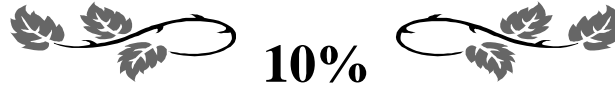


PHẦN A – KIẾN TRÚC



GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN : TH.S : TRẦN DŨNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN : VŨ VĂN CÔNG

LỚP : XD1301D

MSSV : 1351040029

THUYẾT MINH PHẦN KIẾN TRÚC

NHIỆM VỤ:

Chọn đề tài, chung cư cao cấp HOÀNG CƯỜNG PLAZA

Giới thiệu chung về công trình

Các giải pháp thiết kế kiến trúc

+ Giải pháp mặt bằng

+ Giải pháp mặt đứng

+ Giải pháp mặt cắt

Các giải pháp kỹ thuật tương ứng khác (điện, nước, thông gió...)

CÁC BẢN VẼ KÈM THEO:

1. KT.01 – Mặt đứng công trình
2. KT.02 – Mặt bằng tầng điển hình
3. KT.03 – Mặt đứng trục 1-9.
4. KT.04 – Mặt đứng trục A-J

PHẦN I: GIỚI THIỆU CHUNG VỀ CÔNG TRÌNH

1.1. Tìm hiểu giới thiệu công trình:

1.1.1. Giới thiệu công trình, nhiệm vụ, chức năng của công trình:

Công trình chung cư cao cấp **HOÀNG CUỜNG PLAZA** ngay trung tâm thị xã Điện Biên tỉnh Điện Biên. Công trình có chủ đầu tư là công ty xây dựng Phục Hưng.

Chung cư cao cấp **HOÀNG CUỜNG PLAZA** ra đời nhằm đáp ứng nhu cầu về văn phòng cho thuê, cung cấp các căn hộ phục vụ cho thuê ngắn hạn, dài hạn và phục vụ cho nhu cầu ở. Không những thế sự ra đời của chung cư cao cấp **HOÀNG CUỜNG PLAZA** còn góp phần tích cực tạo nên bộ mặt cảnh quan đô thị mới của thị xã Điện Biên.

1.1.2. Quy mô công suất và cấp công trình:

a. Quy mô công suất.

Công trình dạng hình chữ nhật khoét lõm, chiều dài 43,2m; chiều rộng 26,9m chiếm diện tích xây dựng là 716,4m² gồm có: 1 siêu thị, 1 tầng dùng làm văn phòng cho thuê và 8 tầng bố trí các căn hộ cho thuê gồm có:

+ 64 phòng ngủ loại 1 diện tích 40 m²/phòng.

+32 căn hộ (1 phòng ngủ loại 2, 1 phòng khách) có diện tích 48 m²/căn hộ.

b. Cấp công trình.

Căn cứ theo nghị định 209/2004/NĐ-CP, công trình là nhà chung cư có chiều cao 10 tầng. Vậy công trình là công trình cấp II.

1.2. Điều kiện tự nhiên và kinh tế xã hội:

Công trình tọa lạc tại trung tâm thị xã Điện Biên. Công trình nằm ở vị trí thoáng, đẹp sẽ tạo nên sự hài hoà, hợp lý và hiện đại cho tổng thể quy hoạch khu dân cư.

Khu đất xây dựng bằng phẳng hiện trạng không có công trình cũ, công trình ngầm nên rất thuận lợi cho việc thi công và bố trí tổng mặt bằng.

Công trình nằm trên trục đường giao thông chính nên thuận lợi cho việc vận chuyển và cung ứng vật tư.

1.3. Các giải pháp thiết kế kiến trúc:

1.3.1. Giải pháp mặt bằng và phân khu chức năng:

Mặt bằng công trình là hình chữ nhật có khoét lõm bố trí đối xứng theo cả 2 phương rất thích hợp với kết cấu nhà cao tầng, thuận tiện cho việc xử lý kết cấu. Chiều dài 43,2m; chiều rộng 26,9m chiếm diện tích đất xây dựng 716,4 m². Xung quanh công trình có vườn hoa tạo cảnh quan.

Công trình gồm 10 tầng, cốt ± 0.00m đặt tại mặt sàn tầng trệt. Tầng hầm cao ở cốt - 3,20m. Nền đất tự nhiên cốt - 0,80m. Mỗi tầng điển hình cao 3,2m. Riêng tầng 2 và tầng 3 cao 3,9m. Chiều cao công trình là tính từ cốt ± 0,00m và kể cả tầng hầm.

Chức năng của các tầng như sau:

- *Tầng hầm:* Thang máy bố trí ở giữa, chỗ đậu xe ở xung quanh. Các hệ thống kỹ thuật bể chứa nước sinh hoạt, trạm bơm, trạm xử lý nước thải được bố trí hợp lý giảm tối thiểu chiều dài ống dẫn. Ngoài ra tầng hầm còn bố trí thêm các bộ phận kỹ thuật về điện như trạm cao thế, hạ thế, phòng quạt gió.

- *Tầng 1:* Gồm sảnh khách sạn, sảnh khu văn phòng, cà phê, các văn phòng quản trị cao ốc, phòng kỹ thuật phục vụ công tác quản lý...

- *Tầng 2:* Dùng làm siêu thị nhằm phục vụ nhu cầu mua bán, các dịch vụ vui chơi giải trí...cho các hộ gia đình cũng như nhu cầu của khu vực.

- *Tầng 3:* Gồm các văn phòng cho thuê, phòng họp...phục vụ cho nhu cầu làm việc của dân cư trong khu dân cư cũng như nhu cầu của khu vực.

- Tầng 4 đến tầng 10: Bố trí các căn hộ phục vụ nhu cầu cho thuê ngắn, dài hạn và nhu cầu nhà ở.

- Trên cùng có hồ nước rộng lớn cung cấp nước cho toàn chung cư và hệ thống thu lôi chống sét cho nhà cao tầng.

1.3.2. Giải pháp mặt cắt cấu tạo:

Công trình có hệ kết cấu chính là khung-vách được bố trí gồm các lõi, vách và cột tạo lên hệ khung vách không gian. Trong đó chiều cao cột là 3,9m và 3,2m.

1.3.3. Giải pháp quy hoạch, hình khối, mặt đứng:

a. Giải pháp quy hoạch hệ thống giao thông.

- Giao thông ngang thông thoáng, rộng rãi gồm các sảnh ngang và dọc, lấy hệ thống thang máy, thang bộ làm trung tâm. Các căn hộ bố trí xung quanh lõi phân cách bởi hành lang nên khoảng đi lại là ngắn nhất, rất tiện lợi, hợp lý và đảm bảo thông thoáng.

- Giao thông đứng bao gồm thang bộ và thang máy. Thang bộ gồm 2 thang: 1 thang đi lại chính và 1 thang thoát hiểm. Thang máy có 2 thang đi lại chính. Hệ thống giao thông đứng được bố trí đối xứng theo cả 2 phương thoả mãn nhu cầu kết cấu và mỹ quan công trình.

b. Giải pháp hình khối.

Hình dáng cao, vươn thẳng khối tầng kiến trúc cũ ở dưới thấp với kiểu dáng hiện đại, mạnh mẽ nhưng cũng không kém phần mềm mại thể hiện quy mô và tầm vóc của công trình tương xứng với chiến lược phát triển của đất nước.

c. Giải pháp mặt đứng.

Sử dụng, khai thác triệt để nét hiện đại với các cửa kính lớn, tường ngoài được hoàn thiện bởi lớp đá Granit đen ở các mặt bên, mặt đứng hình thành sự xen kẽ các lam và đá Granit đen tạo nên sự hoành tráng của chung cư cao cấp.

1.3.4. Các giải pháp kĩ thuật khác:

a. Giải pháp thông gió, chiếu sáng.

Khu vực xung quanh công trình chủ yếu là khu dân cư thấp tầng vì vậy phải tận dụng tối đa việc chiếu sáng tự nhiên và thông thoáng tốt. Đây là tiêu chí hàng đầu khi thiết kế chiếu sáng và thông gió cho công trình.

-Chiếu sáng.

Toàn bộ toà nhà được chiếu sáng bằng ánh sáng tự nhiên thông qua các cửa sổ, ban công ở các mặt của công trình (có kết cấu khoét lõm đảm bảo hấp thụ ánh sáng tốt) và bằng điện. Tại các lối đi lên xuống cầu thang hành lang và nhất là tầng hầm đều có lắp đặt thêm đèn chiếu sáng.

-Thông gió.

Hệ thống thông gió tự nhiên bao gồm các cửa sổ, ban công. Ngoài ra còn sử dụng hệ thống thông gió nhân tạo bằng máy điều hoà, quạt ở các tầng theo các Gain lạnh và về khu xử lý trung tâm.

b. Giải pháp cung cấp điện, nước, thông tin.

- Hệ thống điện.

Sử dụng trực tiếp từ hệ thống điện thị xã, có bổ sung hệ thống điện dự phòng đảm bảo cho tất cả trang thiết bị trong toà nhà có thể hoạt động được trong tình huống mạng điện lưới bị cắt đột xuất. Điện năng phải đảm bảo cho hệ thống thang máy, hệ thống lạnh hoạt động liên tục.

Máy điện dự phòng 250 KVA được đặt ở tầng ngầm để giảm bớt tiếng ồn và rung động để không ảnh hưởng tới sinh hoạt.

Hệ thống điện chính đi trong các hộp kỹ thuật đặt ngầm trong tường và đảm bảo an toàn không đi qua các khu vực ẩm ướt, tạo điều kiện dễ dàng khi sửa chữa. Ở mỗi tầng đều có lắp đặt hệ thống an toàn điện: Hệ thống ngắt tự động từ 1A đến 80A được bố trí theo tầng, khu vực.

-Hệ thống nước.

** Cấp nước:*

Chung cư sử dụng nước từ 2 nguồn: nước nguồn và nước máy. Tất cả được chứa trong bể nước ngầm đặt ở tầng hầm. Sau đó máy bơm sẽ đưa nước lên bể chứa đặt ở tầng hầm. Sau đó máy bơm sẽ đưa nước lên bể chứa đặt trên mái từ đó phân phối xuống các tầng theo các đường ống dẫn nước chính.

Các đường ống đứng qua các tầng đều được bọc trong hộp ghen. Hệ thống cấp nước đo ngầm trong các trường hợp kỹ thuật. Các đường ống cứu hoả chính được bố trí ở mỗi tầng.

** Thoát nước.*

Nước mưa từ mái sẽ được thoát theo các lỗ chảy và chảy vào các ống thoát nước mưa ($\varnothing = 140\text{mm}$) đi xuống dưới. Hệ thống thoát nước thải bố trí đường ống riêng tập trung về khu xử lý, bể tự hoại đặt ở tầng hầm sau đó đưa ra ống thoát chung của khu vực.

-Hệ thống thông tin.

Hệ thống cáp điện thoại với 150 line cung cấp đến các căn hộ và các phòng chức năng của chung cư.

Hệ thống cáp tivi bao gồm ăngten, bộ phận kênh, khuếch đại và các đồng trục dẫn đến các căn hộ của các đơn nguyên.

Hệ thống loa được khuếch đại (100W) và đưa đến các tầng, đơn nguyên trong nhà.

c. Giải pháp phòng cháy, chữa cháy.

-Hệ thống báo cháy.

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

-Hệ thống cứu hoả.

Nước được lấy từ bể nước xuống, sử dụng máy bơm xăng lưu động. Các đầu phun nước được lắp đặt ở các tầng theo khoảng cách 3 m một cái. Hệ thống đường ống cung cấp nước chữa cháy là các ống sắt tráng kẽm, bên cạnh đó cần bố trí các phương tiện chữa cháy khác như bình cứu hoả khô tại các tầng.

Thang bộ gồm 2 thang đảm bảo thoát người khi có sự cố cháy nổ. Cửa lồng thang bộ thoát hiểm dùng loại tự sập nhằm ngăn khói xông vào. Lồng thang với kết cấu BTCT dày 300 mm có thời gian chịu lửa thoả mãn yêu cầu chống cháy

(150'). Trong lồng thang bố trí điện chiếu sáng tự động, hệ thống thông gió động lực cũng được thiết kế để hút gió ra khỏi buồng thang máy chống ngạt.

d.. Giải pháp sử dụng vật liệu.

Vật liệu xây dựng cần có cường độ cao, trọng lượng nhỏ và khả năng chống cháy tốt.

Nhà cao tầng thường có tải trọng lớn. Nếu sử dụng các vật liệu cường độ cao sẽ tạo điều kiện giảm tải công trình kể cả tải trọng đứng và ngang (lực quán tính).

Vật liệu có tính biến dạng cao: Khả năng biến dạng dẻo cao có thể bổ sung cho tính năng chịu lực thấp.

Vật liệu có tính liên khối cao: Có tác dụng trong trường hợp tải trọng có tính chất lặp lại không bị tách rời các bộ phận công trình

Vật liệu có giá thành hợp lý.

Bởi vì các điều kiện trên nên ta sử dụng vật liệu BTCT hoặc thép trong thiết kế, xây dựng kết cấu nhà cao tầng.

1.4. Sơ lược các giải pháp kết cấu:

1.4.1. Phần thân nhà:

Trong điều kiện hiện nay động đất thường xảy ra mà ta chưa có thiết bị dự báo chính xác. Điển hình là trận động đất mạnh năm 2003 tại Điện Biên - Lai Châu gây chấn động mạnh, để lại nhiều vết nứt bề mặt. Vì vậy áp dụng với **chung cư cao cấp HOÀNG CƯỜNG PLAZA** là công trình cao tầng nằm trực tiếp trong khu có động đất xảy ra nên khi thiết kế ta phải tính toán công trình chịu tác động của dải động đất cấp 8. Hệ kết cấu của công trình này ta chọn các cấu kiện chịu lực sau.

+ Công trình gồm các tường cứng bố trí liên kết nhau tạo thành lõi chịu lực ở trung tâm công trình (khu cầu thang) kết hợp với hệ thống khung chịu lực cho công trình.

+ Hệ thống lõi cứng, vách thang máy và thang bộ được thiết kế có độ cứng lớn, chịu tải trọng ngang cho công trình.

+ Sàn là hệ cứng trong mặt phẳng ngang được liên kết với dầm truyền lực ngang cho các tường cứng và liên kết các tường cứng với nhau trên cùng một cao độ sàn.

Công trình được thiết kế theo kết cấu khung BTCT đổ toàn khối, chiều cao tầng điển hình 3,2m, nhịp lớn nhất là 8,9m.

1.4.2. Phân móng:

Thông thường phân móng nhà co tầng chịu 1 lực nén lớn bên cạnh đó với tải trọng đặc biệt là động đất kết hợp tạo lực xà ngang rất lớn cho công trình vì thế các giải pháp đề xuất cho phân móng gồm:

+ Dùng giải pháp móng sâu thông thường: móng cọc khoan nhồi, cọc BTCT đúc sẵn.

+ Dùng giải pháp móng bê móng băng trên nền cọc.

+ Dùng tường Barette kết hợp với cọc BTCT đúc sẵn hoặc cọc khoan nhồi ở phía bên trong.

Phương án cọc BTCT hoặc cọc khoan nhồi được cân nhắc lựa chọn tùy vào tải trọng của công trình, phương tiện thi công, chất lượng của từng phương án, điều kiện địa chất thủy văn từng khu vực.

Các giải pháp móng kết hợp (giải pháp 2, 3) xét về yếu tố chịu lực là rất tốt tuy nhiên cần cân nhắc đến yếu tố kinh tế, trang thiết bị và điều kiện thi công.

CHƯƠNG 2: PHÂN TÍCH LỰA CHỌN GIẢI PHÁP KẾT CẤU

2.1. Sơ bộ giải pháp kết cấu.

2.1.1. Hệ kết cấu sàn

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

Ta xét các phương án sàn sau:

2.1.1.1. Hệ sàn sườn

- Cấu tạo bao gồm hệ dầm và bản sàn.

- *Ưu điểm:*

Tính toán và thi công đơn giản, đảm bảo khả năng chịu lực ổn định.

Được sử dụng phổ biến ở nước ta với trình độ thi công lành nghề, các phương tiện thi công phong phú.

Chi phí thi công vừa phải, không quá đắt.

- *Nhược điểm:*

Chiều cao dầm và độ võng của bản sàn lớn khi vượt khẩu độ lớn, dẫn đến chiều cao tầng của công trình lớn, gây khó khăn đối với các công trình xây dựng trong khu vực hạn chế chiều cao. (Sẽ chỉ xây dựng được ít tầng hơn).

2.1.1.2. Hệ sàn ô cờ

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

- *Ưu điểm:*

Tránh được có quá nhiều 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...

- *Nhược điểm:*

Không tiết kiệm, thi công phức tạp.

Khi mặt bằng sàn quá rộng 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.

2.1.1.3. Sàn không có dầm (không có mũ cột)

- Cấu tạo gồm các bản kê trực tiếp lên cột.

- *Ưu điểm:*

Chiều cao kết cấu nhỏ nên giảm được chiều cao công trình.

Dễ bố trí hệ thống kỹ thuật điện, nước..

Việc thi công phương án này nhanh hơn so với phương án sàn dầm bởi không phải mất công gia công cốt pha và cốt thép dầm, cốt thép được đặt tương đối định hình và đơn giản. việc lắp dựng ván khuôn và cốt pha cũng đơn giản.

- *Nhược điểm:*

Trong phương án này các cột không được liên kết với nhau để tạo thành khung do đó độ cứng nhỏ hơn nhiều so với phương án sàn dầm, do vậy khả năng chịu lực theo phương ngang của phương án này kém hơn phương án sàn dầm, chính vì vậy tải trọng ngang hầu hết do vách chịu và tải trọng đứng do cột chịu.

Sàn phải có chiều dày lớn để đảm bảo khả năng chịu uốn và chống chọc thủng do đó dẫn đến tăng khối lượng sàn.

Khi cần vượt nhịp lớn phải tăng chiều dày bản sàn lớn dẫn đến hao phí vật tư.

Công nghệ thi công tương đối mới dẫn đến giá thành cao, bên cạnh đó là các phương pháp kiểm tra phức tạp.

2.1.1.4. Sàn ứng lực trước (sàn không dầm)

- *Ưu điểm:*

Ngoài các đặc điểm chung của phương án sàn không dầm thì phương án sàn không dầm ứng lực trước sẽ khắc phục được một số nhược điểm của phương án sàn không dầm:

Giảm chiều dày sàn khiến giảm được khối lượng sàn dẫn tới giảm tải trọng ngang tác dụng vào công trình cũng như giảm tải trọng đứng truyền xuống móng.

Tăng độ cứng của sàn lên, khiến cho thoả mãn về yêu cầu sử dụng bình thường.

Sơ đồ chịu lực trở nên tối ưu hơn do cốt thép ứng lực trước được đặt phù hợp với biểu đồ mômen do tải trọng gây ra, khiến cho tiết kiệm được cốt thép.

- *Nhược điểm:*

Tuy khắc phục được các ưu điểm của sàn không dầm thông thường nhưng lại xuất hiện một số khó khăn cho việc chọn lựa phương án này như sau:

Thiết bị thi công phức tạp hơn, yêu cầu việc chế tạo và đặt cốt thép phải chính xác do đó yêu cầu tay nghề thi công phải cao hơn, tuy nhiên, với xu thế hiện đại hoá hiện nay thì điều này sẽ là yêu cầu tất yếu.

Giá thành thiết bị còn cao, các thiết bị còn hiếm do trong nước chưa sản xuất được.

2.1.2. Hệ kết cấu chịu lực chính

2.1.2.1. Phần thân nhà

a: Hệ kết cấu khung chịu lực

- Hệ khung thông thường 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. Kết cấu này 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.

- Việc thiết kế tính toán sơ đồ này chúng ta đã có nhiều kinh nghiệm, việc thi công cũng tương đối thuận tiện do đã thi công nhiều công trình, vật liệu và công nghệ dễ kiếm nên chắc chắn đảm bảo tính chính xác và chất lượng của công trình.

- Hệ kết cấu này rất thích hợp với những công trình đòi hỏi sự linh hoạt trong công năng mặt bằng, nhất là những công trình như khách sạn. Nhưng có nhược điểm là kết cấu dầm sàn thường dày nên không chiều cao các tầng nhà thường phải lớn.

- Sơ đồ thuần khung có nút cứng bê tông cốt thép thường áp dụng cho dưới 20 tầng với thiết kế kháng chấn cấp ≤ 7 , 15 tầng với kháng chấn cấp 8, 10 tầng với kháng chấn cấp 9.

Nếu căn cứ vào sơ đồ làm việc thì kết cấu nhf cao tầng có thể phân loại như sau:

Các hệ kết cấu cơ bản: Kết cấu khung, kết cấu tường chịu lực, kết cấu lõi cứng và kết cấu ống.

b : Hệ kết cấu khung – lõi :

- Đây 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. 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. 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.

- 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. Hiện nay chúng ta đã làm nhiều công trình có hệ kết cấu này như tại các khu đô thị mới Láng – Hoà Lạc, Định Công, Linh Đàm, Đền Lừ... Do vậy khả năng thiết kế, thi công là chắc chắn đảm bảo.

c: Hệ kết cấu khung, vách, lõi kết hợp

Hệ kết cấu này là sự phát triển của hệ kết cấu khung - lõi, khi lúc này tường của công trình ở dạng vách cứng.

Hệ kết cấu này là sự kết hợp những ưu điểm và cả nhược điểm của phương ngang và thẳng đứng của công trình. Nhất là độ cứng chống uốn và chống xoắn của cả công trình với tải trọng gió. Rất 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.

2.1.2.2. Phần ngầm

- Công trình bao gồm 1 tầng: tầng hầm với cốt sàn -2.4m so với cốt ± 0.0 (dưới cốt tự nhiên là -0.8m).

- Kết cấu tường tầng hầm : với điều kiện địa chất công trình có lớp đất yếu tương đối dày, mực nước ngầm không cao(7.5m), chiều sâu đào không lớn (3.2m), mặt bằng thi công chật hẹp (khoảng 1000 m²) sẽ khó tiến hành công việc thi công tầng hầm theo dạng bottom - up với mái taluy, hay sử dụng đóng cừ thép thì sẽ rất tốn kém và khó khả thi. Mặt khác xung quanh công trình có

đường và khu dân cư nên nếu thi công theo biện pháp mái taluy hay chống cừ sẽ khó khả thi. Vì vậy hợp lý hơn cả là sử dụng biện pháp tường trong đất kết hợp làm tường cho tầng hầm và tường ngăn đất, vừa đảm bảo tính chất lượng, ổn định và an toàn. Tuy nhiên biện pháp này khá tốn kém, đòi hỏi công nghệ thi công chuyên dụng, giám sát chất lượng cao.

- Kết cấu sàn tầng hầm: như đã lựa chọn ở trên, sàn tầng hầm được dùng là hệ kết cấu sàn sườn, kết hợp với hệ khung – lõi chịu lực. Sàn tầng hầm được thi công trên hệ thống đài và giằng cọc, chiều dày sàn lớn, đòi hỏi phải được xử lý chống thấm triệt để

KẾT LUẬN

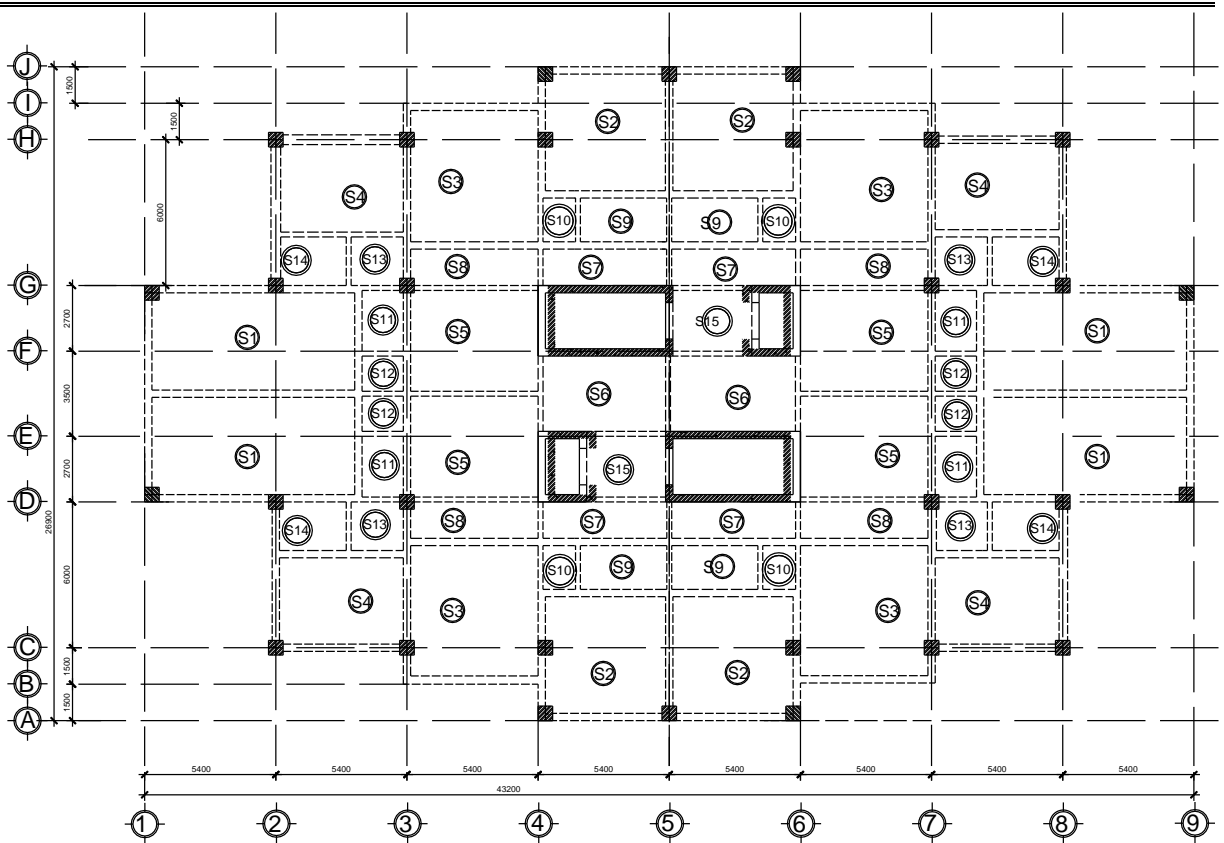
- Qua phân tích các đặc điểm trên, xem xét các đặt điểm về kết cấu của công trình: nhịp cột của công trình không quá lớn, công trình không nằm trong khu vực hạn chế về chiều cao, cân nhắc về yếu tố kinh tế đồng thời để đơn giản cho việc thi công nên ta chọn phương án sàn sườn sử dụng cho công trình.

- Do công trình không lớn, không phức tạp và đặc biệt được thiết kế không phải chịu tải trọng ngang lớn, nên để thuận lợi trong tính toán và thi công ta chọn phương án kết cấu thân nhà là *khung – lõi* kết hợp để làm hệ kết cấu chính cho toàn công trình.

- Công trình chỉ có 10 tầng, cao dưới 40m, chiều cao tầng điển hình là 3.2 m, không phải chịu tải trọng đặc biệt như gió, động đất. Để phù hợp với diện tích mặt bằng thi công à khả năng cung ứng vật liệu trên thị trường, ta sử dụng móng cọc đài thấp, với phương pháp cọc ép.

2.1.3. Kích thước sơ bộ tiết diện các cấu kiện chính:

2.1.3.1 Xác định bề dày bản.



MẶT BẰNG KẾT CẤU SÀN

Đối với sàn sườn BTCT kích thước tiết diện các bộ phận phụ thuộc vào nhịp và tải trọng tác dụng. Chiều dày bản có thể xác định theo công thức sau:

$$h_b = \frac{D}{m} x l_1 \geq h_{\min}$$

m: hệ số phụ thuộc vào liên kết của bản.

$m = 35 \div 45$: bản hệ 4 cạnh .

$m = 30 \div 35$: bản làm việc 1 phương

D: hệ số phụ thuộc vào tải trọng tác dụng lên bản: $0,8 \div 1,4$.

Tên sàn	Kích thước(m)	Số lượng	Tên Sàn	Kích thước(m)	Số lượng
S1	7.65x4.15	4	S8	5.2x1.5	4
S2	5.2x4.7	4	S9	3.7x1.8	4
S3	5.2x3.7	4	S10	1.8x1.7	4

S4	5.2x3.7	4	S11	2.7x2.5	4
S5	5.2x3.7	4	S12	1.5x2.5	4
S6	5.2x3.1	2	S13	3.2x2.2	4
S7	5.2x1.5	4	S14	2.2x2.0	4
S15				2.9x2.7	2

Xét với ô sàn có kích thước lớn nhất: 7.65 x 4.15 (m).

$$\Rightarrow \frac{l_2}{l_1} = \frac{7.65}{4.15} = 1,84 < 2 \Rightarrow \text{Bản là bản hệ 4 cạnh.}$$

(dựa theo sách: SÀN SƯỜN BÊ TÔNG TOÀN KHỐI)

$$h_b = \frac{D}{m} \cdot l_1 = \frac{1,0}{45} \cdot 4.15 = 9,2(\text{cm}) > h_{\min} = 6(\text{cm})$$

Chọn $h_b = 12$ cm cho toàn bộ sàn để đảm bảo về mặt kết cấu.

2.1.3.2 Chọn sơ bộ tiết diện dầm

Chiều cao tiết diện dầm: $h = \frac{1}{m} \cdot L_d$

L_d : Nhịp dầm.

m_d : hệ số phụ thuộc vào loại dầm.

