cần bảo quản kín và khu vực thi công cần thông thoáng.

❖ Chuẩn bị dụng cụ sơn:

Dụng cụ cho công tác sơn gồm có: Ru – lô, khay đựng sơn có lưới, chổi sơn.

❖ Kỹ thuật lăn sơn:

- Lăn sơn theo trình tự từ trần đến các ốp tường, má cửa rồi đến các đường chỉ và kết thúc vết sơn ở trần tường.
- Tường sơn 3 lớp (2 lớp lót và 1 lớp phủ), khi nước sơn trước khô mới được sơn nước sau và sơn cùng chiều với lớp trước để bề mặt sơn đều màu và không để lại vết ru-lô.

❖ Kiểm tra quá trình thi công sơn :

Quy trình sơn phải tuân theo số lớp sơn qui định của chỉ dẫn của thiết kế.

- Thông thường phải sơn làm ba lớp. Lớp đầu là lớp để lót và hai lớp sau ngoài nhiệm vụ bảo vệ công trình còn tạo màu cho công trình hoặc kết cấu.
- Thời gian giãn cách giữa lúc sơn các lớp phải đảm bảo cho lớp dưới đủ khô mới sơn tiếp lớp trên. Nếu yêu cầu cao, sau mỗi lớp sơn lại lấy giấy nhám đánh cho mặt lớp sơn nhẵn mới sơn tiếp lớp sau.
- Vết chổi sơn lớp trước phải được vạch thẳng, vết chổi sau phải đè lên một phần của vết chổi trước cho kín mặt sơn. Đến lớp sau, vết chổi lại quét vuông góc với lớp đã sơn để các lớp sơn phủ kín khắp mặt tường cần phủ.
- Bề mặt lớp sơn, vôi và véc ni phải đồng màu, không có vết ố, vết loang lổ, vết chổi sơn.
- Bề mặt phải phẳng, nhẵn, không bị nứt hay cộm hoặc vết cháy sơn. Mặt lớp sơn phải bóng.
- Bề mặt lớp sơn không được có bọt bong bóng khí. Không được có hạt bột sơn vón cục. Không được có vết rạn nứt bề mặt lớp sơn.
- Nếu mặt sơn có hoa văn, hoa văn phải theo đúng thiết kế về hình dạng, kích thước, độ đồng đều và nhất là màu sắc.

f. Công tác lắp dựng khuôn cửa.

- Dựng khuôn cửa phải thẳng, góc phải đảm bảo 90^0 , phải cố định khung cửa sau khi dựng lắp.
- Trong lúc lắp khung cửa không được làm sứt sẹo khung cửa.

Chương 11 Lập dự toán

4.20 CƠ SỞ LẬP DỰ TOÁN :

- Dự toán được lập căn cứ vào bản vẽ thiết kế công trình KTX ĐẠI HỌC NGOẠI THƯƠNG TP HỒ CHÍ MINH được lập tháng 01 năm 2009
- Căn cứ Định mức dự toán Xây dựng công trình số 24/2005/QĐ-BXD ngày 29/07/2005 của Bộ trưởng Bộ Xây Dựng.
- Căn cứ Định mức dự toán Lắp đặt công trình số 33/2005/QĐ-BXD ngày 04/10/2005 của Bộ trưởng Bộ Xây Dựng.
- Căn cứ Định mức dự toán Khảo sát công trình số 28/2005/QĐ- BXD ngày 10/08/2005 của Bộ trưởng Bộ Xây Dựng.
- Căn cứ thông tư số 05/2007/TT-BXD ngày 25/07/2007 của Bộ Xây Dựng hướng dẫn việc lập và quản lý chi phí đầu tư xây dựng công trình.
- Căn cứ quyết định số 1751/2007/QĐ-BXD ngày 14/08/2007 của bộ trưởng Bộ Xây Dựng về định mức chi phí quản lý dự án và tư vấn đầu tư xây dựng công trình.

4.21 BẢNG TỔNG HỢP KINH PHÍ

CÔNG TRÌNH:KTX ĐẠI HỌC NGOẠI THƯƠNG TP HỒ CHÍ MINH					
HẠNG MỤC:PHẦN NGẦM					
TT	TÊN CHI PHÍ	KÝ HIỆU	HỆ SỐ	CÁCH TÍNH	THÀNH TIỀN
I	Chi phí trực tiếp				
1	Chi phí vật liệu	VL	1	$(VL\Delta G + BGVL) * HS$	2,417,734,626
2	Chi phí nhân công	NC	1	$NCDG * HS$	168,233,165.3
3	Chi phí máy thi công	M	1	$MDG * HS$	665,703,455.5
4	Trực tiếp phí khác	TT	1.50%	$(VL + NC + M) * HS$	48,775,069
	<i>Cộng chi phí trực tiếp</i>	<i>T</i>		$VL + NC + M + TT$	3,300,446,316
II	Chi phí chung	C	6%	$T * HS$	198,026,779
	<i>Giá thành dự toán xây dựng</i>	<i>Z</i>		$T + C$	3,498,473,094
III	Thu nhập chịu thuế tính trước	TL	5.5%	$(T + C) * HS$	192,416,020
	<i>Giá trị dự toán trước thuế</i>	<i>G</i>		$T + C + TL$	3,690,889,115
IV	Thuế giá trị gia tăng đầu ra	VAT	10%	$G * HS$	369,088,911
	<i>Giá trị dự toán xây lắp sau thuế</i>	<i>Gxd</i>		$G + VAT$	4,059,978,026
	Chi phí xây dựng lán trại tạm	Gxdlt	1%	$Gxd * HS$	40,599,780
	TỔNG GIÁ TRỊ DỰ TOÁN	TDT		$Gxd + Gxdlt$	4,100,577,806
	LÀM TRÒN				4,100,580,000
	Số tiền bằng chữ: Bốn tỷ một trăm triệu năm trăm tám mươi nghìn đồng chẵn.				