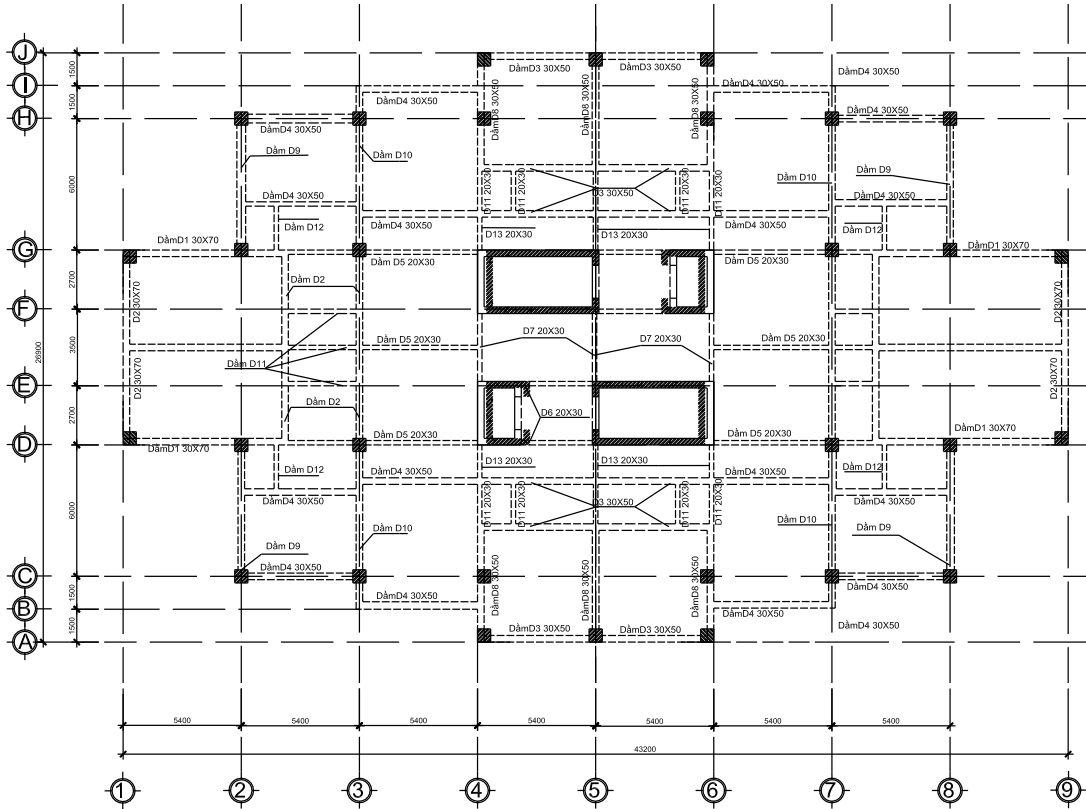
$$m_d = (1/8 \div 1/12) : \text{dầm chính. (D1;D2; D3;D4;D8)}$$

$$m_d = (1/12 \div 1/20) : \text{dầm}$$

phụ.(D5;D6;D7;D9;D10;D11;D12;D13)

(dựa theo sách:SÀN SƯỜN BÊ TÔNG TOÀN KHỐI)

MẶT BẰNG BỐ TRÍ VÁCH DẦM TẦNG 3-10

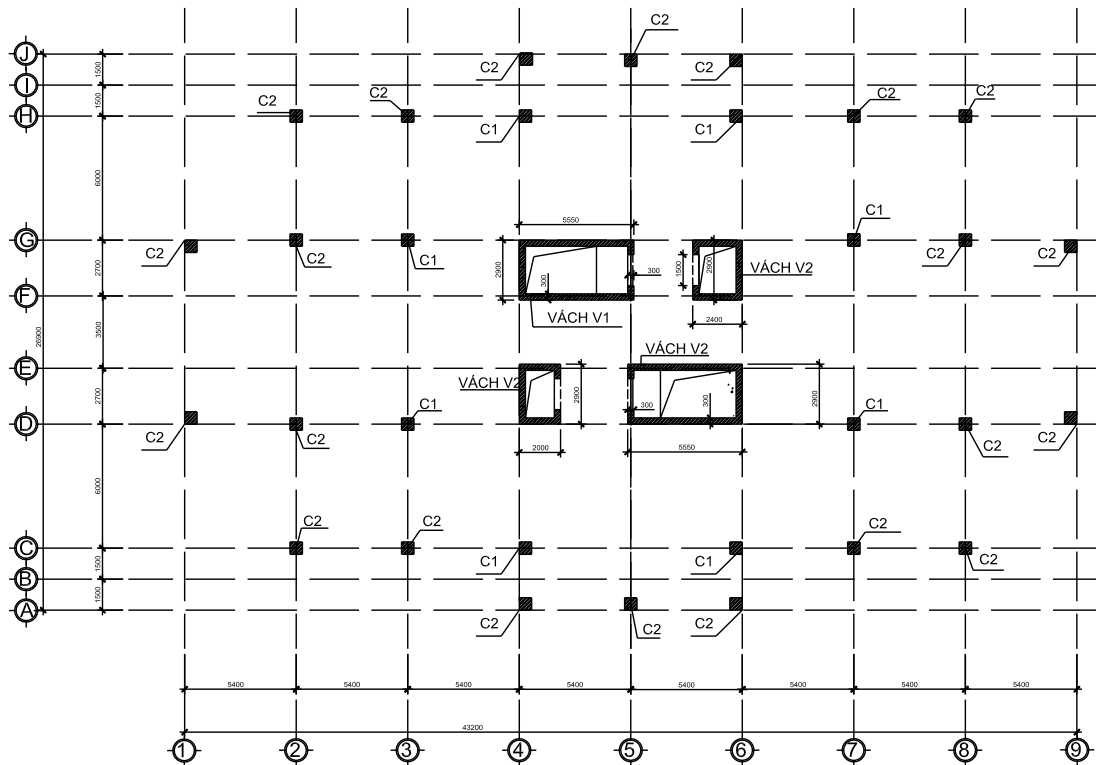


Tính toán ta chọn được sơ bộ tiết diện dầm như trên.

Tên cấu kiện	Kích thước (mm)	Số lượng
Dầm D1	6950x300x700	6
Dầm D2	4300x300x700	12
Dầm D3	5400x300x500	12
DầmD4	5400x300x500	16
Dầm D5	5400x200x300	6
Dầm D6	2850x200x300	4
DầmD7	3100x200x300	3
Dầm D8	4800x300x500	6
Dầm D9	6000x300x500	4
Dầm D10	7500x300x500	4
Dầm D11	1900x200x300	20
Dầm D12	2200x200x300	4
Dầm D13	1600x200x300	4

2.1.3.3 Chọn tiết diện cột.

MẶT BẰNG BỐ TRÍ VÁCH CỨNG CỘT HẦM-10



MẶT BẰNG KẾT CẤU CỘT VÁCH

Diện tích tiết diện ngang của cột sơ bộ chọn theo công thức:

$$F_{\text{cột}} = (1,2 \div 1,5) \frac{N}{R_b}$$

R_b : Cường độ chịu nén của bê tông.

Chọn bê tông B30 có $R_b = 17\text{MPa}$.

N : Tải trọng tác dụng lên cột. Sơ bộ với nhà có sàn dày 12cm ta chọn tĩnh tải và hoạt tải là $q = 1\text{T/m}^2$.

$$N = n \times N_1.$$

n : số tầng: $n = 10$ tầng.

N_1 : tải trọng tác dụng lên cột ở 1 tầng.

Với cột C_1 có diện tích chịu tải là:

$$S_1 = 4 \times (3 + 3,1) + 2,7 \times 3,1 = 32,77\text{m}^2.$$

$$\rightarrow N_1 = S_1 \times q = 32,77\text{T}.$$

$$\rightarrow \text{Diện tích cột: } 1,5 \cdot \frac{32,77}{170} = 0,32m^2$$

Chọn tiết diện cột 1 là: 600 x 600mm.

Kiểm tra cột theo điều kiện độ mảnh.

$$\lambda = \frac{l_0}{b} \leq \lambda_0 = 31$$

$$L_0 = 0,7 \times H_{\text{cột}} = 0,7 \times 3,9 = 2,73 \text{ (m)}.$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{2,73}{0,6} = 4,55 < 31 \Rightarrow \text{Thỏa mãn điều kiện độ mảnh.}$$

Do cột C₁ chịu tải trọng lớn nhất, và tính toán tương tự ta chọn sơ bộ tiết diện cột C₂ là 500x500. Do càng lên cao lực dọc trong cột càng giảm do vậy theo chiều cao cột công trình ta giảm tiết diện phù hợp nhưng không nên giảm quá nhanh như vậy làm xuất hiện mômen phụ tập trung tại vị trí đó. Vậy ta nên chọn tiết diện như sau:

Cột C₁:

- Từ tầng hầm đến tầng 5: 600 x 600.
- Từ tầng 6 đến tầng 10: 500 x 550.

Cột C₂:

- Từ tầng hầm đến tầng 5: 500 x 500.
- Từ tầng 6 đến tầng 10: 450 x 450.

2.2. Tính toán tải trọng:

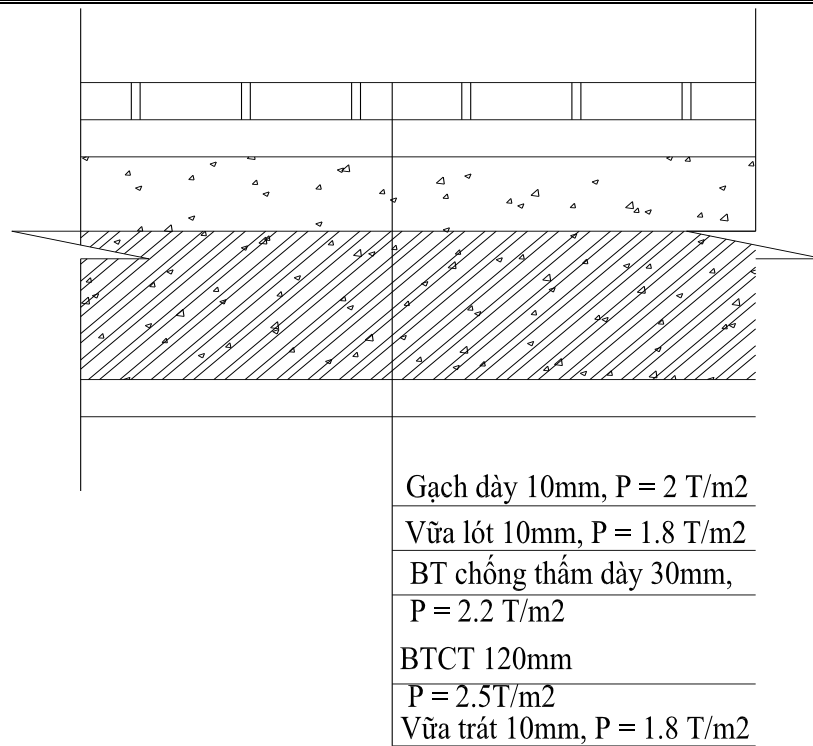
2.2.1. Xác định tĩnh tải:

Chiều dày sàn 12cm.

Chọn vật liệu sàn:

Bê tông cấp độ bền B25, $R_n = 14.5 \text{ MPa}$; $R_n = 1.05 \text{ MPa}$.

Cốt thép nhóm AII: $R_s = 280 \text{ MPa}$.



MẶT CẮT CÁC LỚP SÀN

2.2.1.1. Xác định tĩnh tải sàn:

a) Tĩnh tải sàn:

$$g_s = g \times h \times \gamma \text{ (kg/m}^2\text{)}.$$

n: Hệ số vượt tải xác định theo tiêu chuẩn 356-2005.

h: Chiều dày sàn.

γ : Trọng lượng riêng VL sàn: $\gamma = 2,5\text{T/m}^3$.

Tên CK	Các lớp	Gtc (Kg/m ²)	n	Gtt (kg/m ²)
Sàn	Gạch lát 1,5cm ($\gamma = 2T/m^3$).	30	1,1	33
	Vữa lát 2 cm ($\gamma = 1,8T/m^3$).	60	1,3	78
	Sàn BTCT 12cm ($\gamma = 2,5T/m^3$).	300	1,1	330
	Vữa trát trần 1,5cm ($\gamma = 1,8T/m^3$).	27	1,3	35
			Tổng	476
Mái	Hai lớp gạch lát men 2cm/lớp ($\gamma = 1,8T/m^3$).	72	1,1	79
	Vữa trát 2 cm ($\gamma = 1,8T/m^3$).	36	1,3	47
	BT chống nóng 10cm ($\gamma = 0,8T/m^3$).	80	1,3	104
	BT chống thấm 4cm ($\gamma = 2,5T/m^3$).	100	1,1	110
	BT sàn 12 cm ($\gamma = 2,5T/m^3$).	300	1,1	330
	Vữa trát 1,5cm ($\gamma = 1,8T/m^3$).	27	1,1	35
			Tổng	705

Bảng 2.1: BẢNG TÍNH TÍNH TẢI SÀN

b. Tính tải tường ngăn.

$$g_t^{\text{tường}} = n.h.b.(\gamma = 1,8T/m^3). \text{ (kg/m).}$$

n: hệ số vượt tải xây dựng theo tiêu chuẩn 2737-1995.

h: chiều cao tường.

b: Bề rộng lớp cấu tạo.

γ : Trọng lượng riêng của vật liệu tường.

Tên CK	Các lớp	γ (T/m ³)	h (m)	n	Tính toán (kg/m)	Tổng (kg/m)
Tường 110	Gạch 110 mm	1,8	2,7	1,1	588	777
	Vữa trát 1,5cm/1 mặt	1,8	2,7	1,3	189	
Tường 220	Gạch 220 mm	1,8	2,7	1,1	1176	1365
	Vữa trát 1,5cm/1 mặt	1,8	2,7	1,3	189	

Bảng 2.2: **BẢNG TÍNH TÍNH TẢI TƯỜNG NGĂN**

Khối lượng tường có cửa (lấy = 80% khối lượng tường không cửa).

- Tường 110: $0,8 \times 777 = 621,6$ (kg/m).

- Tường 220: $0,8 \times 1365 = 1092$ (kg/m).

Cửa kính lấy khối lượng tiêu chuẩn: 40kg/m^2 .

Vậy khối lượng tính toán: $1,1 \times 40 = 44$ (kg/m²)

*) *Tường bao mái cao 1,5m, dày 110mm.*

- Trọng lượng gạch: $1800 \times 1,5 \times 0,11 \times 1,1 = 326,7(\text{kg/m})$.

- Trọng lượng vữa trát 1,5cm/1 mặt.

$$1800 \times 2 \times 0,015 \times 1,5 \times 1,3 = 105,3 (\text{kg/m}).$$

Tải trọng tính toán của tường bao là: $326,7 + 105,3 = 432 (\text{kg/m})$.

c) *Tính tải cầu thang.*

Sơ bộ chọn bản thang dày 12cm. Ta chọn chiều cao bậc thang là 178mm, rộng bậc thang 250mm.

Diện tích mặt cắt bậc thang là:

$$S = \frac{0,178 \times 0,25}{2} = 0,022$$

Chiều dày quy đổi của bậc gạch là:

$$h = \frac{S}{\sqrt{0,178^2 + 0,25^2}} = 0,072(\text{m})$$

Tải trọng tiêu chuẩn phân bố đều theo chiều dài bán:

$$Q_{tt} = 8.h = 1800 \times 0,072 = 129,6 (\text{kg/m}^2).$$

*) *Tính tải cầu thang:*

Các lớp	Chiều dày (m)	γ (T/m^3)	n	Tính toán (kg/m)
Lớp gạch Gramic	0,01	2000	1,1	22
Lớp vữa lót	0,02	1800	1,2	43,2
Lớp gạch xây	0,072	1800	1,1	142,6
Bản BTCT	0,12	2500	1,1	330
Vữa trát	0,015	1800	1,2	32,4
Tay vịn ($g_{tc} = 50\text{kg/cm}^2$)			1,1	55
Tổng				625.2

Bảng 2.3: BẢNG TÍNH TÍNH TẢI CẦU THANG

*) *Tính tải chiếu nghỉ:*

Các lớp	Chiều dày (m)	γ (T/m ³)	n	Tính toán (kg/m)
Lớp gạch Gramic	0,01	2000	1,1	22
Vữa lót	0,02	1800	1,2	43,2
Bản BTCT	0,12	2500	1,1	330
Vữa trát	0,15	1800	1,2	32,4
Tay vịn ($g_{tc} = 50\text{kg/cm}^2$)			1,1	55
Tổng				482.6

Bảng 2.4: BẢNG TÍNH TÍNH TẢI CHIẾU NGHỈ

d) *Các tải trọng khác.*

*) *Tải trọng do bể nước mái.*

Tường bể bằng BTCT dày 0,12m, kích thước bể:

$$a \times b \times h = 8,9 \times 10 \times 2 \text{ (m)}.$$

Chiều cao tính toán của tường bể tường bể là:

$$h^{tt} = 2 - 0,4 = 1,6 \text{ (m)}.$$

$$q_{\text{thành bể}} = 2500 \times 0,12 \times 1,6 \times 1,1 = 528 \text{ (kg/m)}.$$

- Tổng tải trọng tường bể là:

$$528 \times (2 \times 8,9 + 10) = 14678 \text{ (kg)}.$$

(chỉ tính cho 3 mặt, mặt còn lại tính cho tường phòng kỹ thuật thang máy)

- Tải trọng nước:

$$1000 \times 8,9 \times 10 \times 2 = 178000 \text{ (kg)}.$$

2.2.2. Xác định hoạt tải:

Hoạt tải phân bố đều trên sàn, cầu thang được lấy theo bảng TCVN 2737-1995.

Tên	GT tiêu chuẩn (kg/m ²)	Hệ số vượt tải	HT tính toán (kg/m ²)
Hành lang, cầu thang	300	1,2	360
Phòng ngủ	150	1,3	195
Phòng vệ sinh	150	1,3	195
Ban công	400	1,2	480
Mái có sử dụng	400	1,3	520
Phòng khách	150	1,2	180
Bếp	150	1,2	180
Cửa hàng, dịch vụ nhà hàng	400	1,2	480
Mái không sử dụng	75	1,3	97,5

Bảng 2.5: BẢNG TÍNH HOẠT TẢI TRÊN SÀN, CẦU THANG

2.2.3. Tải trọng gió:

Vì công trình cao xấp xỉ 40m nên ta chỉ xét tới tác dụng của gió tĩnh.

Công trình đặt tại thị xã Điện Biên thuộc vùng gió IA, dạng địa hình B là dạng địa hình tương đối trống trải, có một số vật cản cao không quá 10m. Tra bảng ta có giá trị áp lực gió: $w_0 = 55$ (kg/m²).

Áp lực gió tính toán với phương vuông góc với bề mặt công trình tác dụng lên 1m² bề mặt thẳng đứng xác định theo công thức:

$$W_i = w_0 \times n \times k \times c \text{ (kg/m}^2\text{)}.$$

Trong đó:

w_0 : Giá trị áp lực gió lấy theo bản đồ phân vùng gió: $w_0 = 55$ (kg/m²).

n : Hệ số tin cậy kể đến thời gian sử dụng của công trình: $n = 1,2$.

k : Hệ số kể đến sự thay đổi áp lực gió theo độ cao và dạng địa hình.

c: Hệ số khí động.

$c = +0,8$: Mặt đón gió; $c = -0,6$: Mặt khuất gió.

Kết quả tính toán tải trọng gió thể hiện ở bảng sau:

Tầng	Z_i (m)	k	$w_i^{\text{Đẩy}}$ (kg/m ²)	$w_i^{\text{Hút}}$ (kg/m ²)
Hầm	-3,2	0	0	0
1	0	0	0	0
2	3,9	0.84	44.352	-33.264
3	7,8	0.95	50.16	-37.62
4	11,0	1.02	53.856	-40.392
5	14,2	1.07	56.496	-42.372
6	17,4	1.10	58.08	-43.56
7	20,6	1.14	60.192	-45.144
8	23,8	1.16	61.248	-45.936
9	27,0	1.19	62.832	-47.124
10	30,2	1.22	64.416	-48.312
11	33,4	1.24	65.472	-49.104
12	38,1	1.27	67.056	-50.292

Bảng 2.7: BẢNG TÍNH TOÁN TẢI TRỌNG GIÓ

2.3 . Tính toán nội lực cho công trình:

2.3.1. Cơ sở tính toán:

Hiện nay trên thế giới có ba trường phái tính toán hệ chịu lực nhà nhiều tầng thể hiện theo ba mô hình như sau:

Mô hình liên tục thuần túy:

Giải trực tiếp phương trình vi phân bậc cao, chủ yếu là dựa vào lý thuyết vỏ, xem toàn bộ hệ chịu lực là hệ chịu lực siêu tĩnh. Khi giải quyết theo mô hình này, không thể giải quyết được hệ có nhiều ẩn. Đó chính là giới hạn của mô hình này. Tuy nhiên, mô hình này chính là cha đẻ của các phương pháp tính toán hiện nay.

Mô hình rời rạc:

(Phương pháp phần tử hữu hạn) Rời rạc hoá toàn bộ hệ chịu lực của nhà nhiều tầng, tại những liên kết xác lập những điều kiện tương thích về lực và chuyển vị. Khi sử dụng mô hình này cùng với sự trợ giúp của máy tính có thể giải quyết được tất cả các bài toán. Hiện nay ta có các phần mềm trợ giúp cho việc giải quyết các bài toán kết cấu như STAAD, Feap, Etabs, FBTW, SAP...

Mô hình Rời rạc - Liên tục:

Từng hệ chịu lực được xem là rời rạc, nhưng các hệ chịu lực này sẽ liên kết lại với nhau thông qua các liên kết trượt (lỗ cửa, mạch lắp ghép...) xem là phân bố liên tục theo chiều cao. Khi giải quyết bài toán này ta thường chuyển hệ phương trình vi phân thành hệ phương trình tuyến tính bằng phương pháp sai phân. Từ đó giải các ma trận và tìm nội lực.

Giới thiệu về phương pháp phần tử hữu hạn (PPPTH): Trong phương pháp phần tử hữu hạn vật thể thực liên tục được thay thế bằng một số hữu hạn các phần tử rời rạc có hình dạng đơn giản, có kích thước càng nhỏ càng tốt nhưng hữu hạn, chúng được nối với nhau bằng một số điểm quy định được gọi là nút. Các vật thể này vẫn được giữ nguyên là các vật thể liên tục trong phạm vi của mỗi phần tử, nhưng có hình dạng đơn giản và kích thước bé nên cho phép nghiên cứu dễ dàng hơn dựa trên cơ sở quy luật về sự phân bố chuyển vị và nội lực (chẳng hạn các quan hệ được xác lập trong lý thuyết đàn hồi). Các đặc trưng cơ bản của mỗi phần tử được xác định và mô tả dưới dạng các ma trận độ cứng (hoặc ma trận độ mềm) của phần tử. Các ma trận này được dùng để ghép các phần tử lại thành một mô hình rời rạc hóa của kết cấu thực cũng dưới dạng một ma trận độ cứng (hoặc ma trận độ mềm) của cả kết cấu. Các tác động ngoài gây ra nội lực và chuyển vị của kết cấu được quy đổi về các thành các ứng lực tại các nút và được mô tả trong ma trận tải trọng nút tương đương. Các ẩn số cần tìm là các chuyển vị nút (hoặc nội lực) tại các điểm nút được xác định trong ma trận chuyển vị nút (hoặc ma trận nội lực nút). Các ma trận độ cứng, ma trận tải

trọng nút và ma trận chuyển vị nút được liên hệ với nhau trong phương trình cân bằng theo quy luật tuyến tính hay phi tuyến tùy theo ứng xử thật của kết cấu. Sau khi giải hệ phương trình tìm được các ẩn số, người ta có thể tiếp tục xác định được các trường ứng suất, biến dạng của kết cấu theo các quy luật đã được nghiên cứu trong cơ học.

Sau đây là thuật toán tổng quát của phương pháp PTHH

+ Rời rạc hóa kết cấu thực thành thành một lưới các phần tử chọn trước cho phù hợp với hình dạng hình học của kết cấu và yêu cầu chính xác của bài toán.

+ Xác định các ma trận cơ bản cho từng phần tử (ma trận độ cứng, ma trận tải trọng nút, ma trận chuyển vị nút...) theo trục tọa độ riêng của phần tử.

+ Ghép các ma trận cơ bản cùng loại thành ma trận kết cấu theo trục tọa độ chung của cả kết cấu.

+ Dựa vào điều kiện biên và ma trận độ cứng của kết cấu để khử dạng suy biến của nó.

+ Giải hệ phương trình để xác định ma trận chuyển vị nút cả kết cấu.

Từ chuyển vị nút tìm được, xác định nội lực cho từng phần tử.

+ Vẽ biểu đồ nội lực cho kết cấu.

Thuật toán tổng quát trên được sử dụng cho hầu hết các bài toán phân tích kết cấu: phân tích tĩnh, phân tích động và tính toán ổn định kết cấu.

Trong những năm gần đây, cùng với sự phát triển của máy tính, ta có rất nhiều chương trình tính toán khác nhau, với các quan niệm tính toán và sơ đồ tính khác nhau. Trong nội dung của Luận án tốt nghiệp này em chọn mô hình thứ hai (Mô hình rời rạc) với sự trợ giúp của phần mềm SAP2000 và ETABS để xác định nội lực của hệ kết cấu.

Các giả thiết khi tính toán nhà nhiều tầng được sử dụng trong SAP2000 và ETABS 9.7:

Sàn là tuyệt đối cứng trong mặt phẳng của nó và liên kết khớp với các phần tử khung hay vách cứng ở cao trình sàn. Không kể biến dạng cong (ngoài mặt

phẳng sàn) lên các phần tử. Bỏ qua sự ảnh hưởng độ cứng uốn của sàn tầng này đến các sàn tầng kế bên.

Mọi thành phần hệ chịu lực trên từng tầng đều có chuyển vị ngang như nhau.

Các cột (vách cứng) đều được ngàm ở chân cột (chân vách cứng).

Khi tải trọng ngang tác dụng thì tải trọng tác dụng này sẽ truyền vào công trình dưới dạng lực phân bố trên sàn và từ đó truyền sang vách.

Biên dạng dọc trục của sàn, của dầm xem như là không đáng kể.

Quan niệm của phần mềm cho từng cấu kiện làm việc đúng với giả thuyết:

Khi sử dụng các phần mềm PTHH, SAP2000, ETABS. Cần chú ý đến quan niệm từng cấu kiện của phần mềm để cấu kiện làm việc đúng với quan niệm thực khi đưa vào mô hình.

Quan niệm thanh: khi kích thước 2 phương nhỏ hơn rất nhiều so với phương còn lại.

Quan niệm tấm, bản, vách: khi kích thước 2 phương lớn hơn rất nhiều so với phương còn lại.

Quan niệm solid: khi 3 phương có kích thước gần như nhau, và có kích thước so với các phần tử khác

Quan niệm điểm: khi 3 phương có kích thước gần như nhau, và có kích thước rất bé.

Khi ta chia càng mịn các cấu kiện thì kết quả sẽ càng chính xác. Do phần tử hữu hạn truyền lực nhau qua các điểm liên kết của các phần tử với nhau.

Nếu ta chia các cấu kiện ra nhưng không đúng với quan niệm của phần mềm thì các cấu kiện đó sẽ có độ cứng tăng đột ngột và làm việc sai với chức năng của chúng trong quan niệm tính từ đó dẫn đến các kết quả tính của cả hệ kết cấu sẽ thay đổi.

Trình tự giải quyết bài toán bằng phần mềm SAP2000 và ETABS 9.7

Dựng mô hình không gian cho kết cấu.

Xác định tất cả các nhóm đặc trưng vật liệu, kích thước hình học của các cấu kiện.

Xác định tải trọng tác dụng:

Tải ngang: Chuyển thành lực phân bố trên mét vuông đặt ở các cao trình mỗi sàn.

Tải đứng: Tất cả các tĩnh tải, hoạt tải sàn được đặt lên các sàn. Đối với các tải khung có dạng lực tập trung cần chuyển đổi về các cặp moment và lực tập trung tại các nút có liên quan.

Qui các tải trọng từ hồ nước, cầu thang bộ, thang máy về lực tập trung lên dầm và cột.

Chạy chương trình SAP2000 và ETABS 9.7

So sánh và xuất kết quả.

Tính thép bằng phần mềm EXCEL

Giải bằng tay vài phần tử để so sánh và rút ra kết quả hợp lý nhất.

2.3.2. Tổ hợp nội lực:

- Tổ hợp nội lực là tìm ra nội lực nguy hiểm nhất trên một số tiết diện dưới tác dụng của nhiều loại tải trọng. Để đơn giản, trong nội dung đồ án ta chỉ tổ hợp nội lực.

Từ các bảng nội lực dầm và cột được xuất ra từ Etabs 9.7 ta tiến hành tổ hợp nội lực cho cột và dầm.

+ Với dầm : ta tiến hành tổ hợp nội lực cho 3 tiết diện(hai tiết diện đầu dầm và một tiết diện giữa dầm).

+ Với cột : ta tiến hành tổ hợp nội lực cho 2 tiết diện (một tiết diện chân cột và một tiết diện đỉnh cột).

Có 2 loại tổ hợp : *tổ hợp cơ bản* và *tổ hợp đặc biệt*. Ở đây ta chỉ xét đến tổ hợp cơ bản. Tổ hợp phân thành 2 loại tổ hợp :

- Tổ hợp cơ bản 1
- Tổ hợp cơ bản 2

Tổ hợp cơ bản 1 bao gồm : Nội lực do tĩnh tải cộng với nội lực do một loại hoạt tải gây ra.

Tổ hợp cơ bản 2 bao gồm :

- Nội lực do tĩnh tải cộng với nội lực do các loại hoạt tải gây ra, trong đó nội lực do hoạt tải được nhân với hệ số tổ hợp, lấy bằng 0,9.

• Nội lực cần tổ hợp

- Đối với cột. Có 3 cặp nội lực :

$$\text{Cặp 1 : } M_{\max}, N_{\text{tr}}$$

$$\text{Cặp 2 : } M_{\min}, N_{\text{tr}}$$

$$\text{Cặp 3 : } N_{\max}, M_{\text{tr}}$$

- Đối với dầm

Có các loại nội lực: (M_{\max}) ; (M_{\min}) ; $(Q_{\max}; N_{\text{tr}})$; $(N_{\max}; Q_{\text{tr}})$

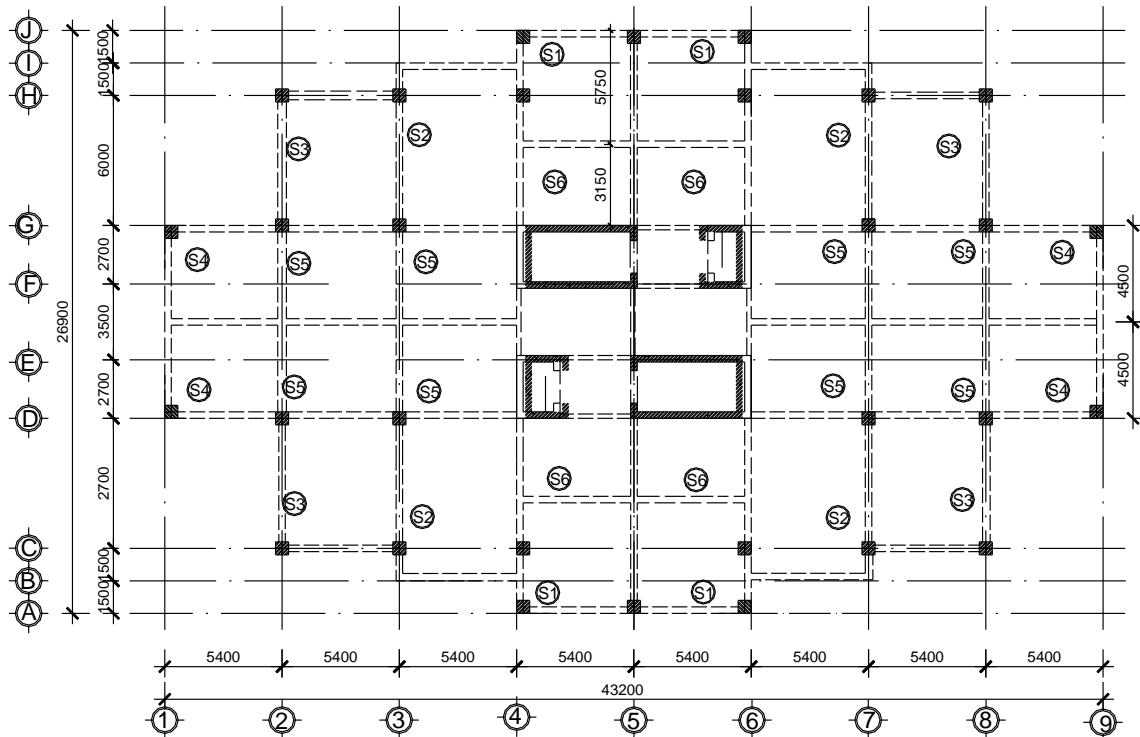
Nếu quy định rằng M_{\max} là mômen dương (căng thớ dưới của dầm) lớn nhất, M_{\min} là mômen âm (căng thớ trên của dầm) bé nhất, thì ở đầu dầm thường cho M_{\min} và Q_{\max} , ở giữa dầm cho M_{\max} . Tuy nhiên cần chú ý rằng, với các dầm

có nhịp ngắn, tải trọng bé thì trị số M_{\max} sẽ xuất hiện ở đầu dầm so tác dụng của tải trọng gió. Hai tổ hợp cuối ($Q_{\max}; N_{\text{tr}}$); ($N_{\max}; Q_{\text{tr}}$) dùng để tính cường độ trên tiết diện nghiêng có kể đến ảnh hưởng của lực dọc. Lực dọc nén trong dầm khung thường bé và có lợi, vì vậy chỉ tính lực dọc trong trường hợp khung có dầm xiên hoặc dầm có ứng lực trước. Trường hợp lực dọc kéo sẽ gây nguy hiểm cho bài toán tính cốt ngang, nhưng nếu lực kéo bé, ($N_{\max} < R_{bt}bh$) có thể bỏ qua ảnh hưởng của lực dọc.

(Dưới đây là bảng tổ hợp nội lực cho dầm, cột khung trục H)

CHƯƠNG 3: TÍNH TOÁN CỐT THÉP CHO SÀN TẦNG MÁI

Mặt bằng kết cấu của dầm sàn tầng mái



3.1.Số liệu tính toán:

3.1.1.Vật liệu:

Chiều dày sàn:gồm 2 loại 12cm và 15cm(theo sơ bộ kích thước tiết diện)

Vật liệu: bê tông cấp độ bền B25 : $R_b = 14.5 \text{ MPa}$; $R_k = 1.05 \text{ Mpa}$

Nhóm cốt thép nhóm AI : $R_a = 225 \text{ Mpa}$

Nhóm cốt thép nhóm AII : $R_a = 280 \text{ Mpa}$

3.1.2.Nguyên lý tính toán các ô sàn:

Xét liên kết giữa bản và dầm: nếu $\frac{h_d}{h_b} \geq 3$ (theo cuốn:SÀN SƯỜN BÊ

TÔNG TOÀN KHỐI) thì bản ngàm vào dầm. Ở đây $h_b=120\text{mm}$ và 150 mm ; $h_d = 600\text{mm}$ và 500mm (đối với dầm chính) và $h =$

400mm (đối với dầm phụ) nên h_d/h_b trong mọi trường hợp đều >3 .Do đó các bản đều liên kết ngàm vào dầm.

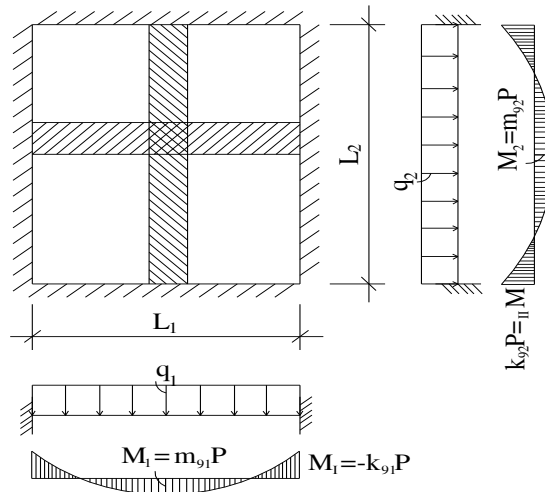
Nguyên tắc phân loại ô sàn: Nếu $l_2 / l_1 < 2$: bản làm việc 2 phương

Nếu $l_2 / l_1 > 2$: bản làm việc 1 phương.

Đối với bản làm việc 2 phương thì tra các hệ số để tìm giá trị moment nhịp và moment gối. Từ các giá trị moment đó ta tính thép.

Đối với bản làm việc 1 phương (bản loại dầm) thì cắt 1 dải bản rộng 1m ra để tìm moment gối, moment nhịp. Từ các giá trị moment đó ta tính thép.

3.1.3. Tính toán bản sàn kê 4 cạnh:



SƠ ĐỒ TÍNH CỦA Ô SÀN

- Bản sàn được tính theo sơ đồ đàn hồi bằng cách tra bảng. Ở đây các bản kê 4 cạnh đều tính theo sơ đồ bản ngàm 4 cạnh (do $h_d/h_b > 3$).

- Các ký hiệu:

Tĩnh tải : g

Hoạt tải : p

Cạnh dài : L_2

Cạnh ngắn : L_1

- Moment ở nhịp:

Phương ngắn: $M_1 = m_{01} \times P$

Phương dài : $M_2 = m_{02} \times P$

- Moment ở gối:

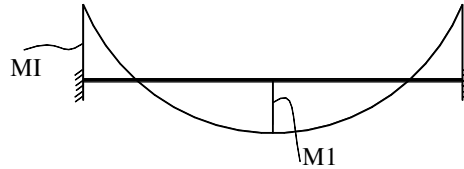
Phương ngắn: $M_I = -k_{01} \times P$

Phương dài : $M_{II} = -k_{02} \times P$

với $P = (g+p) \times L_1 \times L_2$.

Các hệ số m_{91} , m_{92} , k_{91} , k_{92} được tra bảng theo sơ đồ 9, phụ thuộc vào tỉ số L_2 / L_1 .

3.1.4. Tính toán bản sàn làm việc 1 phương:



Ô bản sàn được tính theo loại bản dầm khi $\alpha = L_2 / L_1 \geq 2$. Tính theo từng ô riêng biệt chịu tải trọng toàn phần theo sơ đồ đàn hồi. Cắt 1 dải bề rộng 1m theo phương ngắn để tính nội lực theo sơ đồ dầm liên kết ở 2 đầu. Trong đồ án, tỉ lệ $h_d / h_b > 3$ nên tính theo sơ đồ 2 đầu ngàm.

Tải trọng toàn phần:

$$q = g + p$$

Moment ở nhịp:
$$M_1 = \frac{q \times L_1^2}{24}$$

Moment ở đầu ngàm:
$$M_I = - \frac{q \times L_1^2}{12}$$

3.2. Tính toán cốt thép cho từng bản sàn:

Do trong bản sàn tầng mái, tất cả các ô sàn đều có tỷ số cạnh dài/ cạnh ngắn = l_2/l_1 đều nhỏ hơn 2. Nên ta tính toán các ô sàn của tầng mái theo bản làm việc 2 phương 4 cạnh ngàm.

- Bê tông B25 $\Rightarrow R_n = 14.5 \text{ MP}$

- Cốt thép sàn AI $\Rightarrow R_a = 225 \text{ MPa}$

- Tính bản như cầu kiện chịu uốn, tiết diện $b \times h = 100 \times 12 \text{ cm}$

- Chọn $a_o = 2 \text{ cm} \rightarrow h_o = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$

- Công thức tính: (lấy từ cuốn :SÀN SƯỜN BÊ TÔNG TOÀN KHỐI)

$$A = \frac{M}{R_n \times b \times h_o^2}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1 - \sqrt{1 - 2A}$$

$$\Rightarrow A_a = \frac{\alpha \cdot R_n \cdot b \cdot h_o}{R_a}$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{M}{R_a \cdot \gamma \cdot h_o}$$

- Hàm lượng cốt thép: hàm lượng cốt thép không được quá nhiều để tránh phá hoại giòn, cũng không được quá ít: $\mu_{\min} \leq \mu \leq \mu_{\max}$.

với $\mu = \frac{F_a}{b h_o}$.

$$\mu_{\max} = \alpha_0 \frac{R_n}{R_a} = 0,58 \frac{130}{2300} = 3,27\%$$

μ_{\min} : Theo TCVN $\mu_{\min} = 0,05\%$, thường lấy $\mu_{\min} = 0,1\%$.

Vậy ta có bảng tính cốt thép cho các ô sàn tầng mái như sau:

Bảng tính cốt thép đối với momen M_1

Ô sàn	M_1 (Tm/m)	h_o (m)	α	γ	F_a	Chọn thép	Fa chọn	μ %
S1	0.3122	0.1	0.021531	0.989116	0.00014028	5 Φ 6	0.0001414	0.1414
S2	0.3937	0.1	0.027152	0.9862347	0.00017742	7 Φ 6	0.000198	0.198
S3	0.3119	0.1	0.02151	0.9891266	0.00014015	5 Φ 6	0.0001414	0.1414
S4	0.2754	0.1	0.018993	0.9904115	0.00012358	5 Φ 6	0.0001414	0.1414
S5	0.215	0.1	0.014828	0.9925304	9.6275E-05	5 Φ 6	0.0001414	0.1414
S6	0.2582	0.1	0.017807	0.9910158	0.0001158	5 Φ 6	0.0001414	0.1414

Bảng tính cốt thép với momen M_1

Ô sàn	$M_1 Tm/m$	h_0 (m)	α	γ	F_a	Chọn thép	Fa chọn	μ %
S1	0.705	0.1	0.048621	0.9750681	0.00031333	5 Φ 10	0.0003927	0.3927
S2	0.8431	0.1	0.058145	0.9700293	0.00037471	5 Φ 10	0.0003927	0.3927
S3	0.6855	0.1	0.047276	0.9757752	0.00030467	5 Φ 10	0.0003927	0.3927
S4	0.707	0.1	0.048759	0.9749955	0.00031422	5 Φ 10	0.0003927	0.3927
S5	0.5	0.1	0.034483	0.9824506	0.00022222	5 Φ 8	0.0002513	0.2513
S6	0.59	0.1	0.04069	0.9792235	0.00026222	6 Φ 8	0.0003016	0.3016

Bảng tính cốt thép với momen M_2

Ô sàn	$M_2 Tm/m$	h_0 (m)	α	γ	F_a	Chọn thép	Fa chọn	μ %
S1	0.2823	0.1	0.019469	0.9901689	0.00012671	5 Φ 6	0.0001414	0.1414
S2	0.105	0.1	0.007241	0.9963661	4.6837E-05	5 Φ 6	0.0001414	0.1414
S3	0.1096	0.1	0.007559	0.9962063	4.8897E-05	5 Φ 6	0.0001414	0.1414
S4	0.2118	0.1	0.014607	0.9926424	9.4831E-05	5 Φ 6	0.0001414	0.1414
S5	0.183	0.1	0.012621	0.9936493	8.1853E-05	5 Φ 6	0.0001414	0.1414
S6	0.1632	0.1	0.011255	0.9943404	7.2946E-05	5 Φ 6	0.0001414	0.1414

Bảng tính cốt thép với momen M_{II}

Ô sàn	$M_{II}(Tm/m)$	h_0 (m)	α	γ	F_a	Chọn thép	F_a chọn	μ %
S1	0.651	0.1	0.044897	0.9770238	0.00029614	6 Φ 8	0.0003016	0.3016
S2	0.2422	0.1	0.016703	0.9915773	0.00010856	5 Φ 6	0.0001414	0.1414
S3	0.2486	0.1	0.017145	0.9913528	0.00011145	5 Φ 6	0.0001414	0.1414
S4	0.548	0.1	0.037793	0.9807322	0.00024834	6 Φ 8	0.0003016	0.3016
S5	0.4277	0.1	0.029497	0.9850275	0.00019298	5 Φ 8	0.0002513	0.2513
S6	0.3762	0.1	0.025945	0.9868548	0.00016943	5 Φ 8	0.0002513	0.2513

CHƯƠNG 4: TÍNH TOÁN DẦM KHUNG TRỤC H

4.1. Nguyên tắc tính toán:(tiêu chuẩn thiết kế BTCT:2737-1995)

4.1.1. Tính toán cốt dọc:

a/ Thông số thiết kế:

- Cường độ tính toán của vật liệu:

+ Bê tông cấp độ bền B25 có $R_n = 14.5 \text{ MPa}$, $R_k = 1.05 \text{ MPa}$

+ Cốt thép nhóm AII có $R_a = 2800 \text{ kG/cm}^2$, $R_{ad} = 2200 \text{ kG/cm}^2$.

+ Tra ra hệ số α_o và A_o theo bảng.

- Nội lực tính toán thép : dùng mômen cực đại ở giữa nhịp, trên từng gối tựa làm giá trị tính toán. Dầm đỡ toàn khối với bản nên xem một phần bản tham gia chịu lực với dầm như là cánh của tiết diện chữ T. Tùy theo mômen là dương hay âm mà có kể hay không kể cánh vào trong tính toán. Việc kể bản vào tiết diện bê tông chịu nén sẽ giúp tiết kiệm thép khi tính dầm chịu mômen dương.

b/ Tiết diện chịu mô men âm:

- Cánh nằm trong vùng kéo nên bỏ qua, chiều cao làm việc $h_o = h - a$, với a là lớp bảo vệ cốt thép.

- Tính hệ số:
$$A = \frac{M}{R_n b h_o^2}$$

- Nếu $A \leq A_o$ (tức $\alpha \leq \alpha_o$) thì từ A tra bảng ra γ . Diện tích cốt thép được tính theo công thức:

$$F_a = \frac{M}{R_a \gamma h_o}$$

- Chọn thép và kiểm tra hàm lượng cốt thép: $\mu = F_a / b h_o$, điều kiện $\mu \geq \mu_{\min} = 0,05\%$.

- Kích thước tiết diện hợp lý khi hàm lượng cốt thép $0,5\% \leq \mu \leq 2,5\%$.

- Nếu $A \geq A_o$ thì trong trường hợp không thể tăng kích thước tiết diện thì phải tính toán đặt cốt thép vào vùng nén để giảm A (tính cốt kép).

c/ Với tiết diện chịu mômen dương:

- Sàn nằm trong vùng chịu nén, tham gia chịu lực với sườn, tính toàn theo tiết diện chữ T chiều rộng cánh đưa vào tính toán là b_c : $b_c = b + 2C_1$

Trong đó C_1 không vượt quá trị số bé nhất trong ba trị số sau:

+ Một nửa khoảng cách giữa hai mép trong của dầm;

+ 1/6 nhịp tính toán của dầm .

+ $9h_c$ với $h_c = 20\text{cm} > 0,1.h = 0,1.60 = 6\text{ cm}$. Trong đó h_c là chiều dày của sàn.

- Xác định vị trí trục trung hoà bằng cách tính M_c

$$M_c = R_n \cdot b_c \cdot h_c \cdot (h_0 - 0,5 h_c)$$

- Trường hợp 1: Nếu $M \leq M_c$ trục trung hoà đi qua cánh, lúc này tính toán như tiết diện chữ nhật $b_c \times h$

- Trường hợp 2: Nếu $M > M_c$ trục trung hoà đi qua sườn, lúc này tính toán như tiết diện chữ nhật $b \times h$.

+ Tính hệ số:

$$A = \frac{M - R_n (b_c - b) h_c (h_0 - 0.5 h_c)}{R_n b h_0^2}$$

+ Từ A tra ra γ , xác định F_a theo công thức:

$$F_a = \frac{R_n}{R_a} [b h_0 + (b_c - b) h_c]$$

4.1.2. Tính toán cốt đai:

- Trước hết kiểm tra điều kiện hạn chế về lực cắt, đảm bảo bê tông không bị phá hoại trên tiết diện nghiêng theo ứng suất nén chính:

$$Q \leq k_0 \cdot R_n \cdot b \cdot h_0$$

+ Trong đó $k_0 = 0,35$ với bê tông mác dưới 400

- Kiểm tra điều kiện khả năng chịu cắt của bê tông:

$$Q \leq k_1 \cdot R_k \cdot b \cdot h_0$$

+ Trong đó $k_1 = 0,6$ đối với dầm

Nếu điều kiện này thoả mãn thì không cần tính toán chỉ cần đặt cốt đai, cốt xiên theo cấu tạo, nếu không thì cần tính toán cốt đai chịu cắt.

- Tính toán cốt đai khi không đặt cốt xiên:

+ Lực cốt đai phải chịu: $q_d = \frac{Q^2}{8R_k b h_0^2}$

+ Chọn đường kính cốt đai có diện tích tiết diện là f_d , số nhánh của cốt đai là n .

Khoảng cách tính toán của cốt đai: $u_{tt} = \frac{R_{ad} n f_d}{q_d}$

Khoảng cách cực đại của cốt đai: $u_{\max} = \frac{1,5 R_k b h_0^2}{Q}$

Khoảng cách cấu tạo của cốt đai: +đầu dầm $u_{ct} \leq (h/2 ; 150\text{ cm})$ khi $h \leq 45\text{ cm}$

+ giữa dầm $u_{ct} \leq (3h/4 ; 50\text{ cm})$ khi $h > 30\text{ cm}$

Khoảng cách giữa các cốt đai chọn: $u_d \leq (u_{tt}, u_{max}, u_{ct})$

4.2. Thiết kế thép cho cấu kiện điển hình

4.2.1. Tính toán dầm B13- khung trục H, tầng hầm, 1,2,3,4,5

4.2.1.1. Thông số tính toán :

a/ Kích thước hình học :

- Tiết diện dầm : $h = 45 \text{ cm}$, $b = 30 \text{ cm}$
- Nhịp dầm : $L = 540 \text{ cm}$
- Nhịp tính toán : $L_{tt} = 510 \text{ cm}$

b/ Nội lực :

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

Tiết diện	I-I (đầu dầm)	II-II (giữa dầm)	III-III (cuối dầm)
M (Tm)	-0.7195	0.3595	-0.296
Q (T)	1.055	0.265	0.77

c/ Vật liệu :

- Bê tông cấp độ bền B25, có $R_n = 14.5 \text{ MPa}$, $R_k = 1.05 \text{ MPa}$.
- Cốt thép nhóm AII, có $R_a = 280 \text{ MPa}$, $R_{ad} = 220 \text{ MPa}$.
- Tra bảng có : $\alpha_o = 0,55$ và $A_o = 0,399$

4.2.1.2. Thiết kế cốt dọc :

a/ Tiết diện chịu Momen âm, momen tại gối: $M = 0.7195 \text{ Tm}$
 $Q = 1.055 \text{ T}$

- Ta tính theo tiết diện chữ nhật $b \times h = 30 \times 45 \text{ (cm)}$
- Giả thiết $a = 4 \text{ cm}$, từ đó $h_o = 54 - 4 = 50 \text{ (cm)}$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_n b h_o^2} = \frac{0.7195 \times 10^5}{145 \times 30 \times 50^2} = 0,014 < \alpha_o = 0,399$$

- Tính : $\zeta = 0.5 \times (1 + \sqrt{1 - 2 \times \alpha_m}) = 0.5 \times (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.014}) = 0.992$

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_o} = \frac{0.7195 \times 10^5}{280 \times 0.992 \times 50} = 78 \text{ mm}^2$$

Ta chọn $3\phi 18$; $A_s = 763.4 \text{ mm}^2$

- Hàm lượng cốt thép $\mu = \frac{R_a}{b \cdot h_o} = \frac{763.4}{300 \times 500} = 0.5\% > \mu_{min} = 0,05\%$

$$b/ \text{Tiết diện chịu Momen dương:} \quad \begin{aligned} \text{Dùng } M &= 0.3595 \text{ Tm} \\ Q &= 0.265 \text{ T} \end{aligned}$$

Tính theo tiết diện chữ T có cánh nằm trong vùng nén với $h_f' = 12$ (cm).

- Giả thiết $a = 4$ cm, từ đó $h_0 = 54 - 4 = 50$ (cm)

Giá trị độ vươn của cánh S_c lấy bé hơn trị số sau :

- Một nửa khoảng cách thông thủy giữa các sườn dọc

$$0.5x(6+1.5) = 3.75m$$

- 1/6 nhịp cầu kiện : $1/6 \times 3,7 = 0.62$ m

$$\rightarrow S_c = 0.62m$$

Tính $b_f' = b + 2.S_c = 0.3 + 2 \times 0.62 = 1.54$ (m) = 154cm.

Xác định $M_f = R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_0 - 0.5h_f') = 145 \times 154 \times 12 \times (50 - 0.5 \times 12) = 8038800$ (daNcm)

$$= 803.88 \text{ kNm}$$

Và $M_{\max} = 3.595 \text{ kNm} < M_f = 803.88 \text{ kNm}$ nên trục trung hòa đi qua cánh.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_n b_f' h_o^2} = \frac{0.3595 \times 10^5}{145 \times 154 \cdot 50^2} = 0,0014 < \alpha_o = 0,399$$

- Tính : $\zeta = 0.5x(1 + \sqrt{1 - 2x\alpha_m}) = 0.5x(1 + \sqrt{1 - 2x0.0014}) = 0.999$

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{0.3595 \times 10^5}{280 \times 1000 \times 0.999 \times 0.5} = 36mm^2$$

Vậy chọn $\phi 22; A_s = 760.3mm^2$

- Hàm lượng cốt thép $\mu = \frac{R_a}{b \cdot h_0} = \frac{760.3}{300 \cdot 500} = 0.51\% > \mu_{\min} = 0,05\%$

4.2.1.3. Thiết kế cốt đai cho cho dầm B13 tầng hầm,1,2,3,4,5

- Từ bảng tổ hợp nội lực ta chọn ra lực cắt nguy hiểm nhất cho tiết diện dầm

$$Q = 1.055 \text{ (T)} = 10.55 \text{ (kN)}$$

- Bê tông cấp độ bền B25 có $R_b = 14.5$ Mpa; $R_{bt} = 1.05$ Mpa

- Cốt thép đai chọn nhóm cốt thép AI : $R_s = 175$ Mpa; $E_s = 2.1 \times 10^5$ Mpa

- Kiểm tra điều kiện 1 : $Q \leq k_o \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,35 \cdot 145 \cdot 30 \cdot 50 \cdot 10^{-3} = 54.81$ (T)

Toàn bộ các lực cắt đều thỏa mãn, đảm bảo điều kiện bê tông không bị ép vỡ bởi ứng suất nén chính

- Kiểm tra điều kiện 2 : $Q \leq k_1 \cdot R_k \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 10,5 \cdot 30 \cdot 50 \cdot 10^{-3} = 6,804$ (T)

Do cả 2 điều kiện đều thỏa mãn, dầm hoàn toàn đủ khả năng chịu ứng suất nén chính, và bê tông đủ khả năng chịu lực cắt.

- Chọn đai $\phi 8$ thép AI

- Khu vực hai đầu dầm đặt đại theo cấu tạo $\phi 8$, a150. Khu vực giữa dầm dùng $\phi 8$, a250

* Do công trình chung cư cao cấp **HOÀNG CƯỜNG PLAZA** có tính chất đối xứng theo cả 2 phương, nên tạo bố trí cốt thép chịu momen âm là $3\phi 18; A_s = 763.4mm^2$ và cốt thép chịu momen dương là $3\phi 16; A_s = 603.2mm^2$, cốt đai $\phi 8$ cho dầm B13, B14 từ tầng hầm đến tầng 5.

4.2.2. Tính toán dầm B13- khung trục H, tầng 6,7,8,9,10

4.2.2.1. Thông số tính toán :

a/ Kích thước hình học :

- Tiết diện dầm : h = 45 cm , b = 30 cm
- Nhịp dầm : L = 540 cm
- Nhịp tính toán : $L_{tt} = 500$ cm

b/ Nội lực :

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

Tiết diện	I-I (đầu dầm)	II-II (giữa dầm)	III-III (cuối dầm)
M (Tm)	-1.774	0.385	-0.66
Q (T)	1.643	0.843	0.77

c/ Vật liệu :

- Bê tông cấp độ bền B25, có $R_n = 14.5$ MPa, $R_k = 1.05$ MPa.
- Cốt thép nhóm AII, có $R_a = 280$ MPa, $R_{ad} = 220$ Mpa.
- Tra bảng có : $\alpha_o = 0,55$ và $A_o = 0,399$

4.2.2.2. Thiết kế cốt dọc :

a/ Tiết diện chịu Momen âm, momen tại gối: Dầm M = 1.774 Tm
Q = 1.643 T

- Ta tính theo tiết diện chữ nhật b x h = 30 x 45 (cm)
- Giả thiết a = 4 cm, từ đó $h_o = 54 - 4 = 50$ (cm)

$$\alpha_m = \frac{M}{R_n b h_o^2} = \frac{1.774 \times 10^5}{145 \times 30 \times 50^2} = 0,0314 < \alpha_o = 0,399$$

- Tính : $\zeta = 0.5 \times (1 + \sqrt{1 - 2 \times \alpha_m}) = 0.5 \times (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.0314}) = 0.984$

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_o} = \frac{1.774 \times 10^5}{280 \times 1000 \times 0.984 \times 0.5} = 179 mm^2$$

Ta chọn $3\phi 18; A_s = 763.4 \text{ mm}^2 > A_s^{yc}$

- Hàm lượng cốt thép $\mu = \frac{R_a}{b \cdot h_0} = \frac{763.4}{300 \times 500} = 0.51\% > \mu_{\min} = 0.05\%$

b/ Tiết diện chịu Momen dương: $\begin{matrix} \text{Dùng } M & = & 0.385 \text{ Tm} \\ & & Q & = & 0.843 \text{ T} \end{matrix}$

Tính theo tiết diện chữ T có cánh nằm trong vùng nén với $h_f' = 12$ (cm).

- Giả thiết $a = 4$ cm, từ đó $h_0 = 54 - 4 = 50$ (cm)

Giá trị độ vươn của cánh S_c lấy bé hơn trị số sau :

- Một nửa khoảng cách thông thủy giữa các sườn dọc

$$0.5 \times (6 + 1.5) = 3.75 \text{ m}$$

- 1/6 nhịp cầu kiện : $1/6 \times 5,0 = 0.83$ m

$$\rightarrow S_c = 0.62 \text{ m}$$

Tính $b_f' = b + 2 \cdot S_c = 0.3 + 2 \times 0.62 = 1.54$ (m) = 154cm.

Xác định $M_f = R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_0 - 0.5 h_f') = 145 \times 154 \times 12 \times (50 - 0.5 \times 12) = 8038800$ (daNcm)

$$= 803.88 \text{ kNm}$$

Và $M_{\max} = 3.85 \text{ kNm} < M_f = 803.88 \text{ kNm}$ nên trục trung hòa đi qua cánh.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_n b_f' h_0^2} = \frac{0.385 \times 10^5}{145 \times 154 \cdot 50^2} = 0,0015 < \alpha_o = 0,399$$

- Tính : $\zeta = 0.5 \times (1 + \sqrt{1 - 2 \times \alpha_m}) = 0.5 \times (1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.0015}) = 0.998$

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{0.385 \times 10^5}{280 \times 1000 \times 0.998 \times 0.5} = 36 \text{ mm}^2$$

Vậy chọn $2\phi 20; A_s = 628.3 \text{ mm}^2 > A_s^{yc}$

- Hàm lượng cốt thép $\mu = \frac{R_a}{b \cdot h_0} = \frac{628.3}{300 \cdot 500} = 0.58\% > \mu_{\min} = 0.05\%$

4.2.2.3. Thiết kế cốt đai cho cho dầm B13 tầng 6,7,8,9,10

- Từ bảng tổ hợp nội lực ta chọn ra lực cắt nguy hiểm nhất cho tiết diện dầm

$$Q = 1.643 \text{ (T)} = 16.43 \text{ (kN)}$$

- Bê tông cấp độ bền B25 có $R_b = 14.5$ Mpa; $R_{bt} = 1.05$ Mpa

- Cốt thép đai chọn nhóm cốt thép AI : $R_s = 175$ Mpa; $E_s = 2.1 \times 10^5$ Mpa

- Kiểm tra điều kiện 1 : $Q \leq k_o \cdot R_b \cdot b \cdot h_o = 0,35 \cdot 145 \cdot 30 \cdot 50 \cdot 10^{-3} = 54,81 \text{ (T)}$

Toàn bộ các lực cắt đều thỏa mãn, đảm bảo điều kiện bê tông không bị ép vỡ bởi ứng suất nén chính

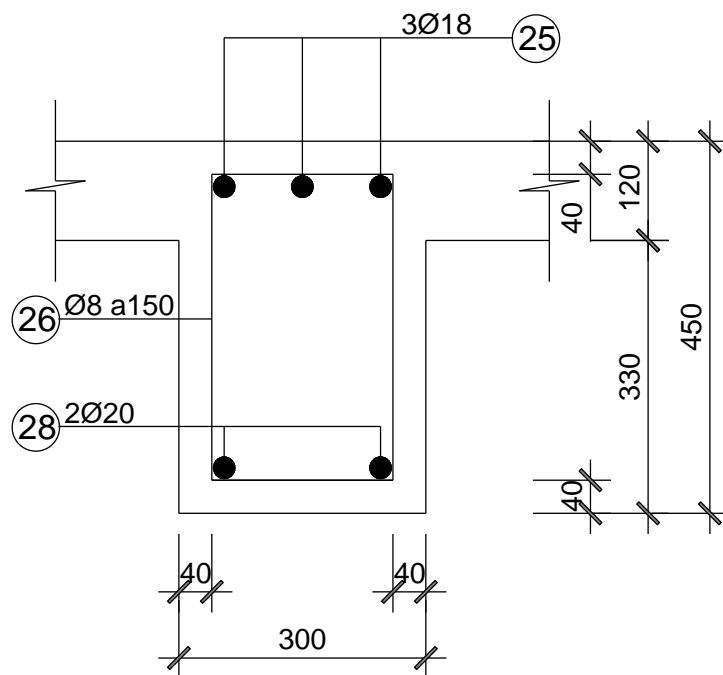
- Kiểm tra điều kiện 2 : $Q \leq k_1 \cdot R_k \cdot b \cdot h_o = 0,6 \cdot 10,5 \cdot 30 \cdot 50 \cdot 10^{-3} = 6,804 \text{ (T)}$

Do cả 2 điều kiện đều thỏa mãn, đảm hoàn toàn đủ khả năng chịu ứng suất nén chính, và bê tông đủ khả năng chịu lực cắt.

- Chọn đai $\phi 8$ thép AI

- Khu vực hai đầu dầm đặt đai theo cấu tạo $\phi 8$, a150. Khu vực giữa dầm dùng $\phi 8$, a250

* Do công trình chung cư cao cấp **HOÀNG CƯỜNG PLAZA** có tính chất đối xứng theo cả 2 phương, nên ta bố trí cốt thép chịu momen âm là $3\phi 18; A_s = 763,4 \text{ mm}^2$ và cốt thép chịu momen dương là $3\phi 16; A_s = 603,2 \text{ mm}^2$, cốt đai $\phi 8$ cho dầm B13, B14 từ tầng 6 đến tầng 10.



24-24

MẶT CẮT BỐ TRÍ CỘT THÉP DẦM

CHƯƠNG 5 : TÍNH TOÁN CỘT KHUNG TRỤC H

5.1. Nguyên lý thiết kế khung trục H

5.1.1. Quy trình tính toán :

Vì sơ đồ tính là mô hình khung không gian nên cột bị uốn lệch tâm xiên ,tồn tại mômen theo cả hai phương X và Y. Trong phạm vi đồ án, cột chịu uốn lệch tâm xiên được thiết kế theo tài liệu của GS. TS. Nguyễn Đình Công biên soạn theo tiêu chuẩn TCXDVN 365-2005.

5.1.1.1. Thông số thiết kế:

a/ Số liệu:

- Cột tiết diện chữ nhật với hai cạnh $c_x, c_y (c_x > c_y)$.