4.22 BẢNG DỰ TOÁN CHI TIẾT

ST T	Mã số	Tên công tác	Đơn vị	Khối lượng	Định mức	Tổng K.L	Đơn giá	Thành tiền
I	II	III	IV	V	VI	VI	VIII	IX
1	AC.2 6222	Ép trước cọc bê tông cốt thép, chiều dài đoạn cọc >4 m, kích thước cọc 35x35 (cm), đất cấp II	100 m	80.34				2891566191
		a.) Vật liệu						2135579064
	A24.0 206	Cọc bê tông L>4m 35cmx35cm	m		101	8,114.34	263,1 85.80	2135579064
	Z999	Vật liệu khác	%		1	80.34	0	0
		b.) Nhân công						126494676.8
	N24.0 009	Nhân công 3,7/7	công		30.1	2,418.23	52,30 8.70	126494676.8
		c.) Máy thi công						629492449.6
	M24. 0125	Máy ép cọc tróc >150T	ca		5.97	480	240,4 56	115329863.2
	M24. 0037	Cần trục bánh xích 10T	ca		5.97	480	1,033, 772	495827857.6
	M999	Máy khác	%		3	241.02	76,07 1.40	18334728.83
2	AB.2 5111	Đào móng công trình, chiều rộng móng <=6 m, bằng máy đào <=0,8 m ³ , đất cấp I	100 m ³	10,04				5914786.886
		b.) Nhân công						2233213.013
	N24.0 005	Nhân công 3,0/7	công		4.75	47.69	46,82 7.70	2233213.013
		c.) Máy thi công						3681573.873
	M24. 0072	Máy đào 0,8m ³	ca		0.316	3	1,160, 428	3681573.873
3	AB.1 1211	Đào xúc đất để đắp hoặc ra bãi thải, bãi tập kết, đất cấp I	m ³	7.76				163522.3284
		b.) Nhân công						163522.3284
	N24.0 005	Nhân công 3,0/7	công		0	3	46,82 7.70	163522.3284
I	II	III	IV	V	VI	VI	VIII	IX
4	AB.4 1241	Vận chuyển đất bằng ô tô tự đổ, phạm vi <=500m, ô tô 12T, đất cấp I	100 m ³	101,17 6				4663344.54

KỶ TÚC XÁ ĐẠI HỌC NGOẠI THƯƠNG THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH

		c.) Máy thi công						4663344.54
	M24.0013	Ô tô tự đổ 12tấn	ca		0.478	5	964,258	4663344.54
5	AF.11122	Bê tông sản xuất bằng máy trộn - đổ bằng thủ công, bê tông lót móng, đá 4x6, chiều rộng >250 cm, mác 150	m3	72.1				26933746.4
		a.) Vật liệu						21937475.03
	A24.0797	Xi măng PC30	kg		257.5	18,566	673	12494749.75
	A24.0180	Cát vàng	m3		0.514	37	65,000	2408718
	A24.0010	Đá 4x6	m3		0.9219	66	105,000	6978867
	A24.0524	Nước	lít		169.95	12,253.40	4.5	55140.2775
		b.) Nhân công						3984007.061
	N24.0005	Nhân công 3,0/7	công		1.18	85	46,827.70	3984007.061
		c.) Máy thi công						1012264.317
	M24.0191	Máy trộn bê tông 250l	ca		0.095	7	91,325	625530.5875
	M24.0018	Đầm bàn 1Kw	ca		0.089	6	60,268	386733.7292
6	AF.61120	Công tác sản xuất lắp dựng cốt thép bê tông tại chỗ, cốt thép móng, đường kính ≤18 mm	tấn	4.64				41082706.43
		a.) Vật liệu						38416072.27
	A24.0739	Thép tròn D≤18mm	kg		1,020	4,733	7,925	37507440
	A24.0293	Dây thép	kg		14.28	66	10,000	662592
	A24.0543	Que hàn	kg		4.64	22	11,428	246040.2688
I	II	III	IV	V	VI	VI	VIII	IX
		b.) Nhân công						1963620.708
	N24.0008	Nhân công 3,5/7	công		8.34	39	50,742.70	1963620.708
		c.) Máy thi công						703013.4528
	M24.0129	Máy hàn 23 KW	ca		1.12	5	115,847	602033.6896