$\text{tg}\alpha_1 = c_y / c_x \leq 1$. Diện tích tiết diện bê tông cột $A_c = c_x \cdot c_y$

- Cốt thép được đặt theo chu vi, đối xứng qua hai trục. Diện tích toàn bộ cốt thép dọc là A_s . Hàm lượng cốt thép : $\mu = 100 \cdot A_s / A_c$

Điều kiện $\mu_{\min} \leq \mu \leq \mu_{\max}$ với $\mu_{\min} = 0.05\%$; $\mu_{\max} = 6\%$;

b/ Cường độ vật liệu:

- Bê tông cấp độ bền B25 có cường độ : + Nén dọc trục : $R_b = 14,4 \text{ MPa}$

+ Kéo dọc trục : $R_{bt} = 1,05 \text{ MPa}$

+ Môđun đàn hồi : $E_b = 30 \times 10^3 \text{ MPa}$

- Cốt thép : + Nhóm cốt thép A-I có $R_s = R_{sc} = 225 \text{ Mpa}$

+ Nhóm cốt thép A-II có $R_s = R_{sc} = 280 \text{ Mpa}$

5.1.1.2. Phương pháp thực hành tính toán cốt thép:

- N : tổng lực nén

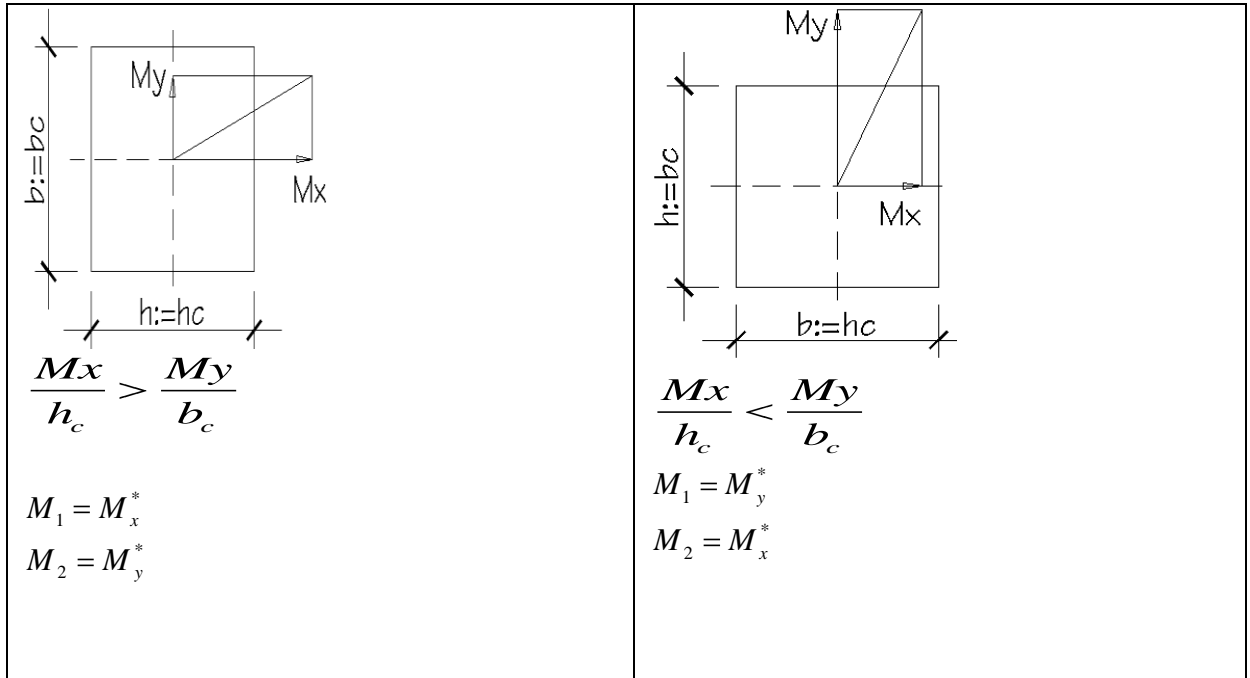
- M_x : mômen tác dụng trong mặt phẳng chứa c_x

- M_y : mômen tác dụng trong mặt phẳng chứa c_y

(N, M_x , M_y là nội lực tính toán được lấy từ bảng tổ hợp nội lực cột)

Ta cần xét uốn dọc theo cả 2 phương, xác định hệ số η_x, η_y . Tính momen uốn đã tăng lên do uốn dọc là M_x^*, M_y^* theo công thức sau :

$$M_x^* = N\eta_x e_{ox}; M_y^* = N\eta_y e_{oy}$$



- Ta cần xét đến độ lệch tâm ngẫu nhiên $e_a(e_{ax}; e_{ay}) > (1/600 \text{ chiều dài cầu kiện và } 1/30 \text{ chiều cao tiết diện})$.

- Với cầu kiện của kết cấu siêu tĩnh ta lấy : $e_0 = \max(e_1; e_a)$.

+ Khi $\lambda_u = \frac{l_0}{i_u} \leq 28$ có thể bỏ qua uốn dọc và lấy $\eta = 1$

Với : i_u - bán kính quán tính trong phương mặt phẳng uốn. Với tiết diện chữ nhật lấy

$i_u = 0.288h$ và khi $\frac{l_0}{h} \leq 8$ ta cũng lấy $\eta = 1$.

+ Khi $\lambda_u = \frac{l_0}{i_u} > 28$ ($\frac{l_0}{h} > 8$) cần kể đến uốn dọc và tính η theo công thức sau :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}$$

Trong đó N_{cr} là lực dọc tới hạn $N_{cr} = \frac{2,5\theta E_b I}{l_0^2}; \theta = \frac{0,2e_0 + 1,05c_y}{1,5e_0 + c_y}$

- Từ các số liệu R_b, R_s, R_{sc} ta tìm được hệ số ξ_R .

- Khi $R_s = R_{sc}$ thì ta xác định x_1 theo công thức : $x_1 = \frac{N}{R_b b}$

Xác định hệ số chuyển đổi momen M_2 là m_0 .

Khi $x_1 \leq h_0$ thì $m_0 = 1 - \frac{0,6X_1}{h_0}$

Khi $x_1 \geq h_0$ thì $m_0 = 0,4$

- Tính mômen tương đương M (đổi lệch tâm xiên ra phẳng).

$$M = M_1 + m_0 M_2 \frac{h}{b}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}; e = e_0 + 0,5h - a$$

5.1.1.3. Tính toán cốt thép:

$$\text{Diện tích cốt thép } A'_s = \frac{Ne - R_b b x (h_0 - 0,5x)}{R_{sc} Z_a}$$

Khi $x_1 \geq \xi_R h_0$ thì lấy $x = x_1$. Khi đó lấy x theo công thức gần đúng :

$$x = \left(\xi_R + \frac{1 - \xi_R}{1 + 50 \varepsilon_0^2} \right) h_0 \text{ với } \varepsilon_0 = \frac{e_0}{h_0}$$

Diện tích toàn bộ cốt thép được lấy bằng $A_{st} = K_s A'_s$. Lấy $K_s = 2,5$. Để an toàn có thể lấy tăng K_s nhưng không lớn hơn 3.

*Thiết kế thép cho cấu kiện điển hình :

- Nội lực trong cột được lấy từ bảng tổ hợp

- Cơ sở tính toán :

+ Bảng tổ hợp tính toán.

+ TCVN 365 - 2005 : Tiêu chuẩn thiết kế bê tông cốt thép.

+ Hồ sơ kiến trúc công trình

5.2. Tiến hành thiết kế thép cho cột biên C22

5.2.1. Tiến hành thiết kế thép cho cột C22 ở tầng hầm ,1,2,3:

* Số liệu thiết kế

- Tiết diện cột 50x50 cm

$$c_x = 50 \text{ cm} ; c_y = 50 \text{ cm} \Rightarrow A_c = 50.50 = 2500 \text{ (cm}^2\text{)}$$

- Chiều cao tầng: $H = 3.9 \text{ m}$

$$\Rightarrow \text{chiều dài tính toán : } l_{ox} = l_{oy} = 0,7.H = 2.73 \text{ m} = 273 \text{ cm}$$

$$- \text{tg} \alpha_1 = \frac{a_x}{a_y} = \frac{50}{50} = 1$$

- Chọn một cặp nội lực để tính điển hình

$$N_{\max} = 117.97 \text{ (T)}$$

$$M_x = 0.337 \text{ (Tm)}$$

$$M_y = 0.820 \text{ (Tm)}$$

* Tính toán cốt thép dọc chịu lực

- Xét uốn dọc theo 2 phương:

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{c_x} = \frac{273}{50} = \lambda_y = 5.46 < 8. \text{ Bỏ qua uốn dọc, lấy } \eta_x = \eta_y = 1$$

$e_{ax} = e_{ay} > 1/600$ chiều dài cột và $1/30$ chiều cao tiết diện. Chọn $e_{ax} = e_{ay} = 20\text{mm}$.

$e_{0x} = 0.337/117.97 = 3 \text{ mm}$; $e_{0y} = 0.820/117.97 = 7\text{mm}$.

Với cấu kiện của kết cấu siêu tĩnh ta lấy $e_{0x} = e_{0y} = 20\text{mm}$.

Vậy ta có $M_x^* = N\eta e_{0x} = 117.97 \times 1 \times 0.02 = 23.594 \text{ kNm}$;
 $M_y^* = N\eta e_{0y} = 117.97 \times 1 \times 0.02 = 23.594 \text{ kNm}$

+ Ta tính theo phương X: có $h = b = 500\text{mm}$.

$$M_1 = M = M_2 = 23.594 \text{ kNm}$$

Tra bảng ta được hệ số $\xi_R = 0.595$

Giả thiết $a = 4\text{cm}$, $h_0 = 46\text{cm}$, $z_a = 42\text{cm}$. $\xi_R h_0 = 0.595 \times 460 = 273.7\text{mm}$

+ Ta có $x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{117.97 \times 1000}{14.5 \times 500} = 162.7\text{mm} < h_0 = 460\text{mm}$.

Vậy $m_0 = 1 - \frac{0.6x_1}{h_0} = 1 - \frac{0.6 \times 162.7}{460} = 0.788$

$$M = M_1 + m_0 M_2 \frac{h}{b} = 23.594 + 0.788 \times 23.594 = 42.98 \text{ kNm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{42.98}{1179.7} = 37\text{mm}$$

$$e = e_0 + 0.5h - a = 37 + 0.5 \times 500 - 40 = 247\text{mm}$$

Lại có $x_1 = 162.7 < \xi_R h_0 = 273.7$ nên ta lấy $x = x_1 = 162.7 \text{ mm}$ để tính :

$$A_s' = \frac{Ne - R_b b x (h_0 - 0.5x)}{R_{sc} Z_a} = \frac{1179700 \times 247 - 14.5 \times 500 \times 162.7 \times (460 - 81.35)}{280 \times 420} = -1320\text{mm}^2 < 0$$

- Vì $A_s' < 0$ nên ta đã bố trí tiết diện cột quá lớn, không hợp lí. Để đảm bảo an toàn cho cột ta bố trí cốt dọc chịu lực của cột theo cấu tạo. Ta chọn

$$4\phi 22; A_s = A_s' = 15.21\text{cm}^2.$$

- Xử lí kết quả :

$$\mu_t = \frac{2 \times 15.21}{2500} \times 100\% = 1.2\%$$

Vậy cốt thép đã chọn thỏa mãn điều kiện về hàm lượng cốt thép theo cấu tạo.

* Tính toán cốt đai cho cột:

- Cốt đai trong cột có tác dụng giữ ổn định cho cốt dọc chịu nén, giữ vị trí của cốt dọc khi đổ bê tông. Cốt đai cũng có tác dụng chịu lực cắt, phân bố ứng suất, chịu các lực và tác dụng chưa tính đến.

- Cốt đai trong cột thường được đặt theo các quy định về cấu tạo:

+ $\phi \geq 0.25.d_{\max}$. Với công trình thiết kế kháng chấn, $\phi \geq 8 \text{ mm}$

+ $u \leq 15.d_{\min}$. Trong đoạn nối buộc cốt thép $u \leq 10.d_{\min}$

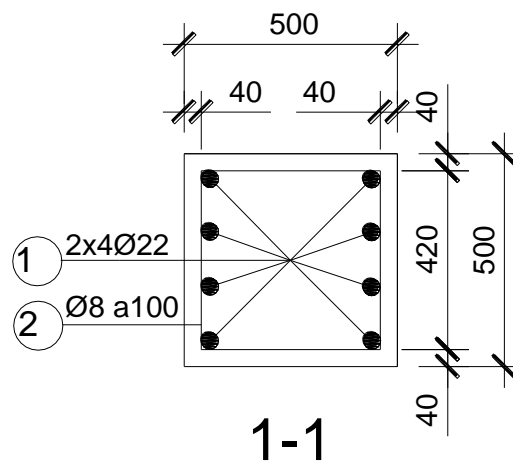
+ Yêu cầu: cách một cốt dọc phải có một cốt dọc nằm ở góc cốt đai.

- Ta sử dụng cốt dọc $\phi 22$ nên trong phạm vi từ tầng hầm đến hết tầng 5, dùng cốt đai $\phi 8$. Bước đai trong khu vực giữa cột là 200. Trong các vùng cột tại nút khung, bố trí đai dày theo các điều kiện cấu tạo là 100 (tham khảo trong TCXD 365-2005).

* Do công trình chung cư cao cấp **HOÀNG CƯỜNG PLAZA** có tính chất đối xứng theo cả 2 phương nên ta bố trí cốt thép chịu lực $4\phi 22$; $A_s = A'_s = 15.21\text{cm}^2$, và cốt đai $\phi 8$ cho cột C27. Do trên toàn chiều cao công trình thay đổi tiết diện 2 lần nên ta bố trí cốt thép này cho cột C22, C27 từ tầng hầm đến tầng 5.

* Tính toán hoàn toàn tương tự cho các cột C22, C27 tầng 6-10, có tiết diện $45 \times 45(\text{cm})$, ta cũng được $A'_s < 0$, nên ta chọn cốt thép chịu lực theo cấu tạo là $4\phi 20$; $A_s = A'_s = 12.57\text{cm}^2$. Xử lý kết quả $\mu_t = \frac{2 \times 12.57}{45 \times 45} \times 100\% = 1.24\% > \mu_{\min} = 0.05\%$.

Chọn cốt đai $\phi 8$. Bước trong phạm vi giữa cột là 200, trong các vùng cột tại nút khung bố trí đai dày là 100mm.



5.2.2. Tiến hành thiết kế thép cho cột C23 ở tầng hầm, 1,2,3:

* Số liệu thiết kế

- Tiết diện cột 50×50 cm

$$c_x = 50 \text{ cm} ; c_y = 50 \text{ cm} \Rightarrow A_c = 50.50 = 2500 (\text{cm}^2)$$

- Chiều cao tầng: $H = 3.9$ m

$$\Rightarrow \text{chiều dài tính toán} : l_{ox} = l_{oy} = 0.7.H = 2.73 \text{ m} = 273 \text{ cm}$$

$$- \text{tg} \alpha_1 = \frac{a_x}{a_y} = \frac{50}{50} = 1$$

- Chọn một cặp nội lực để tính điển hình

$$N_{\max} = 209.7 \text{ (T)}$$

$$M_x = 0.188 \text{ (Tm)}$$

$$M_y = 0.894 \text{ (Tm)}$$

* Tính toán cốt thép dọc chịu lực

- Xét uốn dọc theo 2 phương:

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{c_x} = \frac{273}{50} = \lambda_y = 5.46 < 8. \text{ Bỏ qua uốn dọc, lấy } \eta_x = \eta_y = 1$$

$e_{ax} = e_{ay} > 1/600$ chiều dài cột và $1/30$ chiều cao tiết diện. Chọn $e_{ax} = e_{ay} = 20\text{mm}$.

$$e_{0x} = 0.188/117.97 = 2 \text{ mm}; e_{0y} = 0.894/117.97 = 8 \text{ mm}.$$

Với cấu kiện của kết cấu siêu tĩnh ta lấy $e_{0x} = e_{0y} = 20\text{mm}$.

Vậy ta có

$$M_x^* = N\eta e_{0x} = 209.9 \times 1 \times 0.02 = 41.98 \text{ kNm};$$

$$M_y^* = N\eta e_{0y} = 209.9 \times 1 \times 0.02 = 41.98 \text{ kNm}$$

+ Ta tính theo phương X: có $h = b = 500\text{mm}$.

$$M_1 = M = 41.98 \text{ kNm}; M_2 = 41.98 \text{ kNm}.$$

Tra bảng ta được hệ số $\xi_R = 0.595$

$$\text{Giả thiết } a = 4\text{cm}, h_0 = 46\text{cm}, z_a = 42\text{cm}. \xi_R h_0 = 0.595 \times 560 = 333\text{mm}$$

+ Ta có $x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{209.9 \times 1000}{14.5 \times 500} = 290\text{mm} < h_0 = 460\text{mm}$.

Vậy $m_0 = 1 - \frac{0.6x_1}{h_0} = 1 - \frac{0.6 \times 290}{460} = 0.622$

$$M = M_1 + m_0 M_2 \frac{h}{b} = 41.98 + 0.622 \times 41.98 = 68.1 \text{ kNm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{68.1}{2099} = 32\text{mm}$$

$$e = e_0 + 0.5h - a = 32 + 0.5 \times 500 - 40 = 242\text{mm}$$

Lại có $x_1 = 290 < \xi_R h_0 = 333$ nên ta lấy $x = x_1 = 290 \text{ mm}$ để tính :

$$A_s' = \frac{Ne - R_b b x (h_0 - 0.5x)}{R_{sc} Z_a} = \frac{2099000 \times 242 - 14.5 \times 600 \times 290 \times (460 - 145)}{280 \times 520} = -2067\text{mm}^2 < 0$$

- Vì $A_s' < 0$ nên ta đã bố trí tiết diện cột quá lớn, không hợp lí. Để đảm bảo an toàn cho cột ta bố trí cốt dọc chịu lực của cột theo cấu tạo. Ta chọn

$$4\phi 22; A_s = A_s' = 15.21\text{cm}^2.$$

- Xử lí kết quả :

$$\mu_t = \frac{2 \times 15.21}{2500} \times 100\% = 1.2\%$$

Vậy cốt thép đã chọn thỏa mãn điều kiện về hàm lượng cốt thép theo cấu tạo.

* Tính toán cốt đai cho cột:

- Cốt đai trong cột có tác dụng giữ ổn định cho cốt dọc chịu nén, giữ vị trí của cốt dọc khi đổ bê tông. Cốt đai cũng có tác dụng chịu lực cắt, phân bố ứng suất, chịu các lực và tác dụng chưa tính đến.

- Cốt đai trong cột thường được đặt theo các quy định về cấu tạo:

$$+ \phi \geq 0.25 \cdot d_{\max}. \text{ Với công trình thiết kế kháng chấn, } \phi \geq 8 \text{ mm}$$

+ $u \leq 15.d_{\min}$. Trong đoạn nối buộc cốt thép $u \leq 10.d_{\min}$

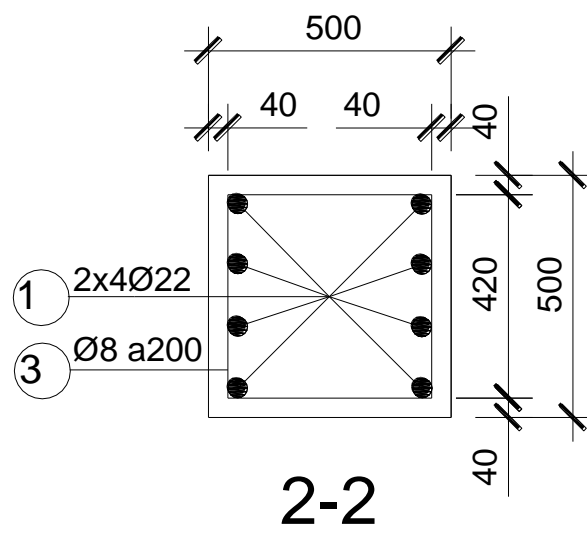
+ Yêu cầu: cách một cốt dọc phải có một cốt dọc nằm ở góc cốt đai.

- Ta sử dụng cốt dọc $\phi 22$ nên trong phạm vi từ tầng hầm đến hết tầng 3, dùng cốt đai $\phi 8$. Bước đai trong khu vực giữa cột là 200. Trong các vùng cột tại nút khung, bố trí đai dày theo các điều kiện cấu tạo là 100 (tham khảo trong TCXD 365-2005).

* Do công trình chung cư cao cấp **HOÀNG CƯỜNG PLAZA** có tính chất đối xứng theo cả 2 phương nên ta bố trí cốt thép chịu lực $4\phi 22; A_s = A'_s = 15.21\text{cm}^2$, và cốt đai $\phi 8$ cho cột C26. Do trên toàn chiều cao công trình thay đổi tiết diện 2 lần nên ta bố trí cốt thép này cho cột C23, C26 từ tầng hầm đến tầng 5.

* Tính toán hoàn toàn tương tự cho các cột C23, C26 tầng 6-10, có tiết diện $45 \times 45(\text{cm})$, ta cũng được $A'_s < 0$, nên ta chọn cốt thép chịu lực theo cấu tạo là $4\phi 20; A_s = A'_s = 12.57\text{cm}^2$. Xử lý kết quả $\mu_t = \frac{2 \times 12.57}{45 \times 45} \times 100\% = 1.24\% > \mu_{\min} = 0.05\%$.

Chọn cốt đai $\phi 8$. Bước trong phạm vi giữa cột là 200, trong các vùng cột tại nút khung bố trí đai dày là 100mm.



5.3. Tiến hành thiết kế thép cho cột C24 ở tầng hầm, 1,2,3:

* Số liệu thiết kế

- Tiết diện cột 60×60 cm

$$c_x = 60 \text{ cm} ; c_y = 60 \text{ cm} \Rightarrow A_c = 60.60 = 3600 (\text{cm}^2)$$

- Chiều cao tầng: $H = 3.9$ m

$$\Rightarrow \text{chiều dài tính toán} : l_{ox} = l_{oy} = 0.7.H = 2.73 \text{ m} = 273 \text{ cm}$$

$$- \text{tg} \alpha_1 = \frac{a_x}{a_y} = \frac{50}{50} = 1$$

- Chọn một cặp nội lực để tính điển hình

$$N_{\max} = 259.4 \text{ (T)}$$

$$M_x = 2.219 \text{ (Tm)}$$

$$M_y = 0.829 \text{ (Tm)}$$

* Tính toán cốt thép dọc chịu lực

- Xét uốn dọc theo 2 phương:

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{c_x} = \frac{273}{50} = \lambda_y = 5.46 < 8. \text{ Bỏ qua uốn dọc, lấy } \eta_x = \eta_y = 1$$

$e_{ax} = e_{ay} > 1/600$ chiều dài cột và $1/30$ chiều cao tiết diện. Chọn $e_{ax} = e_{ay} = 20\text{mm}$.

$$e_{0x} = 2.219/117.97 = 19 \text{ mm}; e_{0y} = 0.829/117.97 = 7 \text{ mm}.$$

Với cấu kiện của kết cấu siêu tĩnh ta lấy $e_{0x} = e_{0y} = 20\text{mm}$.

Vậy ta có

$$M_x^* = N\eta e_{0x} = 259.4 \times 1 \times 0.02 = 51.88 \text{ kNm};$$

$$M_y^* = N\eta e_{0y} = 259.4 \times 1 \times 0.02 = 51.88 \text{ kNm}$$

+ Ta tính theo phương X: có $h = b = 600\text{mm}$.

$$M_1 = M = 51.88 \text{ kNm}; M_2 = 51.88 \text{ kNm}.$$

Tra bảng ta được hệ số $\xi_R = 0.595$

$$\text{Giả thiết } a = 4\text{cm}, h_0 = 56\text{cm}, z_a = 52\text{cm}. \xi_R h_0 = 0.595 \times 560 = 333\text{mm}$$

+ Ta có $x_1 = \frac{N}{R_b b} = \frac{259.4 \times 1000}{14.5 \times 600} = 298\text{mm} < h_0 = 560\text{mm}$.

Vậy $m_0 = 1 - \frac{0.6x_1}{h_0} = 1 - \frac{0.6 \times 298}{560} = 0.681$

$$M = M_1 + m_0 M_2 \frac{h}{b} = 51.88 + 0.681 \times 51.88 = 87.21 \text{ kNm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{87.21}{259.4} = 34\text{mm}$$

$$e = e_0 + 0.5h - a = 34 + 0.5 \times 600 - 40 = 294\text{mm}$$

Lại có $x_1 = 241 < \xi_R h_0 = 333$ nên ta lấy $x = x_1 = 241 \text{ mm}$ để tính :

$$A_s' = \frac{Ne - R_b b x (h_0 - 0.5x)}{R_{sc} Z_a} = \frac{2594000 \times 294 - 14.5 \times 600 \times 298 \times (560 - 149)}{280 \times 520} = -2081\text{mm}^2 < 0$$

- Vì $A_s' < 0$ nên ta đã bố trí tiết diện cột quá lớn, không hợp lí. Để đảm bảo an toàn cho cột ta bố trí cốt dọc chịu lực của cột theo cấu tạo. Ta chọn

$$4\phi 22; A_s = A_s' = 15.21\text{cm}^2.$$

- Xử lí kết quả :

$$\mu_t = \frac{2 \times 15.21}{3600} \times 100\% = 0.85\%$$

Vậy cốt thép đã chọn thỏa mãn điều kiện về hàm lượng cốt thép theo cấu tạo.

* Tính toán cốt đai cho cột:

- Cốt đai trong cột có tác dụng giữ ổn định cho cốt dọc chịu nén, giữ vị trí của cốt dọc khi đổ bê tông. Cốt đai cũng có tác dụng chịu lực cắt, phân bố ứng suất, chịu các lực và tác dụng chưa tính đến.

- Cốt đai trong cột thường được đặt theo các quy định về cấu tạo:

$$+ \phi \geq 0,25.d_{\max}$$

$$+ u \leq 15.d_{\min}. \text{ Trong đoạn nối buộc cốt thép } u \leq 10.d_{\min}$$

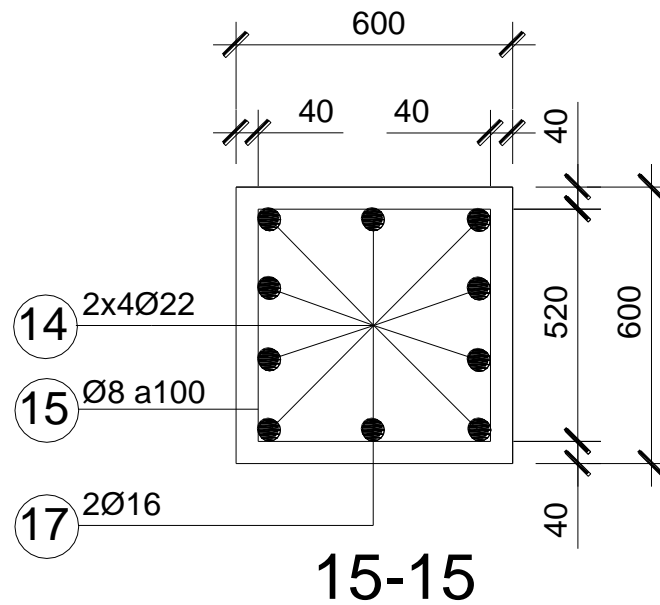
+ Yêu cầu: cách một cốt dọc phải có một cốt dọc nằm ở góc cốt đai.

- Ta sử dụng cốt dọc $\phi 22$ nên trong phạm vi từ tầng hầm đến hết tầng 6, dùng cốt đai $\phi 8$. Bước đai trong khu vực giữa cột là 200. Trong các vùng cột tại nút khung, bố trí đai dày theo các điều kiện cấu tạo là 100 (tham khảo trong TCXD 365-2005).

* Do công trình chung cư cao cấp **HOÀNG CƯỜNG PLAZA** có tính chất đối xứng theo cả 2 phương nên ta bố trí cốt thép chịu lực $4\phi 22; A_s = A'_s = 15.21\text{cm}^2$, và cốt đai $\phi 8$ cho cột C25. Do trên toàn chiều cao công trình thay đổi tiết diện 2 lần nên ta bố trí cốt thép này cho cột C24, C25 từ tầng hầm đến tầng 5.

* Tính toán hoàn toàn tương tự cho các cột C22, C27 tầng 6-10, có tiết diện $45 \times 45(\text{cm})$, ta cũng được $A'_s < 0$, nên ta chọn cốt thép chịu lực theo cấu tạo là $4\phi 20; A_s = A'_s = 12.57\text{cm}^2$. Xử lý kết quả $\mu_t = \frac{2 \times 12.57}{45 \times 45} \times 100\% = 1.24\% > \mu_{\min} = 0.05\%$.

Chọn cốt đai $\phi 8$. Bước trong phạm vi giữa cột là 200, trong các vùng cột tại nút khung bố trí đai dày là 100mm.



5.4. Cấu tạo nút khung

5.4.1. Nút khung biên trên cùng:

Cấu tạo nút góc trên cùng phụ thuộc vào tỷ số e_0/h của đầu cột. Tỷ số e_0/h càng lớn thì yêu cầu neo thép chịu kéo của đầu dầm vào cột càng sâu.

Cốt thép của cột được kéo đến đỉnh dầm, cốt thép dưới sườn của dầm được neo quá mép cột một đoạn $l_s \geq 10d$, cốt trên được neo với chiều dài l_{an}

Phụ thuộc vào số lượng thanh chịu kéo của dầm mà cắt cốt neo vào cột ở một hoặc 2 tiết diện. Ở tiết diện cắt đầu tiên không lớn hơn 4 thanh, ở tiết diện thứ 2 không ít hơn 2 thanh.

Cụ thể trong công trình có 2 nút khung biên trên cùng. Xét tỷ số

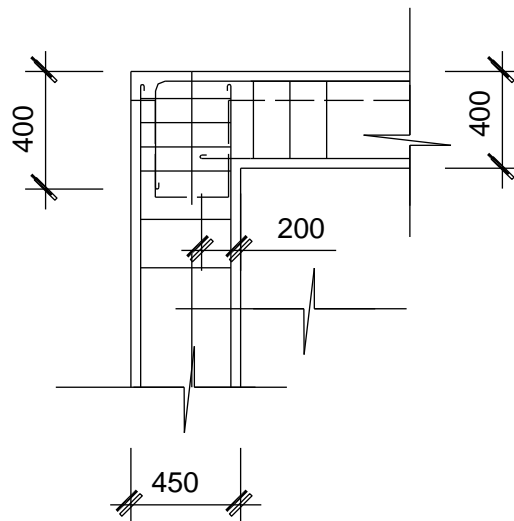
$$e_0/h = 32/3200 = 0.01 < 0.25.$$

Vậy đoạn neo cốt thép dưới sườn của dầm $l_s = 200\text{mm} > 10d = 160\text{mm}$

Đoạn neo cốt thép trên của dầm vào cột được tính theo công thức :

$$l_{an} = \left[\omega_{an} \cdot \frac{R_s}{R_b} + \Delta\lambda_{an} \right] \cdot d = \left[0.5 \times \frac{280}{14.5} + 8 \right] \times 18 = 317\text{mm}$$

Vậy chọn $l_{an} = 400\text{ mm}$.



5.4.2. Nút nối cột biên và xà ngang:

- *Cốt thép phía dưới của dầm* : Nếu trong bảng tổ hợp nội lực không có mômen dương tại mép cột, thì thanh cốt thép này được kéo và neo với đoạn $l_s (\geq 10d$ và $200\text{mm})$. Nếu trong bảng tổ hợp nội lực có mômen dương thì thay l_s bằng l_{an} .

- *Cốt thép phía trên của dầm* : là cốt thép được tính với chiều dài neo l_{an} , góc uốn cong với bán kính $r \geq 10d(1 - \frac{l_1}{l_{an}})$, trong đó đoạn l_1 là đoạn thẳng của thanh thép tính từ mép cột. Để gia cường cho đoạn thép ke không bị duỗi thẳng cần đặt cốt đai gia cường cho đoạn cốt thép đó.

Khi không thay đổi tiết diện cột, cốt thép cột được kéo lên quá phần mặt trên của dầm với lượng thép không nhỏ hơn A_s^t để nối với lượng thép cột của tầng trên.

Lượng thép còn lại ở mỗi phía $A_s^d - A_s^t$ được neo vào dầm một đoạn l_{an} . Nếu cốt thép trên chỉ có hai thanh thì nối buộc cốt thép cột ở một tiết diện với đoạn nối chông l_{an} . Nếu lượng thép lớn hơn 2 thanh thì phải nối chông cốt thép ở hai tiết diện so le nhau, cách nhau ít nhất 1 đoạn bằng $0,5l_{an}$. Mỗi đợt nối chỉ cho phép nối $\leq 50\% A_s^t$ đối với thép có gờ.

Trong đoạn nối chông cốt đai phải được bố trí dày hơn đoạn giữa cột $s \leq 10d$.

Khi thay đổi tiết diện cột, từ tầng 5 sang tầng 6. Do sự thay đổi tiết diện thỏa mãn điều kiện $\frac{h_d - h_t}{h_d} = \frac{50 - 45}{50} = \frac{1}{10} \leq \frac{1}{6}$ nên ta bẻ chéo thép cột dưới để chờ nối với thép cột trên.

Đoạn neo của cốt thép dầm vào cột được tính theo công thức:

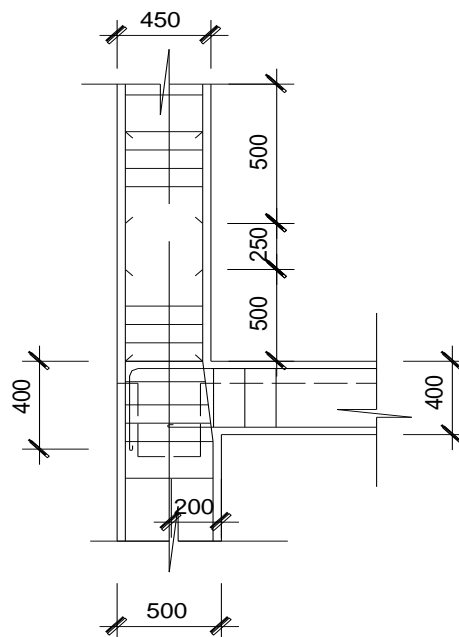
$$l_{an} = \left[\omega_{an} \cdot \frac{R_s}{R_b} + \Delta\lambda_{an} \right] \cdot d = \left[0,5 \times \frac{280}{14,5} + 8 \right] \times 18 = 317 \text{ mm}$$

Chọn $l_{an} = 400$ mm.

Đoạn nối chông của cốt thép cột tầng dưới vào thép cột tầng trên:

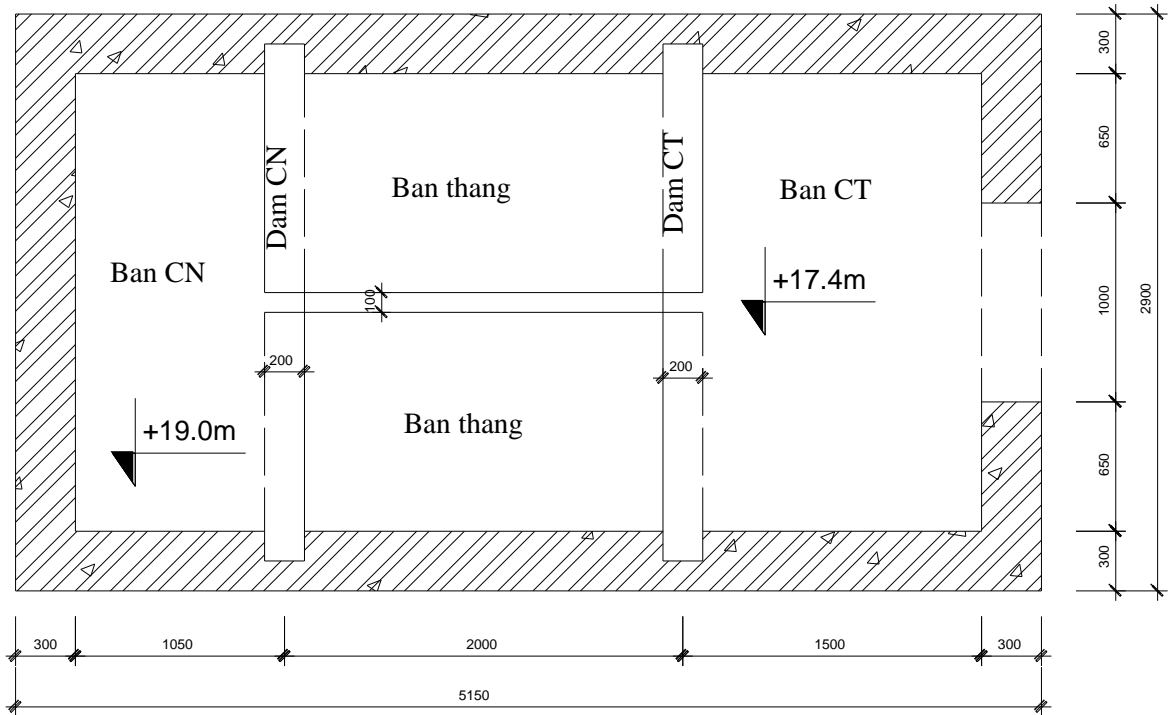
$$l_{an} = \left[\omega_{an} \cdot \frac{R_s}{R_b} + \Delta\lambda_{an} \right] \cdot d = \left[0,65 \times \frac{280}{14,5} + 8 \right] \times 22 = 452 \text{ mm}$$

Chọn $l_{an} = 500$ mm.



CHƯƠNG 6: TÍNH TOÁN THANG BỘ TẦNG ĐIỀN HÌNH

6.1. Mặt bằng kết cấu thang bộ:



- Thang bộ thuộc loại thang 2 vế, không có cốn thang, gồm 2 thang đối xứng nhau qua trục giữa của nhà. Do thang được cấu tạo nằm trong khu vách cứng nên vì điều kiện thi công vách được thi công trước, thang thi công sau nên ta chọn việc bố trí dầm thang tại hai vị trí có vách ngăn như hình vẽ.

- Sơ đồ tính toán bản thang: cắt dải bản rộng 1m, tính coi như dầm đơn giản, hai đầu ngàm, chịu tải trọng phân bố đều theo chiều dài bản. Sơ đồ tính ở dạng dầm cong siêu tĩnh, gồm 2 bản sàn nằm ngang và 1 bản thang chéo nên quá trình tính toán được tiến hành bằng phần mềm SAP 2000

6.2. Vật liệu và kích thước tiết diện:

6.2.1. Vật liệu:

Bê tông cấp độ bền B25 : $R_b = 14.5 \text{ MPa}$; $R_k = 1.05 \text{ Mpa}$

Nhóm cốt thép nhóm AI : $R_a = 225 \text{ MPa}$

Nhóm cốt thép AII : $R_a = 280 \text{ Mpa}$

6.2.2. Kích thước tiết diện:

Bản thang chọn sơ bộ dày 150 mm cho cả bản chiếu tới, bản chiếu nghỉ và bản thang.

Dầm chiếu tới, dầm chiếu nghỉ chọn sơ bộ bằng 200x300mm.

Theo cấu tạo kiến trúc bậc thang được xây bằng gạch kích thước 175x250 mm, có 8 bậc thang được bố trí trên bản thang chéo.

6.3. Xác định tải trọng tính toán:

6.3.1. Tĩnh tải :

- Trọng lượng bản thân của bản thang: $g_1 = 0,12.2500.1,1 = 330$ (kG/m)
- Trọng lượng bậc thang: $g_2 = 0,5.0,175.0,25.8.1800.1,1/2.6 = 133,3$ (kG/m)
- Trọng lượng lớp chất dưới: $g_3 = 0,015.1800.1,3 = 35,1$ (kG/m)
- Trọng lượng lớp trát trên:

$$g_4 = 0,015.(0,175+0,25).8.1800.1,3/2,6 = 45,9$$
 (kG/m)

- Trọng lượng đá ốp bậc thang:

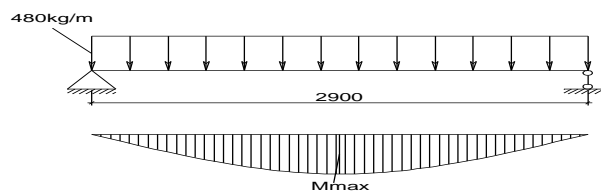
$$g_5 = 0,02.(0,175+0,25).8.2000.1,1/2,6 = 58,2$$
 (kG/m)

* Tổng tĩnh tải :

- Tác dụng lên bản thang chéo: $g = \sum g_i = 602,5$ (kG/m)
- Tác dụng lên bản sàn ngang: $g' = g_1 + g_3 = 463,3$ (kG/m)

6.3.2. Hoạt tải :

- Hoạt tải tiêu chuẩn lấy đối với cầu thang là 400 kG/m^2 . Hệ số vượt tải 1,2
- Tải trọng tính toán tác dụng lên dải bản rộng 1m là: $p = 480$ (kG/m)



Tổng tải trong tính toán:

- Bản sàn nằm ngang : $q_1 = 463,3 + 480 = 940,3$ (kG/m)
- Bản thang chéo: $q_2 = 602,5 + 480 = 1082,5$ (kG/m)

6.4. Xác định nội lực:

- Việc lập sơ đồ tính chính xác cho dầm cong phụ thuộc vào khả năng của dầm ngăn cản xoay của bản. Thực tế, tại vị trí bản thang liên kết với dầm, dầm có khả năng ngăn cản một phần sự xoay của bản thang và tại đó ta phải bố trí cốt thép chịu mômen âm. Để việc tính toán thép được an toàn, ta lập hai sơ đồ tính cho dầm cong.

+ *Sơ đồ 1*: dầm đơn giản hai đầu khớp sẽ cho giá trị mômen dương lớn nhất, ta dùng mômen này để tính thép dương của bản thang.

+ *Sơ đồ 2*: dầm đơn giản hai đầu ngàm sẽ cho giá trị mômen âm lớn nhất tại gối tựa, ta dùng mômen này để tính thép âm cho bản thang.

- Việc tính toán và bố trí thép trong phạm vi hai cận mômen âm và dương lớn nhất sẽ đảm bảo quá trình tính an toàn. Sử dụng phần mềm tính SAP 2000 cho ta kết quả tính toán nội lực mômen uốn trong dầm như sau.

- Sơ đồ tính dầm hai đầu khớp : $M_{\max} = 6.56 \text{ Tm}$

- Sơ đồ tính dầm hai đầu ngàm : $M_{\min} = -8.09 \text{ Tm}$

6.5. Thiết kế thép :

6.5.1. Tính thép chịu mômen dương :

- Mômen tính toán : $M = 6.56 \text{ Tm}$

- Kích thước tiết diện : $b = 100 \text{ cm}, h = 15 \text{ cm}$

- Chọn $a = 2 \text{ cm} \rightarrow h_0 = 12 - 2 = 13 \text{ cm}$

- Tính hệ số: $\alpha_m = \frac{M}{R_n \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{6.56 \times 10^5}{145 \times 100 \times 13^2} = 0,267 < \alpha_R = 0.418 ; \zeta = 0.841$

- Cốt thép yêu cầu: $A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{65.6}{280 \times 0.841 \times 0.13} = 214.99 \text{ mm}^2$

- Chọn thép: dùng $\phi 8, a200$. Trong 1m bề rộng có 5 thanh $\phi 8$, đạt $F_a = 2.51 \text{ cm}^2$.

Hàm lượng cốt thép chịu lực $\mu = 0,19 \%$

- Cốt thép ngang cấu tạo chọn không ít hơn 20% lượng thép chịu lực. Ta dùng $\phi 6, a200$ có hàm lượng 0,23%. Đảm bảo yêu cầu cấu tạo.

6.5.2. Tính thép chịu mômen âm :

- Mômen tính toán : $M = 8.09 \text{ Tm}$

- Kích thước tiết diện : $b = 100 \text{ cm}, h = 15 \text{ cm}$

- Chọn $a = 2 \text{ cm} \rightarrow h_0 = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$

- Tính hệ số: $A = \frac{M}{R_n \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{8.09 \cdot 10^5}{145 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,330; \zeta = 0.792$

- Cốt thép yêu cầu: $A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{80.9}{280 \times 0.792 \times 0.13} = 280.6 \text{ mm}^2$

- Chọn thép: dùng $\phi 10, a200$. Trong 1m bề rộng có 5 thang $\phi 10$, đạt $F_a = 3.92 \text{ cm}^2$. Hàm lượng cốt thép chịu lực $\mu = 0,3 \%$

- Cốt thép ngang cấu tạo chọn không ít hơn 20% lượng thép chịu lực. Ta dùng $\phi 8, a200$ có

hàm lượng 0,23%. Đảm bảo yêu cầu cấu tạo.

MẶT BẰNG BỐ TRÍ THÉP CẦU THANG BỘ TẦNG 5

6.6. Tính toán dầm thang:

6.6.1. Thông số tính toán:

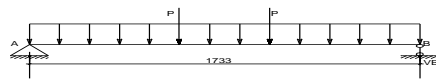
- Tiết diện dầm chọn sơ bộ: $b \times h = 200 \times 300$
- Nhịp dầm tính từ tim giữa hai vách thang là: $L = 2.9 \text{ m}$
- Sơ đồ tính: dầm đơn giản, hai đầu liên kết ngàm.

6.6.2. Xác định tải trọng:

- Trọng lượng bản thân dầm: $g = 0,2 \cdot 0,3 \cdot 25 \cdot 1,1 = 165 \text{ (kG/m)}$
- Tải trọng do bản thang truyền vào chính là phản lực đứng tại gối tựa sơ đồ tính. Khi tính đến cả hai thang ở hai bên dầm thì tải trọng do bản thang truyền vào dầm sẽ là: $p = 2 \cdot 3060 = 6120 \text{ (kG/m)}$
- Tổng tải trọng tính toán tác dụng lên dầm là: $q = 165 + 6120 = 6285 \text{ (kG/m)}$

6.6.3. Xác định nội lực:

- Với sơ đồ tính dầm đơn giản, hai giá trị mômen âm và dương lớn nhất
 - + $M_{\max} = 1/24 \cdot q \cdot L^2 = 0.8 \text{ (Tm)}$, tại giữa nhịp.
 - + $M_{\min} = -1/12 \cdot q \cdot L^2 = -1.6 \text{ (Tm)}$, tại gối tựa.



6.6.4. Thiết kế thép

Tính thép chịu mômen âm:

- Mômen tính toán: $M = 1.6 \text{ Tm}$
- Giả thiết: $a = 3 \text{ cm} \rightarrow h_o = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$
- Tính hệ số: $A = \frac{M}{R_n \cdot b \cdot h_o^2} = \frac{1.6 \times 10^5}{145 \times 20 \times 27^2} = 0,08 < \alpha_m = 0,412$
- Cốt thép yêu cầu: $F_a = \frac{\alpha \cdot R_n \cdot b \cdot h_o}{R_a} = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\alpha}) R_n \cdot b \cdot h_o}{R_a} = \frac{0,315 \cdot 145 \cdot 20 \cdot 27}{2800} = 2.33 \text{ (cm}^2\text{)}$
- Chọn thép: $2\phi 14$, có $F_a = 3.08 \text{ cm}^2$. Hàm lượng thép: $\mu = 0.57\%$

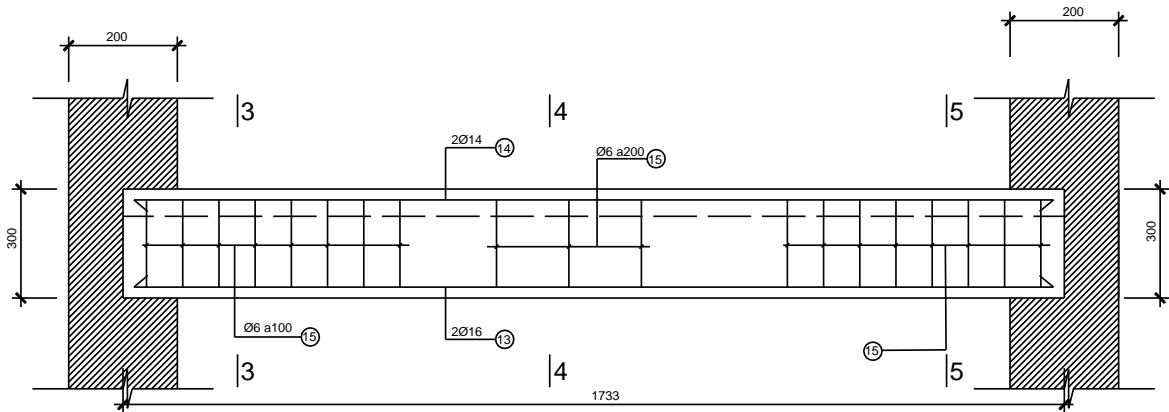
Tính thép chịu mômen dương:

- Tính hệ số $A = \frac{M}{R_n \cdot b \cdot h_o} = \frac{0.8 \times 10^5}{145 \times 20 \times 27^2} = 0,04 < \alpha_o = 0,412$

- Cốt thép yêu cầu: $F_a = \frac{\alpha \cdot R_n \cdot b \cdot h_o}{R_a} = \frac{0,04 \cdot 145 \cdot 20 \cdot 27}{2800} = 1.12 (cm^2)$

- Chọn thép 2φ16, có $F_a = 4.02 \text{ cm}^2$, đạt hàm lượng 0,7%

- Cốt đai cho dầm dùng thép φ6, a100 cho khu vực đầu dầm và φ6, a200 cho khu vực giữa dầm.



BỐ TRÍ THÉP DẦM CHIẾU TỐI CHIẾU NGHỈ

CHƯƠNG 7: THIẾT KẾ MÓNG DƯỚI CỘT KHUNG TRỤC H

7.1. Điều kiện địa chất thủy văn công trình

7.1.1. 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:

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:

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

7.1.2. 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:

$$+ \text{Hệ số rỗng tự nhiên: } e = \frac{\Delta \gamma_n (1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{26.8 \times 1 \times (1+0.363)}{18.5} - 1 = 0.975$$

$$+ \text{Chỉ số dẻo: } A = W_{nh} - W_d = 43.0 - 25.5 = 17.5 > 17$$

\Rightarrow lớp đất sét.

+ Độ sệt: $B = \frac{W - W_{nh}}{A} = \frac{36.3 - 25.5}{17.5} = 0.617$

$\Rightarrow 0.5 < B < 0.75 \Rightarrow$ Đất ở trạng thái dẻo mềm.

+ Mô đun 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).

• **Nhận xét:** Đây là lớp đất có cường độ trung bình, hệ số rỗng lớn, góc ma sát và mô đun 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: $e = \frac{\Delta \gamma_n (1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{26.8 \times 1 \times (1+0.381)}{17.7} - 1 = 1.091$

+ Một phần lớp đất nằm dưới mực nước ngầm:

$$\gamma_{dn} = \frac{\Delta - \gamma_n}{1+e} = \frac{26.8 - 10}{1+1.091} = 8.03 \text{ KN/m}^3$$

+ 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.

+ Mô đun 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 mô đun biến dạng khá nhỏ, sức kháng xuyên yếu nên lớp đất này không thể là vị trí đặt mũi cọc móng công trình.

Lớp 4: lớp đất cát 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: $e = \frac{\Delta \gamma_n (1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{26.4 \times 1 \times (1+0.195)}{19} - 1 = 0.601$

$$\gamma_{dn} = \frac{\Delta - \gamma_n}{1+e} = \frac{26.4 - 10}{1+0.601} = 10.24 \text{ KN/m}^3$$

+ Sức kháng xuyên: $q_c = 6.8 \text{ MPa} = 6800 \text{ KN/m}^2$

\Rightarrow Đất ở trạng thái rời.

+ Mô đun 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, mô đun đàn hồi khá nhỏ. Chỉ là lớp tạo ma sát và cho cọc xuyên qua.

d. Lớp 5: 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 8,0 m. Để đánh giá tính chất của đất ta xét các chỉ tiêu sau của lớp đất :

+ Ta thấy rằng $d \geq 2$ chiếm 35,5 % > 25% nên đây là lớp cát hạt trung.

+ Hệ số rỗng tự nhiên :

$$e = \frac{\Delta \cdot \gamma_n \cdot (1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{2.63 \times 1 \times (1+0.136)}{1.99} - 1 = 0.501$$

$$\gamma_{dn} = \frac{\Delta - \gamma_n}{1+e} = \frac{26.3 - 10}{1+0.501} = 10.86 \text{ KN/m}^3$$

+ Sức kháng xuyên: $q_c = 18.5 \text{ MPa} = 18500 \text{ KN/m}^2$

⇒ Đất ở trạng thái chặt.

+ Mô đun biến dạng: ta có $q_c = 18.5 \text{ MPa} = 18500 \text{ KN/m}^2$.

⇒ $E_0 = \alpha q_c = 2 \times 18500 = 37000 \text{ KN/m}^2$

• **Nhận xét:** Đây là lớp đất có hệ số rỗng nhỏ, góc ma sát và mô đun biến dạng lớn, rất thích hợp cho việc đặt vị trí mũi cọc.

1.3. 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 lớn nên ảnh hưởng của nước ngầm đến móng công trình là không đáng kể. Các lớp cắt địa chất trọng trụ địa chất không có dị vật cản trở thi công nên đảm bảo thi công móng diễn ra liên tục, chất lượng.

1.4. Đánh giá điều kiện địa chất công trình

Qua trụ địa chất ta thấy rằng lớp đất 1 là lớp đất hồ tạp, yếu cần bỏ đi. Các lớp 2,3 đều thuộc lớp đất sét mềm yếu có modun biến dạng bé ($E_0 < 10000 \text{ KN/m}^2$). Lớp 4 là lớp cát rời nên chỉ tạo ma sát cho cọc.

⇒ Ta đặt mũi cọc vào lớp thứ 5, là lớp cát thô có modun biến dạng lớn

($E_0 = 37000 \text{ KN/m}^2$). Đây là lớp đất rất tốt, thích hợp cho việc đặt mũi cọc của công trình xây dựng nhà cao tầng.

7.2. Lập phương án móng và lựa chọn kết cấu móng

7.2.1. 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 ít tiếng ồn. 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 cần được xem xét 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 30x30cm, thi công bằng phương pháp đóng

+ Phương án 2: dùng cọc tiết diện 30x30cm, 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 hạn chế gây tiếng ồn và nó phù hợp với việc thi công móng trong thành phố.
- Phương tiện, máy móc thi công 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 cầu 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 nới 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.

7.2.2. Lựa chọn phương án móng:

Qua những phân tích trên dùng **phương pháp cọc ép** là hợp lí hơn cả về yêu cầu sức chịu tải, khả năng và điều kiện thi công công trình.

-Tiêu chuẩn xây dựng:

Độ lún cho phép [s] = 8cm

- 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.

7.3. Tính toán cọc

7.3.1.. 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 $4\phi 18$ ($F_a = 10.18\text{ cm}^2$). Bê tông B25.

+ Bích đầu cọc: thép bản dày 1cm, cao 15cm, đầu cọc ngàm vào đài 10cm và cốt thép neo (phá đầu cọc) trong đài bằng ($>20\phi$) = 40cm.

Vậy tổng chiều dài cọc trong đài là 50cm

+ Mũi cọc cắm sâu vào lớp thứ 5 là 1.8m.

+ Đầu mũi cọc vát 30cm.

7.3.2.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 23.3m tính từ mặt đất tự nhiên tức là cắm vào lớp 5 một đoạn: 1.3m (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 thông kê trong bảng dưới đây:

CỘT	M_x (KNm)	M_y (KNm)	N (KN)	Q_x (KN)	Q_y (KN)
C22	-3.37	8.20	-1179.7	4.55	-2.75
C23	-1.9	8.94	-2099.5	1.33	0.77
C24	-22.19	8.29	-2594.1	7.0	-22.1
C25	23.95	8.29	-2588.1	7.0	-22.6
C26	3.1	-7.85	-2087.1	-1.9	1.0
C27	3.91	7.47	-1188.2	4.26	2.85

Do nhà có tầng hầm (cốt sàn tầng hầm là -2.4m) nên ta dự định đặt mặt trên đài ở độ sâu -2.4m (cốt mặt trên đài trùng cốt sàn tầng hầm) với giả thiết chiều cao đài $h = 0.8m$ suy ra đáy đài cách mặt đất tự nhiên 3.1m (cốt -3.8m), đài cọc nằm trong lớp đất thứ 2.

Chiều dài cọc $l = 23.3 - 3.1 + 0.5 + 0.3 = 21.0m$. Chọn 3 cọc 30x30cm và chiều dài mỗi cọc là 7m.

7.3.3. Giải pháp liên kết hệ đài cọc:

Các đài cọc được nối với nhau bằng hệ giằng, các hệ giằng này liên kết ngầm 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 cầu 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 $b \times h = 30 \times 70 \text{ cm}$, dùng bê tông B25, cốt thép đặt theo tính toán chênh lún giữa các đài móng, theo kinh nghiệm và theo cấu tạo $A_s > \mu_{\min}$.

Chọn thép dọc $6\phi 20$ và cốt đai $\phi 12 \text{ a}300$.

7.3.4. Xác định sức chịu tải của cọc:

a. Theo vật liệu:

Sức chịu tải của cọc theo vật liệu được tính như sau: $P_{cvl} = m(R_b F_b + R_s F_s)$

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. Lấy $m = 1$

$$\Rightarrow P_{cvl} = 1(14.5 \times (0.3 \times 0.3 - 10.18 \times 10^{-4}) + 280 \times 10.18 \times 10^{-4}) = 1.575 \text{ MPa} = 1575 \text{ KN}$$

b. Theo kết quả xuyên tiêu chuẩn (SPT).

- Theo công thức của Meyerhof.

$$P_{gh} = K_1 N_{tb}^p F + u \sum_{i=1}^4 l_i K_2 N_{tb}^s$$

$$[P] = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{K_1 N_{tb}^p F + u \sum_{i=1}^4 l_i K_2 N_{tb}^s}{3}$$

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, m².
- $K_1 = 400\text{KN/m}^2$ cho cọc ép.
- $K_2 = 2$ cho cọc ép.
- u: chu vi tiết diện cọc.
- l: 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 $2.5 \div 3$.

$$P_{gh} = 400 \times 41 \times 0.3 \times 0.3 + [(0.3 \times 4) \times 2(3.8 \times 7 + 7.4 \times 1 + 7.6 \times 22 + 1.3 \times 41)] = 2133.6\text{KN}$$

$$\Rightarrow [P] = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{2133.6}{3} = 711.2\text{KN}$$

c. Theo kết quả xuyên tĩnh (CPT).

$$P_{gh} = Fk_c q_c + u \sum_{i=1}^4 l_i \frac{q_{ci}}{\alpha_i}$$

$$[P] = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{Fk_c q_c + u \sum_{i=1}^4 l_i \frac{q_{ci}}{\alpha_i}}{3}$$

Trong đó:

- F: Diện tích tiết diện mũi cọc, m².
- 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 $2 \div 3$.

$$P_{gh} = 0.3 \times 0.3 \times 0.4 \times 18.5 \times 10^3 + (0.3 \times 4) \left[3.8 \times \frac{1.33 \times 10^3}{30} + 7.4 \times \frac{0.21 \times 10^3}{30} + 7.6 \times \frac{6.8 \times 10^3}{100} + 1.3 \times \frac{18.5 \times 10^3}{150} \right]$$

$$P_{gh} = 1742.88 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow P = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{1742.88}{2.5} = 697.15 \text{ KN}$$

d. Theo cơ lý đất nền (phương pháp thống kê):

P_{tt} : Sức chịu tải tính toán của cọc đơn tính toán với đất nền.

$$P_{tt} = m(\alpha_1 u \sum_{i=2}^5 \tau_i l_i + \alpha_2 FR_n)$$

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

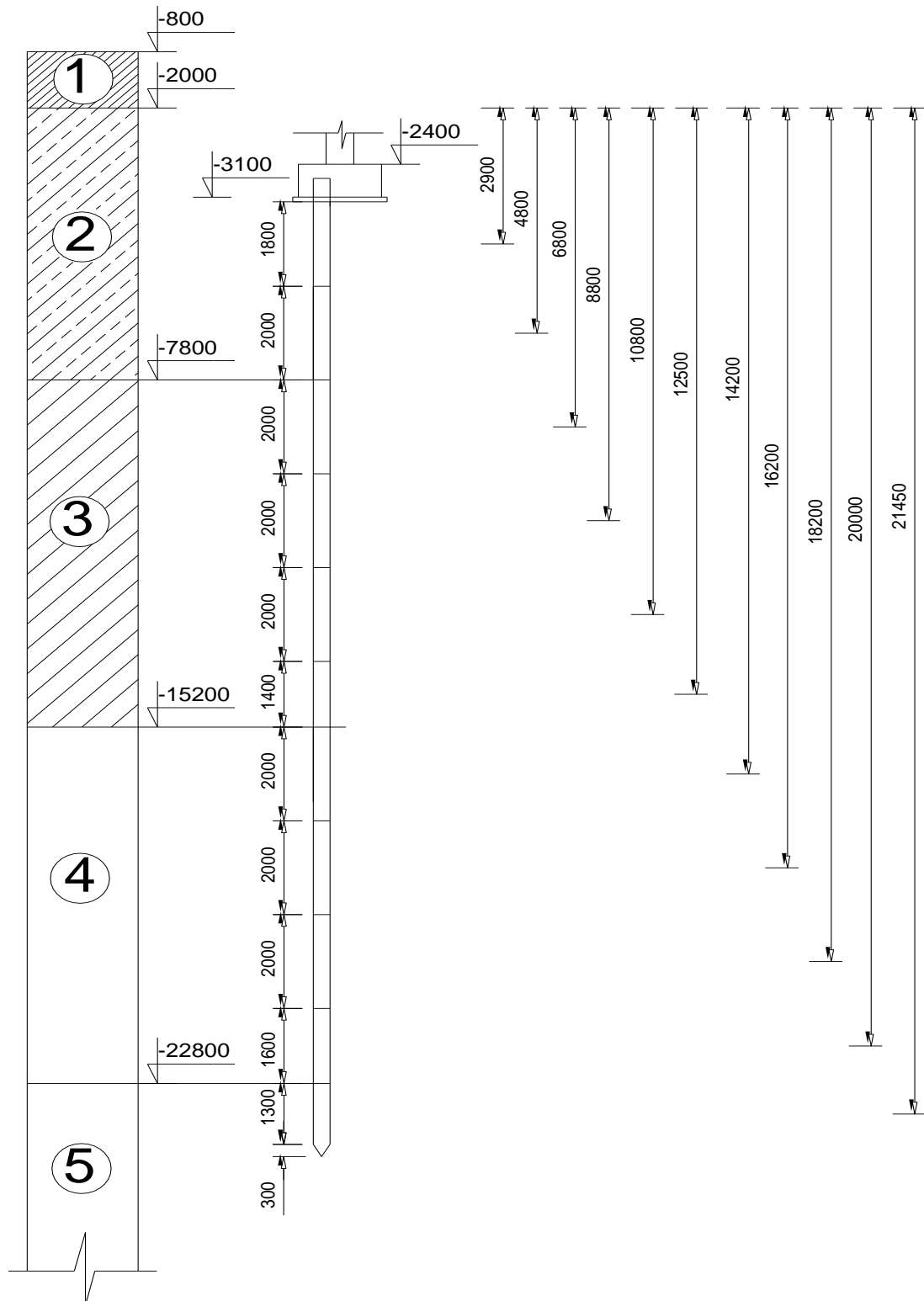
dưới mũi cọc. ($\alpha_1 = \alpha_2 = 1$)

u – Chu vi tiết diện cọc.