KỶ TÚC XÁ ĐẠI HỌC NGOẠI THƯƠNG THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH

	M24.0117	Máy cắt uốn cắt thép 5KW	ca		0.32	1	68,009	100979.7632
7	AF.61130	Công tác sản xuất lắp dựng cốt thép bê tông tại chỗ, cốt thép móng, đường kính >18 mm	tấn	8.43				72186862.82
		a.) Vật liệu						68138580.61
	A24.0742	Thép tròn D>18mm	kg		1,020	8,599	7,725	66424185
	A24.0293	Dây thép	kg		14.28	120	10,000	1203804
	A24.0543	Que hàn	kg		5.3	45	11,428	510591.612
		b.) Nhân công						2716282.102
	N24.0008	Nhân công 3,5/7	công		6.35	54	50,742.70	2716282.102
		c.) Máy thi công						1332000.106
	M24.0129	Máy hàn 23 KW	ca		1.27	11	115,847	1240269.567
	M24.0117	Máy cắt uốn cắt thép 5KW	ca		0	1	68,009	91730.5392
8	AF.82111	Ván khuôn cho bê tông đổ tại chỗ, ván khuôn kim loại, ván khuôn tường, cột vuông, cột chữ nhật, xà dầm, giằng, cao <=16 m	100 m2	7				27927010.54
		a.) Vật liệu						11561580.29
	A24.0726	Thép tấm	kg		51.81	368	8,180	3006478.018
	A24.0712	Thép hình	kg		48.84	346	7,575	2624517.825
I	II	III	IV	V	VI	VI	VIII	IX
	A24.0406	Gỗ chống	m3		0.496	4	1,400,000	4926040
	A24.0543	Que hàn	kg		5.6	40	11,428	453993.2992
	Z999	Vật liệu khác	%		5	35.47	15,521.60	550551.152
		b.) Nhân công						14842752.09
	N24.0010	Nhân công 4,0/7	công		38.28	272	54,657.70	14842752.09
		c.) Máy thi công						1522678.151

KỶ TÚC XÁ ĐẠI HỌC NGOẠI THƯƠNG THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH

	M24.0129	Máy hàn 23 KW	ca		1.5	11	115,847	1232727.927
	M24.0259	Vận thăng 0,8T	ca		0.25	2	146,656	260094.416
	M999	Máy khác	%		2	14	2,104.30	29855.8084
9	AF.31125	Bê tông sản xuất qua dây chuyền trạm trộn tại hiện trường hoặc thương phẩm, đổ bằng bơm bê tông, bê tông móng, chiều rộng móng >250 cm, M300	m3	277.4				179533694.2
		a.) Vật liệu						142101853
	A24.0421	Gỗ ván cầu công tác	m3		0.015	4	1,400,000	5825400
	A24.0054	Đinh	kg		0.122	34	9,000	304585.2
	A24.0056	Đinh đĩa	cái		0.603	167	1,000	167272.2
	A24.0797	Xi măng PC30	kg		487.2	135,149	673	90955465.44
	A24.0180	Cát vàng	m3		0.4547	126	65,000	8199054.5
	A24.0008	Đá 1x2	m3		0.8171	227	114,300	25906849.38
	A24.0524	Nước	lít		192.85	53,496.59	4.5	240734.655
	A24.05362	Phụ gia siêu dẻo	kg		48.72	13,514.93	673	9095546.544
	Z999	Vật liệu khác	%		1	277.4	5,071.90	1406945.06
I	II	III	IV	V	VI	VI	VIII	IX
		b.) Nhân công						15717904.82
	N24.0005	Nhân công 3,0/7	công		1.21	336	46,827.70	15717904.82
		c.) Máy thi công						21713936.41
	M24.0092	Xe bơm BT, tự hành 50m3/h	ca		0.033	9	1,994,830	18261072.79
	M24.0020	Đầm dùi 1,5 KW	ca		0.089	25	62,997	1555307.734
	M999	Máy khác	%		1	277.4	714.4	198174.56
10	AB.21121	Đào san đất bằng máy đào <=0,8 m3, đất cấp I	100 m3	5				1699381.33
		b.) Nhân công						117186.3193

N24.0 005	Nhân công 3,0/7	công		0.5	3	46,82 7.70	117186.3193
	c.) Máy thi công						1582195.011
M24. 0072	Máy đào 0,8m3	ca		0.25	1	1,160, 428	1452043.556
M24. 0170	Máy ủi 108CV	ca		0.03	0.1502	866,5 21	130151.4542
Chi phí vật liệu							2417734626
Chi phí nhân công							168233165.3
Chi phí máy thi công							665703455.5
Tổng chi phí							3251671246