τ_i – Lực ma sát giới hạn đơn vị trung bình của mỗi lớp đất (Tra bảng).

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.



+ 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 trung chặt vừa.

$$Z_{11} = 21.450\text{m} \Rightarrow \tau_{11} = 54.2\text{KN/m}^2, l_{11} = 2.0\text{m}.$$

Cường độ tính toán lớp đất mũi cọc $R_n = 5253.33\text{KN/m}^2$ (Tra bảng)

$$\begin{aligned} \Rightarrow P_{tt} &= 1. [1 \times 0.3 \times 4(12.8 \times 1.8 + 15.6 \times 2 + 6 \times (2 + 2 + 2 + 1.4)) + 50.2 \times 2 + 52.2 \times 2 + 54.2 \times 2 + \\ &\quad + 56 \times 1.6 + 54.2 \times 1.3] + 1 \times 0.3 \times 0.3 \times 5253.33] \\ &= 1158.6 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow P = \frac{P_{tt}}{k_{tc}} = \frac{1158.6}{1.4} = 827.57 \text{ KN}$$

Vậy chọn sức chịu tải của cọc là: $P_c = \min\{P_i\} = 697.15\text{KN}$

7.4. Tính toán móng

Thiết kế móng:

Trong tất cả các móng của khung trục 3. Do công trình chung cư cao cấp **HOÀNG CƯỜNG PLAZA** đối xứng theo cả 2 trục nhà, và từ bảng tổ hợp nội lực ta thấy nội lực dưới các cặp cột (C22, C27); (C23, C26); (C24, C25) là tương đương nhau, nên ta chỉ thiết kế móng dưới các cột C22, C23, C24 và sau đó bố trí đối xứng cho móng dưới các cột C25, C26, C27.

7.4.1. MÓNG H2:(đài M1 dưới cột biên C22 – C27)

7.4.1.1. Thiết kế móng H2:

a. Tải trọng tính toán tác dụng tại đỉnh móng:

+ Trọng lượng giằng móng 30x70cm theo cả 2 phương truyền vào đài móng:

$$N_g = \gamma bhl = 25 \times 0.3 \times 0.7 \times \left(\frac{7.2}{2} + 3.6 \right) = 37.8 \text{ KN}$$

⇒ Nội lực tính toán tác dụng tại đỉnh móng:

$$M''_{0x} = -3.37 \text{ KNm}$$

$$M''_{0y} = 8.20 \text{ KNm}$$

$$Q''_{0x} = 4.55 \text{ KN}$$

$$Q''_{0y} = -2.75 \text{ KN}$$

$$N''_0 = N + N_g = 1179.7 + 37.8 = 1217.5 \text{ KN}$$

⇒ Nội lực tiêu chuẩn tác dụng tại đỉnh móng:

$$M^{tc}_{0x} = \frac{M''_{0x}}{1.1} = \frac{3.37}{1.1} = 3.06 \text{ KNm}$$

$$M^{tc}_{0y} = \frac{M''_{0y}}{1.1} = \frac{8.20}{1.1} = 7.45 \text{ KNm}$$

$$Q^{tc}_{0x} = \frac{Q''_{0x}}{1.1} = \frac{4.45}{1.1} = 4.05 \text{ KN}$$

$$Q^{tc}_{0y} = \frac{Q''_{0y}}{1.1} = \frac{-2.75}{1.1} = -2.52 \text{ KN}$$

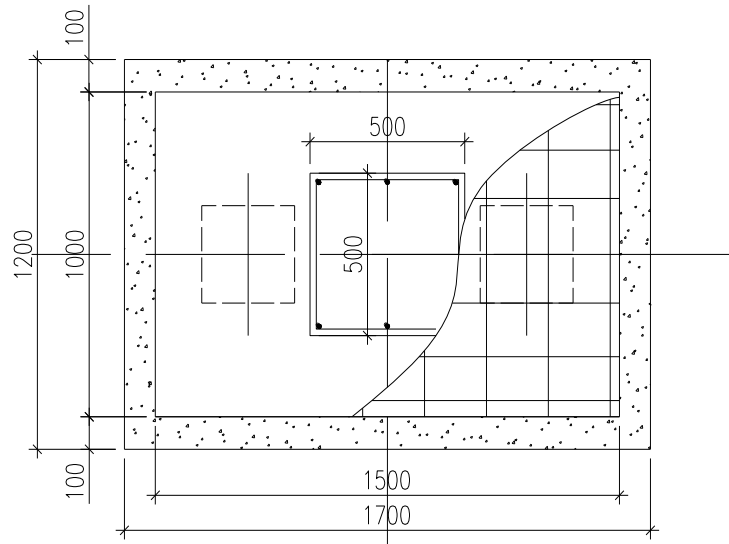
$$N^{tc}_0 = \frac{N''_0}{1.1} = \frac{1217.5}{1.1} = 1106.82 \text{ KN}$$

b. Chọn sơ bộ số lượng cọc:

$$N_c = \frac{\beta N_o^{tc}}{P_c} = \frac{1.2 \times 1106.82}{697.15} = 1.905 \text{ cọc}$$

c. Chọn và bố trí cọc trong đài:

Chọn 2 cọc và bố trí như hình vẽ sau:



ĐÀI MÓNG M1

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 $D=300 \Rightarrow 3D=900\text{mm}$.

- Khoảng cách từ mép ngoài cọc biên đến mép đài gần nhất

$$s \geq \frac{D}{2} = 0.5 \times 300 = 150\text{mm}. \text{ Chọn } s = 150\text{mm}.$$

- Chiều cao đài $h_d = 0.8 \text{ m}$.

- 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 chọn : 1.5x 1.0x 0.8 m.

7.4.1.2. Tính toán móng H2:

a. Kiểm tra chiều sâu chôn đài.

Chiều sâu chôn đài tính từ đáy đài đến mặt đài và phải thỏa mãn điều kiện:

$$h_d > h_{\min}$$

Trong đó:

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.

$$h_{\min} = 0.7 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \sqrt{\frac{Q_b}{\gamma \cdot b}}$$

φ, γ : góc ma sát trong và trọng lượng tự nhiên trung bình của đất từ đáy đài trở lên. Với $\varphi = 4^\circ, \gamma = 17 \text{ KN/m}^3$

Q_b : tổng tải trọng ngang.

Từ kết quả nội lực tại chân cột : có $Q_b = Q_{\max} = 4.55 \text{ KN}$.

b: cạnh đáy đài phát sinh áp lực đất, $b = 1.0 \text{ m}$.

$$\Rightarrow h_{\min} = 0.7 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{4^\circ}{2} \right) \cdot \sqrt{\frac{4.55}{17 \times 1.0}} = 0.25 \text{ m} < h_d = 0.8 \text{ m} \Rightarrow \text{Thỏa mãn.}$$

b. Kiểm tra áp lực truyền lên cọc.

+ Trọng lượng đài:

$$N_d = F_d h_d \gamma_{cb} n = 1.5 \times 1.0 \times 0.8 \times 25 \times 1.1 = 33 \text{ KN}$$

+ 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:

$$N'' = N_0'' + N_d = 1217.5 + 33 = 1250.5 \text{ KN}$$

$$M_{0x}'' = -3.37 \text{ KNm}$$

$$M_{0y}'' = 8.20 \text{ KNm}$$

Tải trọng tác dụng lên cọc xác định theo công thức:

$$P_{\max, \min} = \frac{N''}{n_c} \pm \frac{M_x'' \cdot y_{\max}}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y'' \cdot x_{\max}}{\sum x_i^2}$$

Trong đó: $y_{\max} = 0.45 \text{ m}, \sum y_i^2 = 2 \times 0.45^2 = 0.405 \text{ m}^2, x_{\max} = 0 \text{ m}$

$$\Rightarrow P_{\max, \min} = \frac{1250.5}{2} \pm \frac{3.37 \times 0.45}{0.405}$$

$$P_{\max} = 626.95 \text{ KN}$$

$P_{\min} = 619.44 \text{ KN} > 0 \Rightarrow$ Không cần kiểm tra điều kiện cọc chịu nhỏ.

Trọng lượng bản thân cọc tính từ đáy đài đến chân cọc, phân cọc nằm dưới mực nước ngầm chịu tác dụng đẩy nổi của nước ngầm với $\gamma_{dn} = 17\text{KN/m}^3$.

$$q_c = nF_c(l_t \gamma + l_d \gamma_{dn}) = 1.1 \times 0.09 \times [(7 - 4.3) \times 25 + (23.6 - 7) \times 17] = 34.6\text{KN}$$

$$P_{c \max} = P_{\max} + q_c = 626.95 + 34.6 = 661.55 \text{ KN} < [P] = P_c = 697.15\text{KN}.$$

Vậy cọc đảm bảo khả năng chịu lực.

c. 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:

$$F_{qr} = (A_1 + 2L \text{tg} \alpha) \cdot (B_1 + 2L \text{tg} \alpha)$$

Trong đó: $\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4}$

$$\text{với } \varphi_{tb} = \frac{\sum_{i=2}^4 \varphi_i h_i}{\sum_{i=1}^4 h_i} = \frac{3.8 \times 8^\circ + 7.4 \times 4^\circ + 7.6 \times 25^\circ + 4 \times 38^\circ}{3.8 + 7.4 + 7.6 + 4} = 17.63^\circ$$

$$\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} = \frac{17.63}{4} = 4.41^\circ$$

$$A_1 = 1.5\text{m} ; B_1 = 1.0\text{m}$$

L: chiều dài cọc tính từ đáy đài tới mũi cọc $L = 21 \text{ m}$

$$F_{qr} = (1.5 + 2 \times 21 \times \text{tg} 4.41^\circ) (1.0 + 2 \times 21 \times \text{tg} 4.41^\circ) = 4.74 \times 4.24 = 20.1\text{m}^2$$

Momen chống uốn W_x của khối móng quy ước là:

$$W_x = \frac{4.74 \times 4.24^2}{6} = 14.2\text{m}^3 ; W_y = \frac{4.24 \times 4.74^2}{6} = 15.9\text{m}^3$$

+ Tải trọng tính toán dưới đáy khối móng quy ước:

-Trọng lượng của đài và đất từ đáy đài trở lên:

$$N_1 = F_{qu} h_d \gamma_{tb} = 20.1 \times 0.7 \times 20 = 281.4 \text{ KN}$$

-Trọng lượng khối đất từ mũi cọc tới đáy đài:

$$N_2 = (A_{qu} \cdot B_{qu} - F_c) \cdot l_c \cdot \gamma_{tb} = (4.74 \times 4.24 - 0.09 \times 2) \times 21 \times 20 = 8365.39 \text{ KN}$$

-Trọng lượng cọc: $q_c = F_c \cdot l_c \cdot \gamma_c = 0.09 \times 21 \times 25 \times 2 = 94.5 \text{ KN}$

Lực tác dụng tại đáy khối móng quy ước:

$$N^{tt} = N_1 + N_2 + q_c = 281.4 + 8365.39 + 94.5 = 8741.29 \text{ KN}$$

$$M_x^{tt} = -3.37 \text{ KNm}; M_y^{tt} = 8.20 \text{ KNm.}$$

Áp lực tính toán dưới đáy khối móng quy ước:

$$P_{\max}^{tt} = \frac{N_{dm}^{tt}}{F_{qu}} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{8741.29}{20.1} + \frac{3.37}{14.2} + \frac{8.2}{15.9} = 435.6 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\min}^{tt} = \frac{N_{dm}^{tt}}{F_{qu}} - \frac{M_x}{W_x} - \frac{M_y}{W_y} = \frac{8741.29}{20.1} - \frac{3.37}{14.2} - \frac{8.2}{15.9} = 434.1 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{tb} = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2} = \frac{435.6 + 434.1}{2} = 434.85 \text{ KNm}^2$$

* Sức chịu tải của nền đất dưới đáy khối móng quy ước tính theo công thức của Terzaghi:

$$P_{gh} = 0.5 \alpha_1 N_\gamma B_{qu} \gamma + \alpha_2 N_q \gamma' h + \alpha_3 N_c c$$

Trong đó:

$$\alpha = \frac{L}{B} = \frac{4.74}{4.24} = 1.1$$

$$\alpha_1 = 1 - \frac{0.2}{\alpha} = 1 - \frac{0.2}{1.1} = 0.82$$

$$\alpha_2 = 1$$

$$\alpha_3 = 1 + \frac{0.2}{\alpha} = 1 + \frac{0.2}{1.1} = 1.18$$

$$\varphi = 38^\circ \text{ nên } N_\gamma = 67.4; N_q = 48.9; N_c = 61.4$$

$$\gamma: \text{ dung trọng của đất tại đáy móng} = 19.9 \text{ KN/m}^3$$

γ' : dung trọng của đất từ đáy móng đến mặt đất tự nhiên = 17 KN/m³

h: khoảng cách từ đáy móng đến mặt đất tự nhiên = 21.3+1.2= 22.5m

c: lực dính của đất tại đáy móng (c = 0)

$$P_{gh} = 0.5 \times 0.82 \times 67.4 \times 4.24 \times 19.9 + 1 \times 48.9 \times 17 \times 22.5 + 0 = 21035.8 \text{ KN/m}^2$$

$$[P] = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{21035.8}{3} = 7011.9 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow P_{tb} = 434.85 \text{ KN/m}^2 < [P] = 7011.9 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{max} = 435.85 \text{ KN/m}^2 < 1.2[P] = 8414.4 \text{ KN/m}^2$$

Như vậy nền đất dưới mũi cọc đảm bảo khả năng chịu lực.

d. 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:

$$\sigma_{z=2}^{bt} = 1.2 \times 17 = 20.7 \text{ KN/m}^2$$

- Lớp đất sét dẻo mềm:

$$\sigma_{z=7.8}^{bt} = 20.7 + 5.8 \times 19 = 130.9 \text{ KN/m}^2$$

- Tại vị trí mực nước ngầm:

$$\sigma_{z=8.3}^{bt} = 130.9 + 0.5 \times 17.7 = 139.75 \text{ KN/m}^2$$

- Lớp đất sét dẻo chảy:

$$\sigma_{z=15.2}^{bt} = 139.75 + 7 \times 8.03 = 195.96 \text{ KN/m}^2$$

- Lớp đất cát bụi rời:

$$\sigma_{z=22.8}^{bt} = 195.96 + 7.6 \times 10.24 = 273.78 \text{ KN/m}^2$$

- Lớp đất cát trung chặt:

$$\sigma_{z=24.4}^{bt} = 273.78 + 1.6 \times 10.86 = 291.16 \text{ KN/m}^2$$

\Rightarrow Ứng suất gây lún ở đáy khối móng quy ước:

$$\sigma_{z=0}^{gl} = P_{tb} - \sigma_{z=24.4}^{bt} = 434.85 - 291.16 = 143.69 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Độ lún của móng cọc tính gần đúng theo lý thuyết đàn hồi như sau:

$$S = \frac{1-\mu_o^2}{E_o} b \cdot \omega \cdot p_{gl}$$

Với $\frac{L_{td}}{B_{td}} = \frac{4.74}{4.24} = 1.1 \rightarrow \omega = 0.93$

$$\mu_o = 0.3$$

$$\Rightarrow S = \frac{1-0.3^2}{37000} \times 4.74 \times 0.93 \times 143.69 = 0.016 \text{ (m)} = 1.6 \text{ cm} < [S] = 8 \text{ cm}$$

Vậy nền đảm bảo độ lún cho phép.

7.4.1.2. 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 $b_c = h_c = 0.5 \text{ m}$
- Chọn lớp bảo vệ $a = 0.8 \text{ cm}$. Chiều cao làm việc của đài: $h_o = 0.8 - 0.1 = 0.7 \text{ m}$

Việc tính toán đâm thủng được tiến hành theo công thức sau:

$$P_{dt} < P_{cđt} = [\alpha_1 b_c + c_2 + \alpha_2 h_c + c_1] h_o R_{bt}$$

Trong đó:

P_{dt} : lực đâm thủng bằng tổng phản lực của cọc ngoài phạm vi đáy tháp đâm thủng.

Tiết diện của tháp đâm thủng như hình vẽ:

* Kiểm tra cột đâm thủng đài theo dạng hình tháp do lực cắt:

- Tải trọng đài tác dụng vào đầu cọc:

$$G_d = F_d h_m \gamma_{tb} = 1.0 \times 1.5 \times 0.8 \times 25 \times 1.1 = 28.88 \text{ KN}$$

- Tải trọng truyền lên cọc trong đài :

$$P_{0i} = \frac{N''}{n} \pm \frac{M''_{0x} \times y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} = \frac{1217.5 + 28.88}{2} \pm \frac{3.37 \times y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2}$$

Ta có bảng tính sau :

Cọc	x_i	y_i	P_{0i}
1	0.0	-0.45	626.93
2	0.0	0.45	619.45

Từ bảng ta có lực đâm thủng :

$$P_{dt} = (626.93 + 619.45) = 1246.38 \text{ KN}$$

P_{cdt} – lực chống đâm thủng bằng tổng phản lực ở đầu cọc:

$$P_{cdt} = [\alpha_1 b_c + c_2 + \alpha_2 h_c + c_1] h_0 R_{bt}$$

α_1, α_2 - các hệ số được xác định như sau:

$$\alpha_1 = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{C_1}\right)^2} = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{1.05}{0.35}\right)^2} = 4.74$$

$$\alpha_2 = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{C_2}\right)^2} = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{1.05}{0.25}\right)^2} = 6.48$$

C_1, C_2 – khoảng cách trên mặt bằng từ mép cột đến mép của đáy tháp đâm thủng

$$C_1 = 0.2\text{m}; C_2 = 0.25\text{m}$$

$$\rightarrow P_{cdt} = [4.74 \times (0.3 + 0.25) + 6.48 \times (0.3 + 0.35)] \times 1.05 \times 1.05 \times 10^3 = 7517.95 \text{ KN}$$

$$\text{Vậy } P_{dt} = 3424.88 \text{ KN} < P_{cdt} = 7517.95 \text{ KN.}$$

\Rightarrow Chiều cao đài thỏa mãn điều kiện chống đâm thủng.

*** Kiểm tra khả năng hàng cọc chịu lực lớn chọc thủng dài theo tiết diện nghiêng:**

Điều kiện kiểm tra :

$$P_{ct} \leq \beta \cdot b_{tb} \cdot h_0 \cdot R_k$$

$$P_{ct} = P_{03} + P_{06} = 2 \times 615.05 = 1230.1 \text{ (KN)}$$

$$\beta = 0.7 \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{C}\right)^2} \quad \text{với } c = 0.35\text{m}$$

$$\rightarrow \beta = 0.7 \sqrt{1 + \left(\frac{1.05}{0.35}\right)^2} \approx 2.2$$

$$b_{tb} \approx b_{đài} = 1.0\text{m}$$

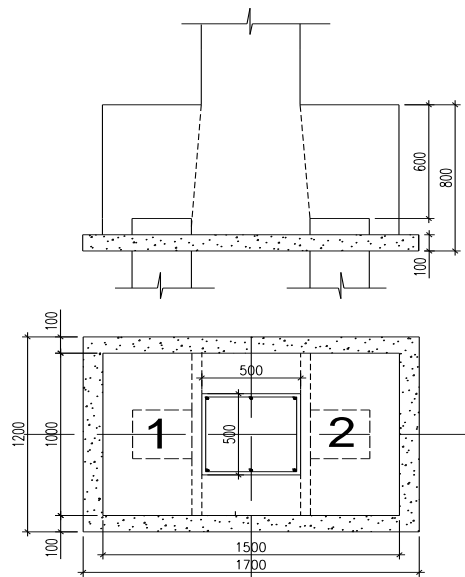
$$R_k = 1.05\text{Mpa} = 1050\text{KN/m}^2$$

$$\rightarrow \beta \cdot b_{tb} \cdot h_o \cdot R_k = 2.2 \times 1.0 \times 1.05 \times 1050 = 4366\text{KN}$$

Vậy $P_{ct} < \beta \cdot b_{tb} \cdot h_o \cdot R_k \rightarrow$ thỏa mãn điều kiện

7.4.1.3. 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 :

$$M_1 = r_1 \cdot P_{03} = 0.2 \times 626.93 = 125.4\text{KNm}$$

\Rightarrow Diện tích cốt thép cần thiết là:

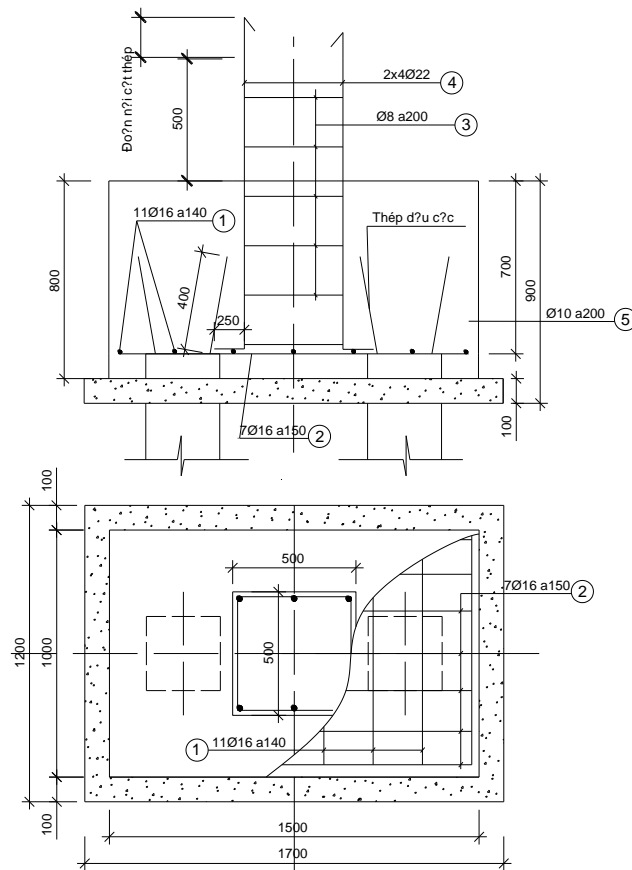
$$F_1 = \frac{M_1}{0.9 h_o R_s} = \frac{125.4}{0.9 \times 0.57 \times 280 \times 10^3} = 0.89 \times 10^{-3} \text{m}^2 = 8.9 \text{cm}^2$$

Chọn $7\phi 16$ a150 có $F_s = 14.07\text{cm}^2$.

Chiều dài mỗi thanh : $l - 2a = 2.4 - 2 \times 0.05 = 2.3\text{m}$

Theo phương cạnh ngắn, ta bố trí cốt thép theo cấu tạo :

Chọn $11\phi 16$ a 140 có $F_s = 22.12 \text{cm}^2$



7.4.2 MÓNG H3:(đài M2 dưới cột biên C23 – C26)

7.4.2.1. Thiết kế móng H3:

a. Tải trọng tính toán tác dụng tại đỉnh móng:

+ Trọng lượng giằng móng 30x70cm theo cả 2 phương truyền vào đài móng:

$$N_g = \gamma b h l = 25 \times 0.3 \times 0.7 \times \left(\frac{7.2}{2} + 3.6 \right) = 37.8 \text{ KN}$$

⇒ Nội lực tính toán tác dụng tại đỉnh móng:

$$M_{0x}'' = -1.9 \text{ KNm}$$

$$M_{0y}'' = 8.94 \text{ KNm}$$

$$Q_{0x}'' = 1.33 \text{ KN}$$

$$Q_{0y}'' = 0.77 \text{ KN}$$

$$N_0'' = N + N_g = 2099.5 + 37.8 = 2137.3 \text{ KN}$$

⇒ Nội lực tiêu chuẩn tác dụng tại đỉnh móng:

$$M_{0x}^{tc} = \frac{M_{0x}''}{1.1} = \frac{1.9}{1.1} = 1.73KNm$$

$$M_{0y}^{tc} = \frac{M_{0y}''}{1.1} = \frac{8.94}{1.1} = 8.13KNm$$

$$Q_{0x}^{tc} = \frac{Q_{0x}''}{1.1} = \frac{1.33}{1.1} = 1.21KN$$

$$Q_{0y}^{tc} = \frac{Q_{0y}''}{1.1} = \frac{0.77}{1.1} = 0.7KN$$

$$N_0^{tc} = \frac{N_0''}{1.1} = \frac{2137.3}{1.1} = 1943.0KN$$

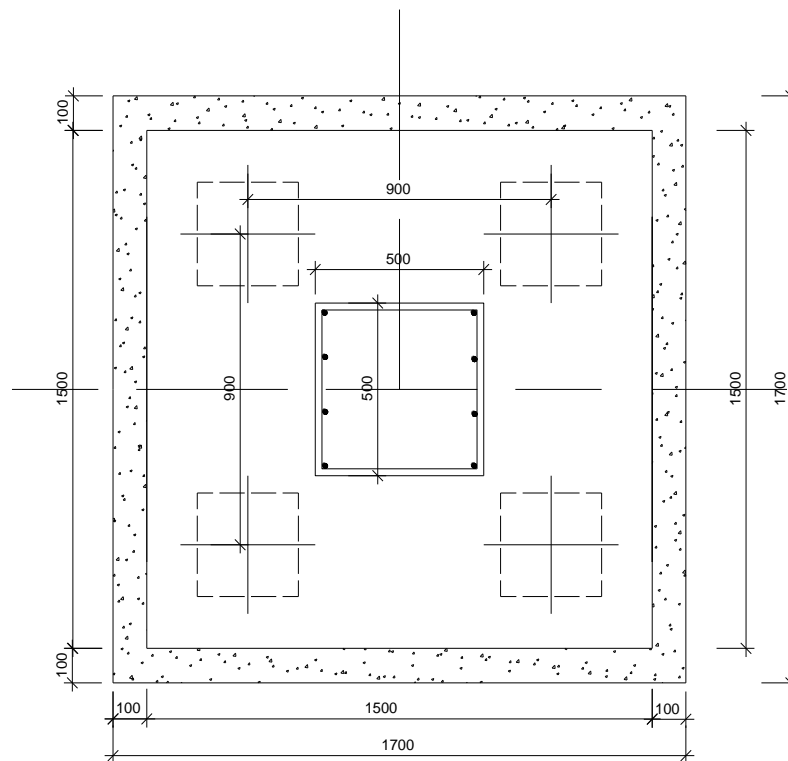
b. Chọn sơ bộ số lượng cọc:

$$N_c = \frac{\beta N_0^{tc}}{P_c} = \frac{1.3 \times 1943.0}{697.15} = 3.6 \text{ cọc}$$

Chọn số lượng cọc bố trí trong đài M2 là 4 cọc.

c. Chọn và bố trí cọc trong đài:

Chọn 2 cọc và bố trí như hình vẽ sau:



ĐÀI MÓNG M2

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 $D=300 \Rightarrow 3D=900\text{mm}$.

- Khoảng cách từ mép ngoài cọc biên đến mép đài gần nhất

$$s \geq \frac{D}{2} = 0.5 \times 300 = 150\text{mm}. \text{ Chọn } s = 150\text{mm}.$$

- Chiều cao đài $h_d = 0.8 \text{ m}$.

- 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 chọn : $1.5 \times 1.5 \times 0.8 \text{ m}$.

7.4.2.2. Tính toán móng M2

a. Kiểm tra chiều sâu chôn đài:

Chiều sâu chôn đài tính từ đáy đài đến mặt đài và phải thỏa mãn điều kiện:

$$h_d > h_{\min}$$

Trong đó:

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.

$$h_{\min} = 0.7 \text{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \sqrt{\frac{Q_b}{\gamma \cdot b}}$$

φ, γ : góc ma sát trong và trọng lượng tự nhiên trung bình của đất từ đáy đài trở lên. Với $\varphi = 4^\circ, \gamma = 17 \text{ KN/m}^3$

Q_b : tổng tải trọng ngang.

Từ kết quả nội lực tại chân cột : có $Q_b = Q_{\max} = 1.33 \text{ KN}$.

b : cạnh đáy đài phát sinh áp lực đất, $b = 1.5 \text{ m}$.

$$\Rightarrow h_{\min} = 0.7 \text{tg} \left(45^\circ - \frac{4^\circ}{2} \right) \cdot \sqrt{\frac{1.33}{17 \times 1.5}} = 0.15 \text{ m} < h_d = 0.8 \text{ m} \Rightarrow \text{Thỏa mãn}.$$

b. Kiểm tra áp lực truyền lên cọc.

+ Trọng lượng đài:

$$N_d = F_d h_d \gamma_b n = 1.5 \times 1.5 \times 0.8 \times 25 \times 1.1 = 49.5 \text{ KN}$$

+ 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.

⇒ Nội lực tính toán tại đáy đài:

$$N'' = N_0'' + N_d = 2099.5 + 49.5 = 2149.0 \text{ KN}$$

$$M_{0x}'' = 1.9 \text{ KNm}$$

$$M_{0y}'' = 8.94 \text{ KNm}$$

Tải trọng tác dụng lên cọc xác định theo công thức:

$$P_{\max, \min} = \frac{N''}{n_c} \pm \frac{M_x'' \cdot y_{\max}}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y'' \cdot x_{\max}}{\sum x_i^2}$$

$$\text{Trong đó: } y_{\max} = 0.45 \text{ m, } \sum y_i^2 = 2 \times 0.45^2 = 0.405 \text{ m}^2,$$

$$x_{\max} = 0.45 \text{ m, } \sum x_i^2 = 2 \times 0.45^2 = 0.405 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow P_{\max, \min} = \frac{2149}{4} \pm \frac{1.9 \times 0.45}{0.405} \pm \frac{8.94 \times 0.45}{0.405}$$

$$P_{\max} = 549.3 \text{ KN}$$

$$P_{\min} = 525.5 \text{ KN} > 0 \Rightarrow \text{Không cần kiểm tra điều kiện cọc chịu nhỏ.}$$

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 $\gamma_{\text{dn}} = 17 \text{ KN/m}^3$.

$$q_c = nF_c(l_t \gamma + l_d \gamma_{\text{dn}}) = 1.1 \times 0.09 \times [(7 - 4.3) \times 25 + (23.6 - 7) \times 17] = 34.6 \text{ KN}$$

$$P_{c \max} = P_{\max} + q_c = 549.3 + 34.6 = 583.9 \text{ KN} < [P] = P_c = 697.15 \text{ KN.}$$

Vậy cọc đảm bảo khả năng chịu lực.

c. 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 khô 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:

$$F_{\text{qr}} = (A_1 + 2L \text{tg} \alpha) \cdot (B_1 + 2L \text{tg} \alpha)$$

$$\text{Trong đó: } \alpha = \frac{\varphi_{\text{tb}}}{4}$$

$$\text{với } \varphi_{tb} = \frac{\sum_{i=2}^4 \varphi_i h_i}{\sum_{i=1}^4 h_i} = \frac{3.8 \times 8^\circ + 7.4 \times 4^\circ + 7.6 \times 25^\circ + 4 \times 38^\circ}{3.8 + 7.4 + 7.6 + 4} = 17.63^\circ$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} = \frac{17.63}{4} = 4.41^\circ$$

$$A_1 = 1.5\text{m}; B_1 = 1.5\text{m}$$

L: chiều dài cọc tính từ đáy đài tới mũi cọc $L = 21\text{ m}$

$$F_{\text{qr}} = (1.5 + 2 \times 21 \times \text{tg } 4.41^\circ)(1.5 + 2 \times 21 \times \text{tg } 4.41^\circ) = 4.74 \times 4.74 = 22.47\text{m}^2$$

Momen chống uốn W_x của khối móng quy ước là:

$$W_x = \frac{4.74 \times 4.74^2}{6} = 17.75\text{m}^3; W_y = \frac{4.74 \times 4.74^2}{6} = 17.75\text{m}^3$$

+ Tải trọng tính toán dưới đáy khối móng quy ước:

- Trọng lượng của đài và đất từ đáy đài trở lên:

$$N_1 = F_{\text{qr}} h_d \gamma_{tb} = 22.47 \times 0.8 \times 20 = 359.5\text{ KN}$$

- Trọng lượng khối đất từ mũi cọc tới đáy đài:

$$N_2 = (A_{\text{qr}} \cdot B_{\text{qr}} - F_c) \cdot l_c \cdot \gamma_{tb} = (4.74 \times 4.74 - 0.09 \times 4) \times 21 \times 20 = 9285.2\text{ KN}$$

- Trọng lượng cọc: $q_c = F_c \cdot l_c \cdot \gamma_c = 0.09 \times 21 \times 25 \times 4 = 189\text{KN}$

Lực tác dụng tại đáy khối móng quy ước:

$$N^{\text{tt}} = N_1 + N_2 + q_c = 359.5 + 9285.2 + 189 = 9833.7\text{ KN}$$

$$M_x^{\text{tt}} = 1.33\text{KNm}; M_y^{\text{tt}} = 8.94\text{KNm}.$$

Áp lực tính toán dưới đáy khối móng quy ước:

$$P_{\text{max}}^{\text{tt}} = \frac{N_{\text{dm}}^{\text{tt}}}{F_{\text{qu}}} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{9833.7}{22.47} + \frac{1.9}{17.75} + \frac{8.94}{17.75} = 438.2\text{KN} / \text{m}^2$$

$$P_{\text{min}}^{\text{tt}} = \frac{N_{\text{dm}}^{\text{tt}}}{F_{\text{qu}}} - \frac{M_x}{W_x} - \frac{M_y}{W_y} = \frac{9833.7}{22.47} - \frac{1.9}{17.75} - \frac{8.94}{17.75} = 437.03\text{KN} / \text{m}^2$$

$$P_{tb} = \frac{P_{\text{max}} + P_{\text{min}}}{2} = \frac{438.2 + 437.02}{2} = 437.61\text{KNm}^2$$

* Sức chịu tải của nền đất dưới đáy khối móng quy ước tính theo công thức của Terzaghi:

$$P_{gh} = 0.5\alpha_1 N_\gamma B_{qr} \gamma + \alpha_2 N_q \gamma' h + \alpha_3 N_c c$$

Trong đó:

$$\alpha = \frac{L}{B} = \frac{4.74}{4.24} = 1.1$$

$$\alpha_1 = 1 - \frac{0.2}{\alpha} = 1 - \frac{0.2}{1.1} = 0.82$$

$$\alpha_2 = 1$$

$$\alpha_3 = 1 + \frac{0.2}{\alpha} = 1 + \frac{0.2}{1.1} = 1.18$$

$$\varphi = 38^\circ \text{ nên } N_\gamma = 67.4; N_q = 48.9; N_c = 61.4$$

$$\gamma: \text{ dung trọng của đất tại đáy móng} = 19.9 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma': \text{ dung trọng của đất từ đáy móng đến mặt đất tự nhiên} = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$h: \text{ khoảng cách từ đáy móng đến mặt đất tự nhiên} = 21.3 + 1.2 = 22.5 \text{ m}$$

$$c: \text{ lực dính của đất tại đáy móng } (c = 0)$$

$$P_{gh} = 0.5 \times 0.82 \times 67.4 \times 4.24 \times 19.9 + 1 \times 48.9 \times 17 \times 22.5 + 0 = 21035.8 \text{ KN/m}^2$$

$$[P] = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{21035.8}{3} = 7011.9 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow P_{ib} = 437.61 \text{ KN/m}^2 < [P] = 7011.9 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{max} = 438.2 \text{ KN/m}^2 < 1.2[P] = 8414.4 \text{ KN/m}^2$$

Như vậy nền đất dưới mũi cọc đảm bảo khả năng chịu lực.

d. 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:

$$\sigma_{z=2}^{bt} = 1.2 \times 17 = 20.7 \text{ KN/m}^2$$

- Lớp đất sét dẻo mềm:

$$\sigma_{z=7.8}^{bt} = 20.7 + 5.8 \times 19 = 130.9 \text{KN/m}^2$$

- Tại vị trí mực nước ngầm:

$$\sigma_{z=8.3}^{bt} = 130.9 + 0.5 \times 17.7 = 139.75 \text{KN/m}^2$$

- Lớp đất sét dẻo chảy:

$$\sigma_{z=15.2}^{bt} = 139.75 + 7 \times 8.03 = 195.96 \text{KN/m}^2$$

- Lớp đất cát bụi rời:

$$\sigma_{z=22.8}^{bt} = 195.96 + 7.6 \times 10.24 = 273.78 \text{KN/m}^2$$

- Lớp đất cát trung chặt:

$$\sigma_{z=24.4}^{bt} = 273.78 + 1.6 \times 10.86 = 291.16 \text{KN/m}^2$$

⇒ Ứng suất gây lún ở đáy khối móng quy ước:

$$\sigma_{z=0}^{gl} = P_{tb} - \sigma_{z=24.4}^{bt} = 437.65 - 291.16 = 146.49 \text{KN/m}^2$$

Độ lún của móng cọc tính gần đúng theo lý thuyết đàn hồi như sau:

$$S = \frac{1 - \mu_o^2}{E_o} b \cdot \omega \cdot p_{gl}$$

$$\text{Với } \frac{L_{td}}{B_{td}} = \frac{4.74}{4.74} = 1.0 \rightarrow \omega = 0.88$$

$$\mu_o = 0.3$$

$$\Rightarrow S = \frac{1 - 0.3^2}{37000} \times 4.74 \times 0.88 \times 146.49 = 0.015 \text{ (m)} = 1.5 \text{ cm} < [S] = 8 \text{ cm}$$

Vậy nền đảm bảo độ lún cho phép.

7.4.2.3. Tính toán, kiểm tra đài cọc

* **Kiểm tra điều kiện chọc thủng: (TCVN5574-91)**

Gồm:

* **Tính toán cốt dầm thủng đài**

- Cường độ chịu kéo tính toán của bê tông là $R_{bt} = 1.05 \text{Mpa}$.

- Tiết diện cột $b_c = h_c = 0.5 \text{m}$

- Chọn lớp bảo vệ $a = 1 \text{cm}$. Chiều cao làm việc của đài: $h_o = 0.8 - 0.1 = 0.7 \text{m}$

Việc tính toán dầm thủng được tiến hành theo công thức sau:

$$P_{dt} < P_{cdt} = \left[\alpha_1 b_c + c_2 + \alpha_2 h_c + c_1 \right] h_o R_{bt}$$

Trong đó:

P_{dt} : lực đâm thủng bằng tổng phản lực của cọc ngoài phạm vi đáy tháp đâm thủng.

Tiết diện của tháp đâm thủng như hình vẽ:

* **Kiểm tra cột đâm thủng dài theo dạng hình tháp do lực cắt:**

- Tải trọng dài tác dụng vào đầu cọc:

$$G_d = F_d h_m \gamma_{tb} = 1.5 \times 1.5 \times 0.8 \times 25 \times 1.1 = 49.5 \text{ KN}$$

- Tải trọng truyền lên cọc trong đài :

$$P_{0i} = \frac{N''}{n} \pm \frac{M''_{0x} \times y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} = \frac{2099.5 + 49.5}{4} \pm \frac{1.9 \times y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \pm \frac{8.94 \times x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

Ta có bảng tính sau :

Cọc	x_i	y_i	P_{0i}
1	-0.45	-0.45	549.3
2	0.45	0.45	525.5

Từ bảng ta có lực đâm thủng :

$$P_{dt} = 2 \times (549.3 + 525.5) = 2149.6 \text{ KN}$$

P_{cdt} – lực chống đâm thủng bằng tổng phản lực ở đầu cọc:

$$P_{cdt} = [\alpha_1 b_c + c_2 + \alpha_2 h_c + c_1] h_0 R_{br}$$

α_1, α_2 - các hệ số được xác định như sau:

$$\alpha_1 = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{C_1}\right)^2} = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{0.7}{0.35}\right)^2} = 3.35$$

$$\alpha_2 = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{C_2}\right)^2} = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{0.7}{0.35}\right)^2} = 3.35$$

C_1, C_2 – khoảng cách trên mặt bằng từ mép cột đến mép của đáy tháp đâm thủng

$$C_1 = 0.2 \text{ m}; C_2 = 0.2 \text{ m} < 0.5 h_0 = 0.35$$

Chọn $C_1 = C_2 = 0.35$.

$$\rightarrow P_{\text{cđt}} = [3.35 \times (0.5 + 0.35) + 3.35 \times (0.5 + 0.35)] \times 0.7 \times 1.05 \times 10^3 = 4185.83 \text{KN}$$

$$\text{Vậy } P_{\text{đt}} = 2149.6 \text{KN} < P_{\text{cđt}} = 4185.83 \text{KN.}$$

\Rightarrow Chiều cao đài thỏa mãn điều kiện chống đâm thủng.

*** Kiểm tra khả năng hàng cọc chịu lực lớn chọc thủng dài theo tiết diện nghiêng:**

Điều kiện kiểm tra :

$$P_{\text{ct}} \leq \beta \cdot b_{\text{tb}} \cdot h_o \cdot R_k$$

$$P_{\text{ct}} = P_2 + P_4 = 2 \times 549.3 = 1098.6 \text{(KN)}$$

$$\beta = 0.7 \sqrt{1 + \left(\frac{h_o}{C}\right)^2} \quad \text{với } C = 0.35 \text{m}$$

$$\rightarrow \beta = 0.7 \sqrt{1 + \left(\frac{0.7}{0.35}\right)^2} \approx 1.57$$

$$b_{\text{tb}} \approx b_{\text{đài}} = 1.5 \text{m}$$

$$R_k = 1.05 \text{Mpa} = 1050 \text{KN/m}^2$$

$$\rightarrow \beta \cdot b_{\text{tb}} \cdot h_o \cdot R_k = 1.57 \times 1.5 \times 0.7 \times 1050 = 1730.93 \text{KN}$$

Vậy $P_{\text{ct}} < \beta \cdot b_{\text{tb}} \cdot h_o \cdot R_k \rightarrow$ thỏa mãn điều kiện

7.4.2.4. 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 :

$$M_1 = r_1 \cdot (P_2 + P_4) = 0.2 \times 549.3 \times 2 = 219.72 \text{KNm}$$

\Rightarrow Diện tích cốt thép cần thiết là:

$$F_1 = \frac{M_1}{0.9 h_o R_s} = \frac{219.72}{0.9 \times 0.7 \times 280 \times 10^3} = 1.25 \times 10^{-3} \text{m}^2 = 12.5 \text{cm}^2$$

Chọn 11 ϕ 16 a140 có $F_s = 22.12 \text{cm}^2$.

Chiều dài mỗi thanh : $l - 2a = 1.5 - 2 \times 0.05 = 1.4 \text{m}$

+ Mômen tại mép cột theo mặt cắt II-II là :

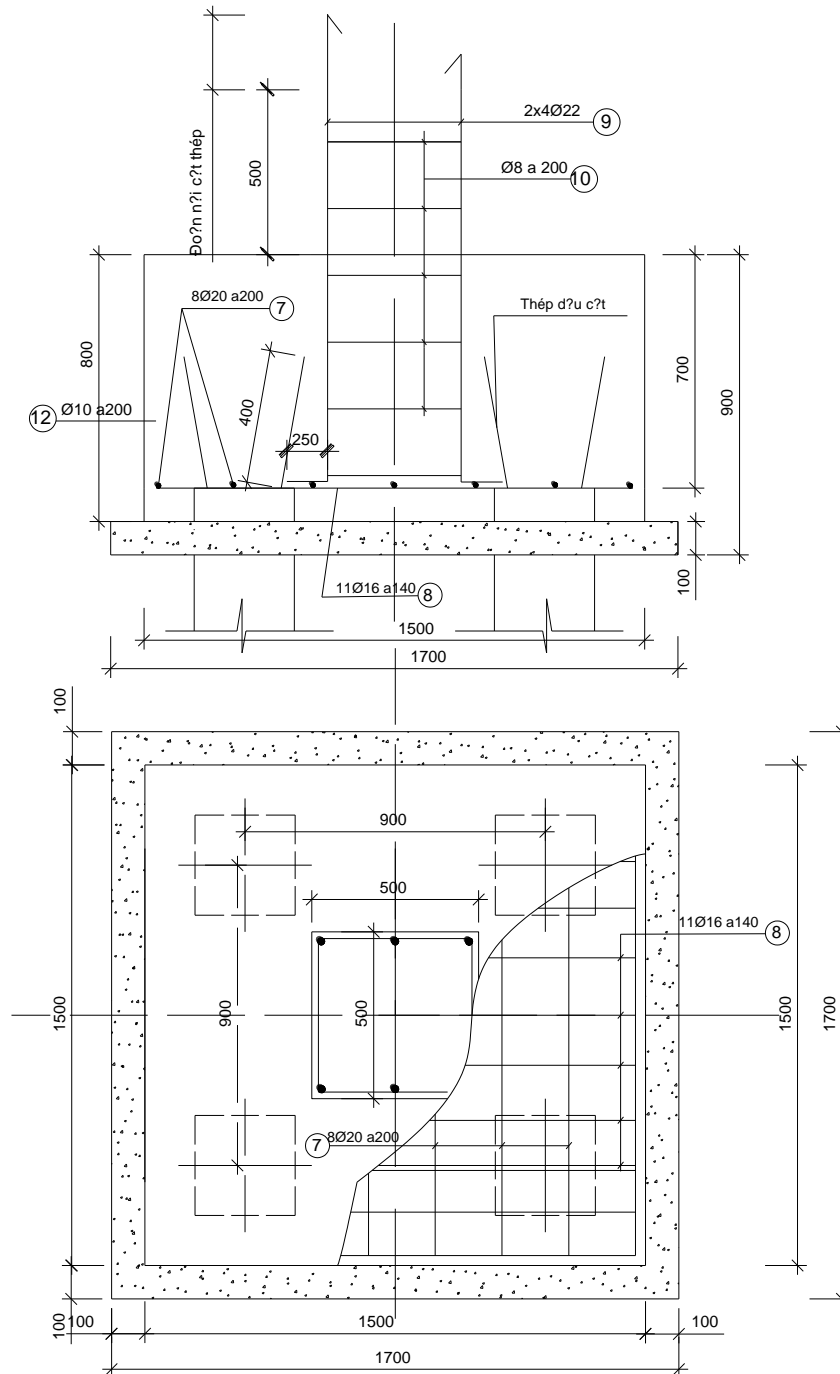
$$M_2 = r_2 (P_1 + P_2) = 0.2 (549.3 + 525.5) = 214.96 \text{KNm}$$

⇒ Diện tích cốt thép cần thiết là :

$$F_2 = \frac{M_2}{0.9h_0R_s} = \frac{214.96}{0.9 \times 0.7 \times 280 \times 10^3} = 1.22 \times 10^{-3} m^2 = 12.2 cm^2$$

Chọn 8φ20 a200 có $F_s = 25.13 cm^2$.

Chiều dài mỗi thanh : $b - 2a = 1.5 - 2 \times 0.05 = 1.4m$



7.4.3. MÓNG H4:(đài M4 dưới cột biên C24 – C25)

7.4.3.1. Thiết kế móng H4:

a. Tải trọng tính toán tác dụng tại đỉnh móng:

+ Trọng lượng giếng móng 30x70cm theo cả 2 phương truyền vào đài móng:

$$N_g = \gamma bhl = 25 \times 0.3 \times 0.7 \times \left(\frac{7.2}{2} + 3.6 \right) = 37.8 \text{ KN}$$

⇒ Nội lực tính toán tác dụng tại đỉnh móng:

$$M_{0x}'' = -22.19 \text{ KNm}$$

$$M_{0y}'' = 8.29 \text{ KNm}$$

$$Q_{0x}'' = 7 \text{ KN}$$

$$Q_{0y}'' = 22.1 \text{ KN}$$

$$N_0'' = N + N_g = 2594.1 + 37.8 = 2631.9 \text{ KN}$$

⇒ Nội lực tiêu chuẩn tác dụng tại đỉnh móng:

$$M_{0x}^{tc} = \frac{M_{0x}''}{1.1} = \frac{22.19}{1.1} = 20.17 \text{ KNm}$$

$$M_{0y}^{tc} = \frac{M_{0y}''}{1.1} = \frac{8.29}{1.1} = 7.54 \text{ KNm}$$

$$Q_{0x}^{tc} = \frac{Q_{0x}''}{1.1} = \frac{7.0}{1.1} = 6.36 \text{ KN}$$

$$Q_{0y}^{tc} = \frac{Q_{0y}''}{1.1} = \frac{22.1}{1.1} = 20.1 \text{ KN}$$

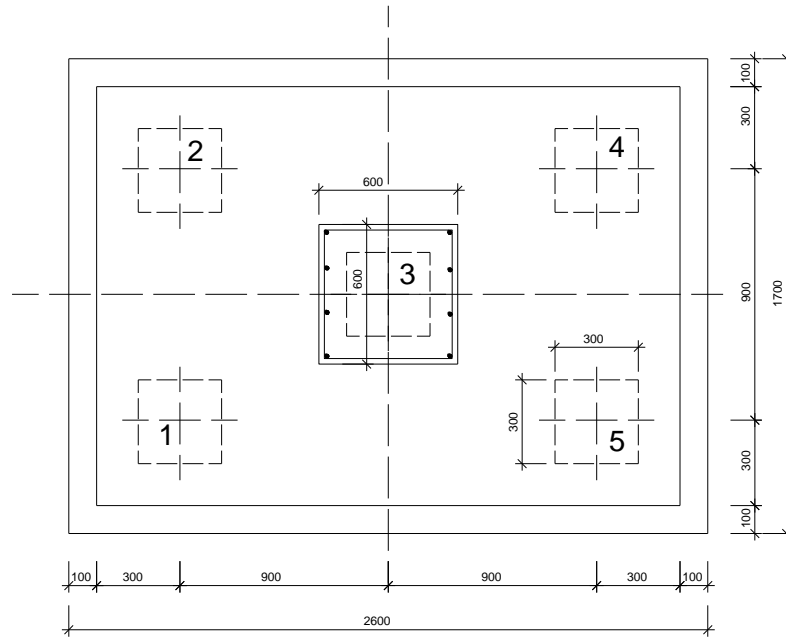
$$N_0^{tc} = \frac{N_0''}{1.1} = \frac{2631.9}{1.1} = 2392.6 \text{ KN}$$

b. Chọn sơ bộ số lượng cọc:

$$N_c = \frac{\beta N_0^{tc}}{P_c} = \frac{1.3 \times 2392.6}{697.15} = 4.5 \text{ cọc}$$

Chọn số lượng cọc bố trí trong đài M3 là 5 cọc.

c. Chọn và bố trí cọc trong đài:



ĐÀI MÓNG M3

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 $D=300 \Rightarrow 3D=900\text{mm}$.

- Khoảng cách từ mép ngoài cọc biên đến mép đài gần nhất

$$s \geq \frac{D}{2} = 0.5 \times 300 = 150\text{mm}. \text{ Chọn } s = 150\text{mm}.$$

- Chiều cao đài $h_d = 0.8 \text{ m}$.

- 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 chọn : $2.4 \times 1.5 \times 0.8 \text{ m}$.

7.4.3.2. Tính toán móng M3

a. Kiểm tra chiều sâu chôn đài:

Chiều sâu chôn đài tính từ đáy đài đến mặt đài và phải thỏa mãn điều kiện:

$$h_d > h_{\min}$$

Trong đó:

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.

$$h_{\min} = 0.7 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \sqrt{\frac{Q_b}{\gamma \cdot b}}$$

φ, γ : góc ma sát trong và trọng lượng tự nhiên trung bình của đất từ đáy đài trở lên. Với $\varphi = 4^\circ, \gamma = 17 \text{ KN/m}^3$

Q_b : tổng tải trọng ngang.

Từ kết quả nội lực tại chân cột: có $Q_b = Q_{\max} = 22.1 \text{ KN}$.

b : cạnh đáy đài phát sinh áp lực đất, $b = 1.5 \text{ m}$.

$$\Rightarrow h_{\min} = 0.7 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{4^\circ}{2} \right) \cdot \sqrt{\frac{22.1}{17 \times 1.5}} = 0.67 \text{ m} < h_d = 0.8 \text{ m} \Rightarrow \text{Thỏa mãn.}$$

b. Kiểm tra áp lực truyền lên cọc:

+ Trọng lượng đài:

$$N_d = F_d h_d \gamma_{cb} n = 2.4 \times 1.5 \times 0.8 \times 25 \times 1.1 = 79.2 \text{ KN}$$

+ 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:

$$N'' = N_0'' + N_d = 2594.1 + 79.2 = 2673.3 \text{ KN}$$

$$M_{0x}'' = 22.1 \text{ KNm}$$

$$M_{0y}'' = 8.29 \text{ KNm}$$

Tải trọng tác dụng lên cọc xác định theo công thức:

$$P_{\max, \min} = \frac{N''}{n_c} \pm \frac{M_x'' \cdot y_{\max}}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y'' \cdot x_{\max}}{\sum x_i^2}$$

$$\text{Trong đó: } y_{\max} = 0.9 \text{ m, } \sum y_i^2 = 4 \times 0.9^2 = 3.24 \text{ m}^2,$$

$$x_{\max} = 0.45 \text{ m, } \sum x_i^2 = 4 \times 0.45^2 = 0.81 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow P_{\max, \min} = \frac{2673.3}{5} \pm \frac{22.19 \times 0.9}{3.24} \pm \frac{8.29 \times 0.45}{0.81}$$

$$P_{\max} = 545.4 \text{ KN}$$

$P_{\min} = 533.1 \text{ KN} > 0 \Rightarrow$ 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 $\gamma_{\text{dn}} = 17 \text{ KN/m}^3$.

$$q_c = nF_c(l_t \gamma + l_d \gamma_{\text{dn}}) = 1.1 \times 0.09 \times [(7 - 4.3) \times 25 + (23.6 - 7) \times 17] = 34.6 \text{ KN}$$

$$P_{c \max} = P_{\max} + q_c = 545.5 + 34.6 = 548.1 \text{ KN} < [P] = P_c = 697.15 \text{ KN}.$$

Vậy cọc đảm bảo khả năng chịu lực.

c. 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:

$$F_{\text{qr}} = (A_1 + 2L \text{tg} \alpha) \cdot (B_1 + 2L \text{tg} \alpha)$$

Trong đó: $\alpha = \frac{\varphi_{\text{tb}}}{4}$

$$\text{với } \varphi_{\text{tb}} = \frac{\sum_{i=2}^4 \varphi_i h_i}{\sum_{i=1}^4 h_i} = \frac{3.8 \times 8^\circ + 7.4 \times 4^\circ + 7.6 \times 25^\circ + 4 \times 38^\circ}{3.8 + 7.4 + 7.6 + 4} = 17.63^\circ$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{\varphi_{\text{tb}}}{4} = \frac{17.63}{4} = 4.41^\circ$$

$A_1 = 2.4 \text{ m} ; B_1 = 1.5 \text{ m}$

L: chiều dài cọc tính từ đáy đài tới mũi cọc $L = 21 \text{ m}$

$$F_{\text{qr}} = (2.4 + 2 \times 21 \times \text{tg} 4.41^\circ)(1.5 + 2 \times 21 \times \text{tg} 4.41^\circ) = 5.64 \times 4.74 = 26.73 \text{ m}^2$$

Momen chống uốn W_x của khối móng quy ước là:

$$W_x = \frac{5.64 \times 4.74^2}{6} = 21.12 \text{ m}^3 ; W_y = \frac{4.74 \times 5.64^2}{6} = 25.13 \text{ m}^3$$

+ Tải trọng tính toán dưới đáy khối móng quy ước:

- Trọng lượng của đài và đất từ đáy đài trở lên:

$$N_1 = F_{\text{qr}} h_d \gamma_{\text{tb}} = 26.73 \times 0.8 \times 20 = 427.68 \text{ KN}$$

-Trọng lượng khối đất từ mũi cọc tới đáy đài:

$$N_2 = (A_{qu} \cdot B_{qu} - F_c) \cdot l_c \cdot \gamma_{tb} = (26.73 - 0.09 \times 5) \times 21 \times 20 = 11037.6 \text{ KN}$$

-Trọng lượng cọc: $q_c = F_c \cdot l_c \cdot \gamma_c = 0.09 \times 21 \times 25 \times 5 = 236.25 \text{ KN}$

Lực tác dụng tại đáy khối móng quy ước:

$$N^{tt} = N_1 + N_2 + q_c = 427.68 + 11037.6 + 236.25 = 11701.5 \text{ KN}$$

$$M_x^{tt} = 22.19 \text{ KNm}; M_y^{tt} = 8.29 \text{ KNm.}$$

Áp lực tính toán dưới đáy khối móng quy ước:

$$P_{\max}^{tt} = \frac{N_{dm}^{tt}}{F_{qu}} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{11701.5}{26.73} + \frac{22.19}{21.12} + \frac{8.29}{25.13} = 439.15 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\min}^{tt} = \frac{N_{dm}^{tt}}{F_{qu}} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{11701.5}{26.73} - \frac{22.19}{21.12} - \frac{8.29}{25.13} = 436.4 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{tb} = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2} = \frac{439.15 + 436.4}{2} = 437.8 \text{ KNm}^2$$

* Sức chịu tải của nền đất dưới đáy khối móng quy ước tính theo công thức của Terzaghi:

$$P_{gh} = 0.5 \alpha_1 N_\gamma B_{qu} \gamma + \alpha_2 N_q \gamma' h + \alpha_3 N_c c$$

Trong đó:

$$\alpha = \frac{L}{B} = \frac{4.74}{4.24} = 1.1$$

$$\alpha_1 = 1 - \frac{0.2}{\alpha} = 1 - \frac{0.2}{1.1} = 0.82$$

$$\alpha_2 = 1$$

$$\alpha_3 = 1 + \frac{0.2}{\alpha} = 1 + \frac{0.2}{1.1} = 1.18$$

$$\varphi = 38^\circ \text{ nên } N_\gamma = 67.4; N_q = 48.9; N_c = 61.4$$

$$\gamma: \text{ dung trọng của đất tại đáy móng} = 19.9 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma': \text{ dung trọng của đất từ đáy móng đến mặt đất tự nhiên} = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$h: \text{ khoảng cách từ đáy móng đến mặt đất tự nhiên} = 21.3 + 1.2 = 22.5 \text{ m}$$

$$c: \text{ lực dính của đất tại đáy móng} (c = 0)$$

$$P_{gh} = 0.5 \times 0.82 \times 67.4 \times 4.24 \times 19.9 + 1 \times 48.9 \times 17 \times 22.5 + 0 = 21035.8 \text{ KN/m}^2$$

$$[P] = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{21035.8}{3} = 7011.9 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow P_{tb} = 437.8 \text{ KN/m}^2 < [P] = 7011.9 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{max} = 439.15 \text{ KN/m}^2 < 1.2[P] = 8414.4 \text{ KN/m}^2$$

Như vậy nền đất dưới mũi cọc đảm bảo khả năng chịu lực.

d. 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:

$$\sigma_{z=2}^{bt} = 1.2 \times 17 = 20.7 \text{ KN/m}^2$$

- Lớp đất sét dẻo mềm:

$$\sigma_{z=7.8}^{bt} = 20.7 + 5.8 \times 19 = 130.9 \text{ KN/m}^2$$

- Tại vị trí mực nước ngầm:

$$\sigma_{z=8.3}^{bt} = 130.9 + 0.5 \times 17.7 = 139.75 \text{ KN/m}^2$$

- Lớp đất sét dẻo chảy:

$$\sigma_{z=15.2}^{bt} = 139.75 + 7 \times 8.03 = 195.96 \text{ KN/m}^2$$

- Lớp đất cát bụi rời:

$$\sigma_{z=22.8}^{bt} = 195.96 + 7.6 \times 10.24 = 273.78 \text{ KN/m}^2$$

- Lớp đất cát trung chặt:

$$\sigma_{z=24.4}^{bt} = 273.78 + 1.6 \times 10.86 = 291.16 \text{ KN/m}^2$$

\Rightarrow Ứng suất gây lún ở đáy khối móng quy ước:

$$\sigma_{z=0}^{gl} = P_{tb} - \sigma_{z=24.4}^{bt} = 437.8 - 291.16 = 146.64 \text{ KN/m}^2$$

Độ lún của móng cọc tính gần đúng theo lý thuyết đàn hồi như sau:

$$S = \frac{1-\mu_o^2}{E_o} b \cdot \omega \cdot p_{gl}$$

Với $\frac{L_{td}}{B_{td}} = \frac{5.64}{4.74} = 1.19 \rightarrow \omega = 0.97$

$$\mu_o = 0.3$$

$$\Rightarrow S = \frac{1-0.3^2}{37000} \times 4.74 \times 0.97 \times 146.64 = 0.017 \text{ (m)} = 1.7 \text{ cm} < [S] = 8 \text{ cm}$$

Vậy nên đảm bảo độ lún cho phép.

7.4.3.4. Tính toán, kiểm tra đài cọc:

*Kiểm tra điều kiện chọc thủng: (TCVN5574-91)

Gồm:

a. 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 $b_c = h_c = 0.6 \text{ m}$
- Chọn lớp bảo vệ $a = 1 \text{ cm}$. Chiều cao làm việc của đài: $h_o = 0.8 - 0.1 = 0.7 \text{ m}$

Việc tính toán đâm thủng được tiến hành theo công thức sau:

$$P_{dt} < P_{cdt} = \left[\alpha_1 b_c + c_2 + \alpha_2 h_c + c_1 \right] h_o R_{bt}$$

Trong đó:

P_{dt} : lực đâm thủng bằng tổng phản lực của cọc ngoài phạm vi đáy tháp đâm thủng.

Tiết diện của tháp đâm thủng như hình vẽ:

b. Kiểm tra cột đâm thủng đài theo dạng hình tháp do lực cắt:

- Tải trọng đài tác dụng vào đầu cọc:

$$G_d = F_d h_m \gamma_{tb} = 2.4 \times 1.5 \times 0.8 \times 25 \times 1.1 = 79.2 \text{ KN}$$

- Tải trọng truyền lên cọc trong đài :

$$P_{0i} = \frac{N''}{n} \pm \frac{M''_{0x} \times y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} = \frac{2594.1 + 79.2}{5} \pm \frac{22.1 \times y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \pm \frac{8.29 \times x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

Ta có bảng tính sau :

Cọc	x_i	y_i	P_{0i}
1	0.45	-0.9	533.13
2	-0.45	-0.9	523.91
4	0.45	0.9	545.41
5	-0.45	0.9	536.19

Từ bảng ta có lực đâm thủng :

$$P_{dt} = \sum P_i = 533.13 + 523.91 + 545.41 + 536.19 = 2138.64 \text{ KN}$$

P_{cdt} – lực chống đâm thủng bằng tổng phản lực ở đầu cọc:

$$P_{cdt} = [\alpha_1 b_c + c_2 + \alpha_2 h_c + c_1] h_0 R_{bt}$$

α_1, α_2 - các hệ số được xác định như sau:

$$\alpha_1 = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{C_1}\right)^2} = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{0.7}{0.5}\right)^2} = 2.58$$

$$\alpha_2 = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{C_2}\right)^2} = 1.5 \sqrt{1 + \left(\frac{0.7}{0.35}\right)^2} = 3.35$$

C_1, C_2 – khoảng cách trên mặt bằng từ mép cột đến mép của đáy tháp đâm thủng

$$C_1 = 0.5\text{m}; C_2 = 0.2\text{m} < 0.5h_0 = 0.35$$

Chọn $C_2 = 0.35$.

$$\rightarrow P_{cdt} = [2.58 \times (0.6 + 0.35) + 3.35 \times (0.6 + 0.5)] \times 0.7 \times 1.05 \times 10^3 = 4509.96 \text{ KN}$$

$$\text{Vậy } P_{dt} = 2138.64 \text{ KN} < P_{cdt} = 4509.96 \text{ KN.}$$

\Rightarrow Chiều cao đài thỏa mãn điều kiện chống đâm thủng.

c. Kiểm tra khả năng hàng cọc chịu lực lớn chọc thủng dài theo tiết diện nghiêng:

Điều kiện kiểm tra :

$$P_{ct} \leq \beta \cdot b_{tb} \cdot h_0 \cdot R_k$$

$$P_{ct} = P_4 + P_5 = 545.41 + 536.19 = 1081.6 \text{ (KN)}$$

$$\beta = 0.7 \sqrt{1 + \left(\frac{h_0}{C}\right)^2} \text{ với } C = 0.35\text{m}$$

$$\rightarrow \beta = 0.7 \sqrt{1 + \left(\frac{0.7}{0.35}\right)^2} \approx 1.57$$

$$b_{tb} \approx b_{đài} = 1.5\text{m}$$

$$R_k = 1.05\text{Mpa} = 1050\text{KN/m}^2$$

$$\rightarrow \beta \cdot b_{tb} \cdot h_o \cdot R_k = 1.57 \times 1.5 \times 0.7 \times 1050 = 1730.93\text{KN}$$

Vậy $P_{ct} < \beta \cdot b_{tb} \cdot h_o \cdot R_k \rightarrow$ thỏa mãn điều kiện

7.4.3.5. 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 :

$$M_1 = r_1 \cdot (P_3 + P_4) = 0.65 \times 1081.6 = 703.04 \text{ KNm}$$

⇒ Diện tích cốt thép cần thiết là:

$$F_1 = \frac{M_1}{0.9 h_0 R_s} = \frac{703.04}{0.9 \times 0.7 \times 280 \times 10^3} = 3.99 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 39.9 \text{ cm}^2$$

Chọn 11φ22 a140 có $F_s = 41.81 \text{ cm}^2$.

Chiều dài mỗi thanh : $l - 2a = 1.5 - 2 \times 0.05 = 1.4 \text{ m}$

+ Mômen tại mép cột theo mặt cắt II-II là :

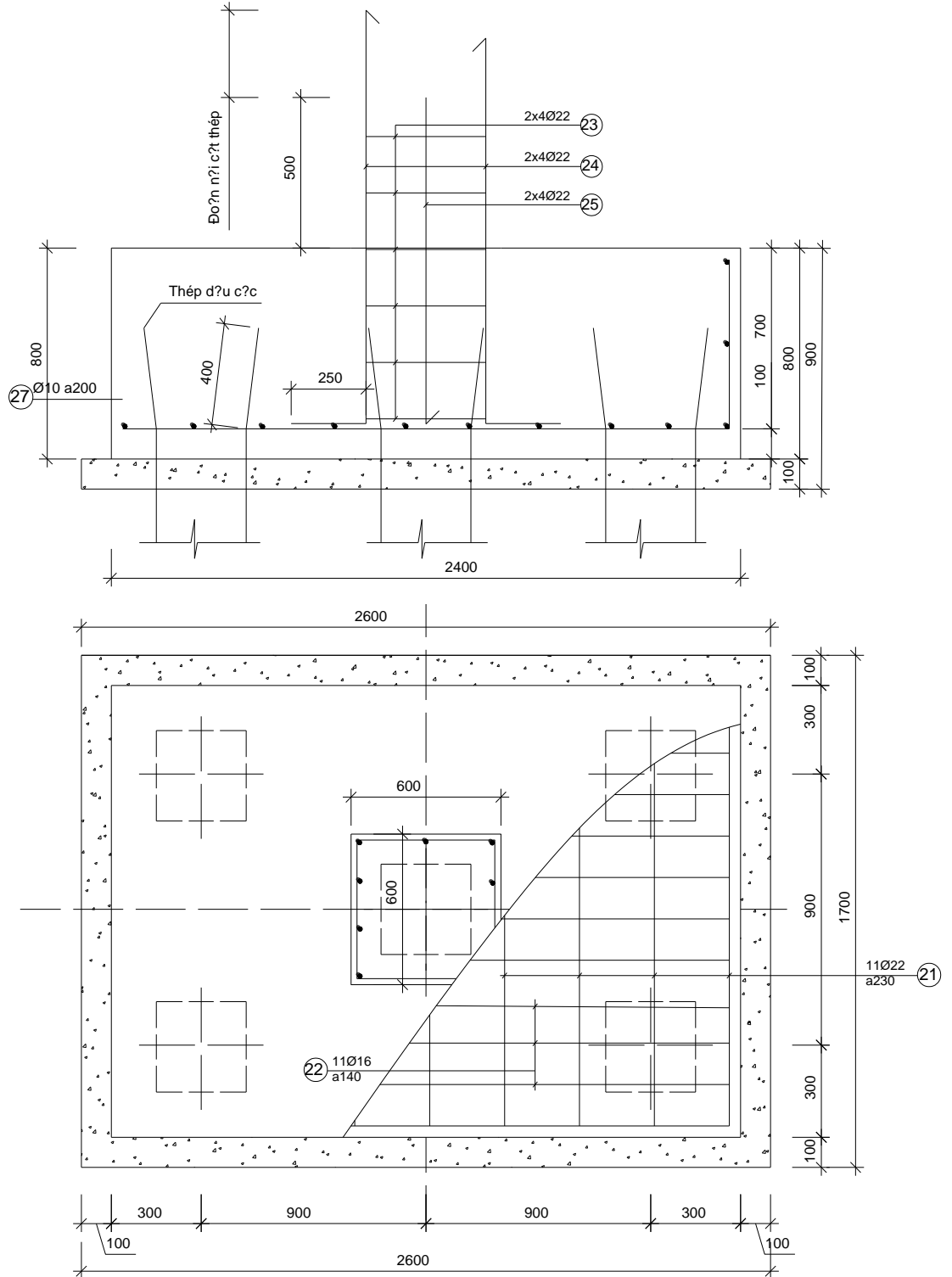
$$M_2 = r_2 (P_1 + P_2) = 0.2(533.13 + 523.91) = 211.4 \text{ KNm}$$

⇒ Diện tích cốt thép cần thiết là :

$$F_2 = \frac{M_2}{0.9 h_0 R_s} = \frac{211.4}{0.9 \times 0.7 \times 280 \times 10^3} = 1.2 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 12 \text{ cm}^2$$

Chọn 11φ16 a200 có $F_s = 22.12 \text{ cm}^2$.

Chiều dài mỗi thanh : $b - 2a = 2.4 - 2 \times 0.05 = 2.3 \text{ m}$

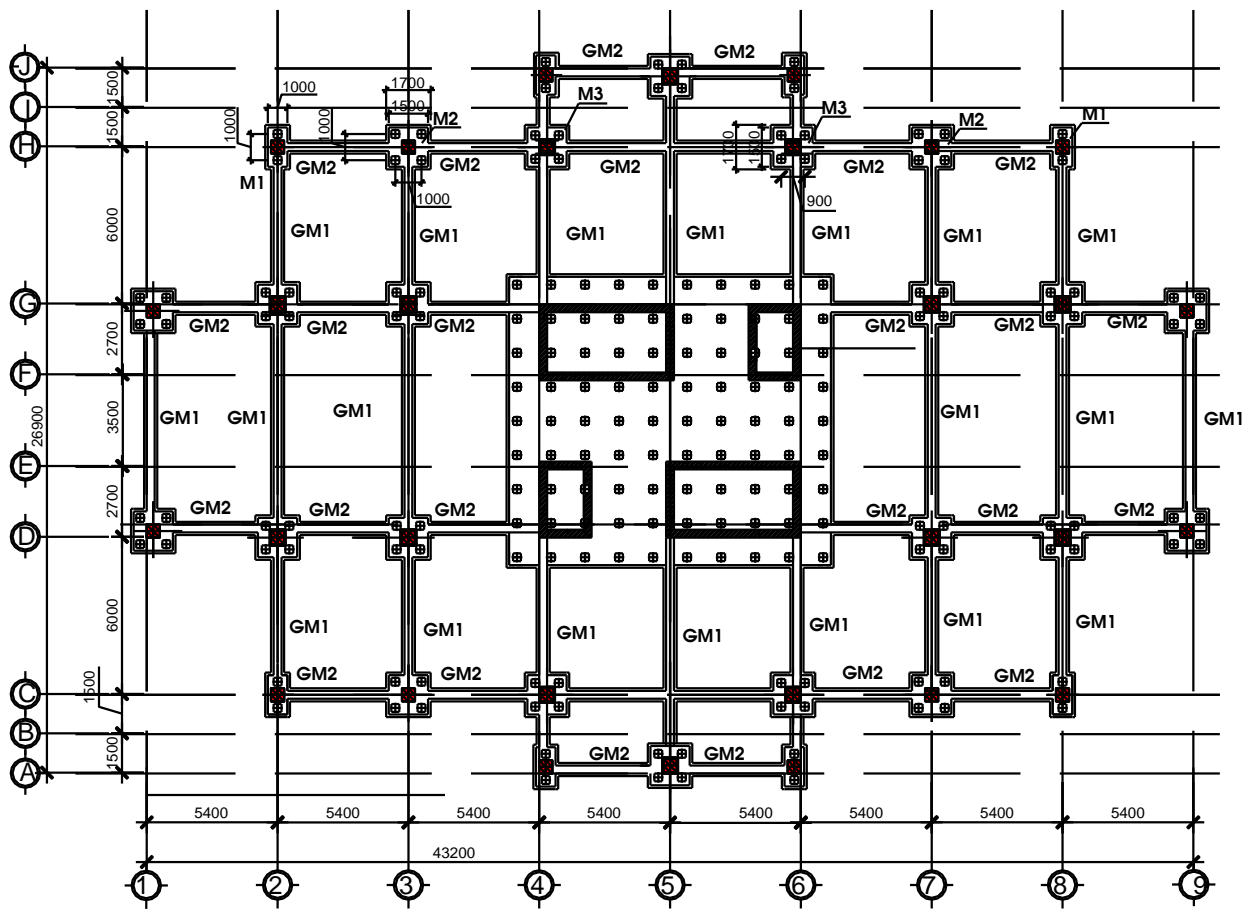


MẶT BẰNG CỐT THÉP ĐÀI CỌC MÓNG M3

PHẦN 8: LẬP BIỆN PHÁP THI CÔNG PHẦN NGÀM

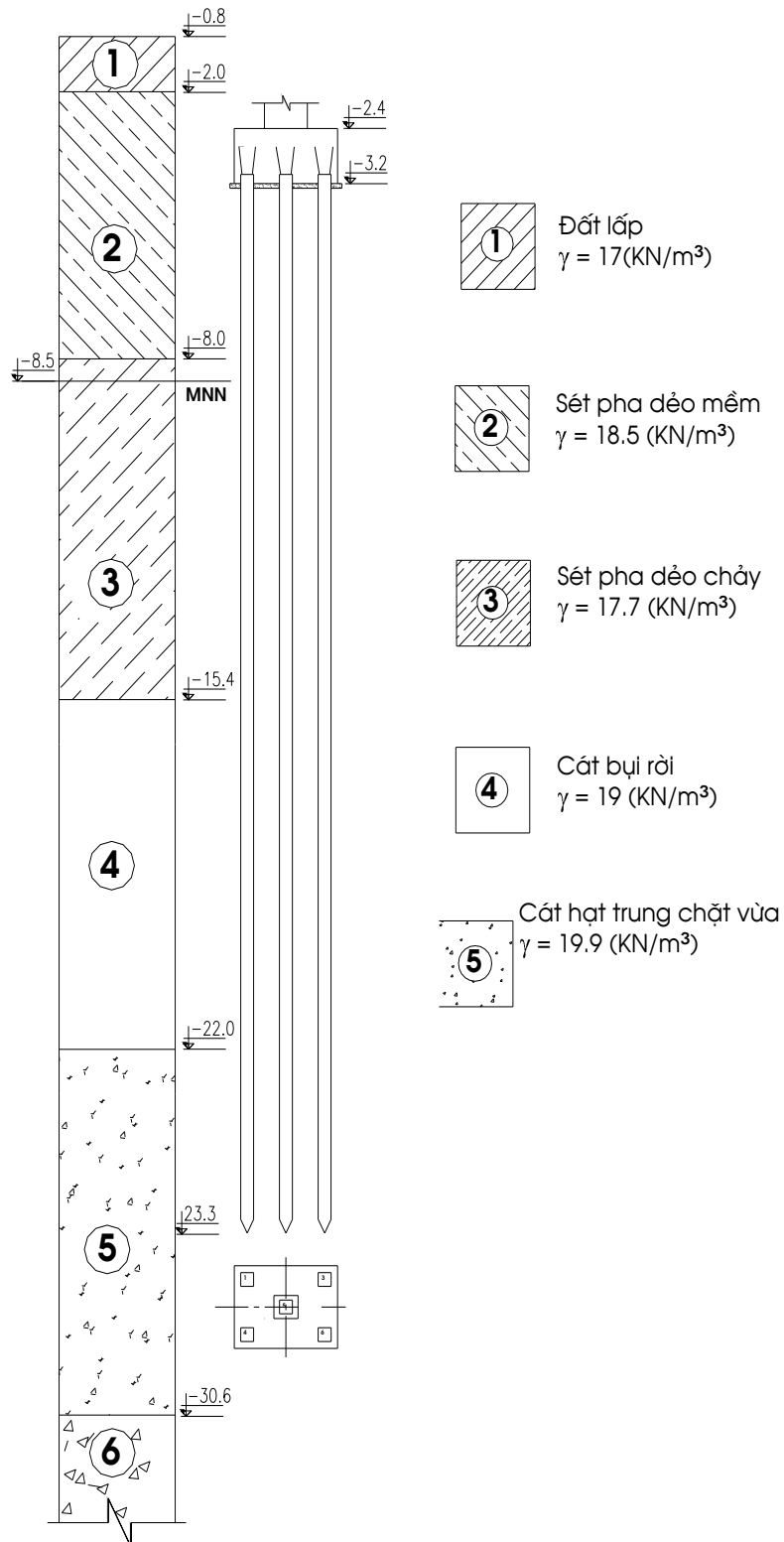
8.1. Lập biện pháp thi công cọc đóng:

MẶT BẰNG LƯỚI CỌC



LÁT CẮT ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH

TRỤ ĐỊA CHẤT



8.1.1. Lựa chọn biện pháp thi công:

8.1.1.1. Phương pháp thứ nhất:

Tiến hành đào hố móng đến cao trình đỉnh cọc, sau đó đưa máy móc thiết bị đóng và tiến hành đóng 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 đóng 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.

8.1.1.2. Phương pháp thứ hai:

Tiến hành san phẳng mặt bằng để tiện di chuyển thiết bị đóng và vận chuyển cọc, sau đó tiến hành đóng cọc theo yêu cầu cần thiết bị. Như vậy để đạt được cao trình đỉnh cọc cần phải đóng âm. Cần phải chuẩn bị các đoạn cọc dẫn bằng thép hoặc bằng bê tông cốt thép để cọc đóng được tới chiều sâu thiết kế. Sau khi đóng cọc xong ta sẽ tiến hành đào đất để thi công phân đài, hệ giằng đài cọc.

+ *Ưu điểm:*

- Việc di chuyển thiết bị đóng 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 đóng 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 đóng cọc. Với phương 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.

8.1.1.3. Tính toán chọn máy thi công:

Thiết bị đóng cọc bao gồm:

- + Búa đóng cọc
- + Giá búa.
- + Máy cơ sở.

8.1.1.4. Các loại búa đóng cọc:

- ***Búa rơi tự do.***

+ *Ưu điểm:* Thi công đơn giản

+ *Nhược điểm:* Hiệu suất thi công thấp, tốc độ thi công chậm cho nên chỉ dùng thi công cọc nhỏ và ngắn

- ***Búa hơi đơn động.***

+ *Ưu điểm:*

+ Cấu tạo đơn giản, chuyển động lên xuống ổn định.

+ Có thể thay đổi xung lực đóng cọc.

+ *Nhược điểm:*

+ Số nhát búa đóng trong 1 phút nhỏ, cả khi van hơi được điều chỉnh tự động nên năng suất đóng cọc thấp.

+ Ông cao su dẫn hơi chuyển động theo búa nên chóng hư hỏng.

- ***Búa hơi song động.***

+ *Ưu điểm:*

+Số nhát đóng khá lớn, do van hơi được điều chỉnh tự động.

+Có thể thay đổi xung lực đóng cọc

+ *Nhược điểm:*

+Trọng lượng hữu ích chiếm khoảng 20-30% trọng lượng búa.

+Khuyết điểm chung của búa hơi là nồi hơi hay máy nén khí nên máy công kênh, di chuyển khó khăn.

- **Búa diezen**

+ *Ưu điểm:*

+Gọn nhẹ hơn búa hơi, búa thủy lực, vận chuyển dễ dàng.

+Tiêu tốn ít nhiên liệu rẻ tiền.

+ *Nhược điểm:*

+Năng lượng hữu ích nhỏ

+Búa hay bị cầm

+Trọng lượng chày của búa diezen cột ống 500-1000 kg, có thể đóng loại cọc BTCT nặng tới 13 tấn, dài 25m.

- **Búa rung**

+*Ưu điểm:*

+Kích thước nhỏ, gọn nhẹ, tính cơ động cao

+Độ tin cậy cao

+*Nhược điểm:*

+Khi rung ảnh hưởng đến công trình lân cận, ảnh hưởng trực tiếp đến tuổi thọ động cơ.

➔ **Ta chọn máy đóng cọc diezen (Loại máy được dùng phổ biến)**

8.1.1.5. Tính toán thông số búa đóng cọc:

-Công thức kinh nghiệm:

(Dựa sách “Thi công cọc đóng”- ĐẶNG ĐÌNH MINH-NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG)

Khi chọn búa người ta có quan điểm chọn búa "búa nặng kích nhẹ", có nghĩa là trọng lượng toàn bộ của cọc phải nặng hơn trọng lượng của búa 1 ít. Khi chọn búa cần lưu ý tỷ số trọng lượng giữa búa và cọc. Ta có bảng:

Loại cọc	Búa rơi tự do	Búa hơi đơn động	Búa hơi song động	Búa điezen
Cọc BTCT	0.35-1.5	0.4-1.4	0.6-0.8	1-1.5

Từ bảng: $q = 1.5 Q$

Q: Trọng lượng toàn bộ của quả búa. (Kg)

q: Trọng lượng toàn bộ chiều dài cọc chôn trong đất. (kg)

$$q = 2500 \times (0.3 \times 0.3) \times (21 + 4.0) + 200 = 5825.0 \text{ kg}$$

Trọng lượng mũ cọc: $150 \div 200 \text{ kg}$

$$\Rightarrow Q = \frac{5825.0}{1.5} = 3883.3 \text{ Kg} = 3.88 \text{ T}$$

- Công thức theo TCVN 286-2003

Năng lượng cần thiết tối thiểu của nhát búa đập E được xác định theo công thức:

$$E = a P$$

E- Năng lượng đập búa kGm

a- hệ số bằng 25 Kg.m/tấn

P- khả năng chịu tải của cọc, tấn

$$\Rightarrow E = 25 \times 60 = 1500 \text{ kGm}$$

$$\Rightarrow \text{Cần chọn búa thỏa mãn } \left\{ \begin{array}{l} E_{buachon} \geq 1500 \text{ kGm} = 150 \text{ KJ} \\ Q_{buachon} \cong 4.3 \text{ T} \end{array} \right\}$$

Tra catalogue của búa đóng cọc ta chọn búa: **Kobe steel**

Mã hiệu	Trọng lượng(tấn)	Kích thước giới hạn(m)	Năng lượng 1
---------	------------------	------------------------	--------------

HẢI PHÒNG

	Búa	Toàn phần	Cao(H)	Rộng(B)	Dài	nhất búa KJ
KB60	6. 0	15. 0	5. 77	1.135	1.3 01	160

8.1.1.6. Kiểm tra chọn búa:TCVN 286-2003:

a. Kiểm tra búa chọn

-Loại búa được chọn với năng lượng lớn nhất đập E_u phải thỏa mãn điều kiện:

$$\frac{Q_n + q}{E_u} \leq k$$

Trong đó: Q_n : trọng lượng toàn phần của búa, Kg

K: Hệ số quy định. Với búa đi-ê-zen $k=5$

q: trọng lượng cọc, kG

Đối với búa đi-ê-zen, giá trị tính toán năng lượng đập lấy bằng:

+Đối búa cần: $E_u = 0.9QH$

Q: trọng lượng phần đập búa, Kg

H: Chiều cao thực tế khi đóng giai đoạn cuối, $H=2.8m$ (đối búa ống)

$$\Rightarrow E_u = 0.9 \times 6000 \times 2.8 = 15120 \text{ kGm}$$

$$\frac{15000 + 5825}{15120} = 1.4 \leq k = 6 \text{ (đối với búa đi-ê-zen kiểu ống và song động)}$$

-Tính toán độ chồi quy định (độ chồi không chế)

Khi đóng cọc có mũi cọc cắm sâu vào các tầng đất cứng, đá dăm, cát chặt vừa trở lên, hoặc mũi cọc cắm vào tầng đá phong hóa... thì cọc ở trạng thái chống chịu lực; yêu cầu mũi cọc phải cắm sâu vào lớp đá cứng nói trên. Giá trị sâu trung bình của mỗi nhát búa (ta gọi là độ chồi) chỉ được bằng hoặc lớn hơn giá trị độ chồi quy định. Độ chồi quy định được xác định qua thí nghiệm. Trong

trường hợp thiếu số liệu thí nghiệm thì độ chồi quy định được xác định theo công thức:

$$e = \frac{n.A.Q.H}{mP(mP + nA)} \times \frac{Q + 0.2q}{Q + q}$$

e: độ chồi quy định (mm)

Q: Trọng lượng của quả búa(N)

H: chiều cao rơi của quả đập(xung trình)(mm)

q: Trọng lượng cọc và mũi cọc(N)

A: Diện tích mặt cắt ngang của cọc(mm^2)

P: Sức chịu tải của an toàn của cọc(N)

m: Hệ số an toàn của cọc

+Đôi công trình vĩnh cửu:m=2

+Đôi công trình tạm thời:m=1.5

n: Hệ số an toàn

+Cọc BTCT dùng đệm cọc là bao gai n = 1

+Cọc BTCT dùng đệm cọc là gỗ cao su n =1.5

$$e = \frac{1.5 \times (300 \times 300) \times 6 \times 10^4 \times 2800}{2 \times 60 \times 10^4 \times (2 \times 60 \times 10^4 + 1.5 \times (300 \times 300))} \times \frac{6 \times 10^4 + 0.2 \times 5825}{6 \times 10^4 + 5825} = 8.3 \text{ mm}$$

b. Giá búa

Là một thanh dẫn hướng cho đầu búa trong quá trình đóng cọc(thanh giăng xiên, thanh giăng ngang...)

$$H_{giabua} \geq h_{coc} + h_{bua} + h_{nangbua} + h_{treobuoc} \approx h_{coc} + h_{bua} + 3m$$

$$+ h_{coc} = 21 \text{ m}$$

$$+ h_{bua} = 5.77 \text{ m}$$

$$\Rightarrow H_{giabua} = 21 + 5.77 + 3 = 29.77 \text{ m}$$

c. Số lượng cọc cần thiết cho công trình:

Khối lượng cọc cần đóng:

HẢI PHÒNG

- Móng M_1 có 08 móng, số cọc trong mỗi móng 6 cọc : $6 \times 8 = 48$ cọc.
- Móng M_2 có 14 móng, số cọc trong mỗi móng 12 cọc : $14 \times 12 = 168$ cọc.
- Móng M_3 có 08 móng, số cọc trong mỗi móng 15 cọc: $8 \times 15 = 120$ cọc.
- Móng dưới vách ta chọn sơ bộ 270 cọc.

Tổng số cọc phải đóng :

$$N = 48 + 168 + 120 + 270 = 606 \text{ cọc. Mỗi cọc dài 7m.}$$

- Căn cứ vào trọng lượng cọc, trọng lượng khối đối trọng và độ cao cần thiết để chọn cầu phục vụ đóng cọc.

8.1.1.7. Tính toán chọn loại cầu phục vụ cho đóng 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:

$$0.3 \times 0.3 \times 7 \times 2.5 = 1.575 \text{ T}$$

- Trọng lượng 1 khối bê tông đối trọng là 5T

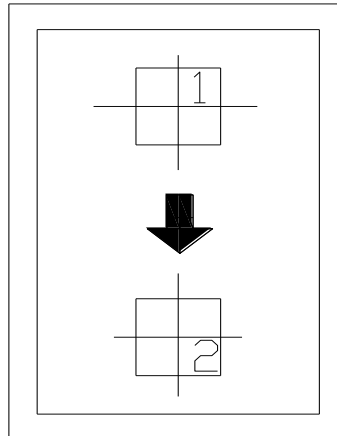
⇒ Ta chọn: **GIÁ BÚA GHÉP TRÊN MÁY XÚC MỘT GÀU VẠN**

NĂNG VÀ CẦN TRỰC

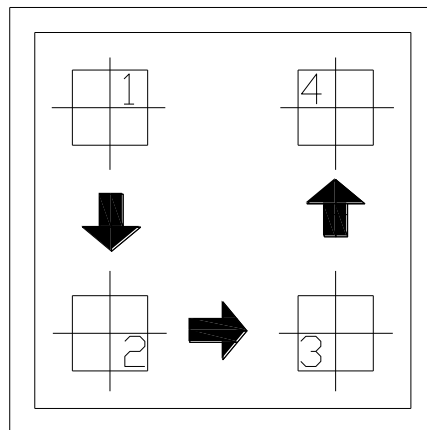
Thông số máy:

Loại máy Thông số	Máy xúc một gầu	Cần trục
Máy cơ sở	E-1254	DEK-251
H,m	20-24	24
$h_{cọc}^{max}$	16-20	14
Sức nâng,tấn	20	20
Trọng lượng búa $G_{búa}^{max}$ tấn	6	7.65

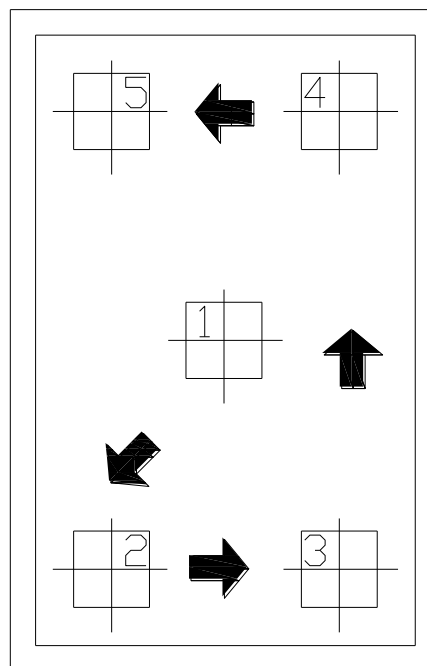
8.1.1.8. Sơ đồ di chuyển của máy đóng cọc:



SƠ ĐỒ ĐÓNG CỌC MÓNG M1



SƠ ĐỒ ĐÓNG CỌC MÓNG M2



8.1.2. Kỹ thuật thi công cọc đóng:

8.1.2.1. Chuẩn bị mặt bằng trước khi thi hạ cọc xuống nền:

- Dọn mặt bằng và chống lún cho thiết bị thi công:

Để máy móc tập kết có thể thao tác dễ dàng, chính xác...ta phải san ủi bề mặt, di dời các chướng ngại vật và chuẩn bị các điều kiện thiết yếu như: điện, nước...

Trong trường hợp đất xấu, sinh lầy, nhiều bùn...máy đóng cọc, cần trục và xe chở cọc rất dễ bị xa lầy... Vì vậy cần phải chủ động chuẩn bị trước một số giải pháp chống lún trong thi công. Phương án thông thường nhất là chuẩn bị một số tấm đan BTCT lớn (2mx2mx20cm) hoặc một số tấm kim loại (tôn: 8-10cm).

- Công tác định vị trắc địa:

Công tác trắc địa phải đi trước một bước. Người ta dùng các cọc gỗ 30x30x500 để đóng dấu các vị trí sẽ hạ cọc trên nền công trình. Đồng thời làm một bình đồ cao độ tự nhiên các điểm hạ cọc.

- Chuẩn bị cọc:

Cần kiểm tra kỹ cọc chuyển đến hiện trường cọc:

Quy cách cọc, kích thước cọc.

Xem xét kỹ hồ sơ nghiệm thu bàn giao cọc xuất xưởng.

Xem xét loại bỏ các cọc bị sứt mẻ và nứt nhiều.

Không chuyển cọc ra hiện trường quá nhiều. Việc vận chuyển cọc quá nhiều, hạn cọc không kịp sẽ khiến bị ứ đọng và xếp ngổn ngang vừa vướng lối đi, lại vừa khó đảm bảo chất lượng cho cọc (cọc xếp đống quá cao sẽ bị lún cho gối dưới cùng và lớp cọc cuối cùng dễ bị gãy)

- Chuẩn bị hồ sơ thiết kế, nhật ký hạ cọc và các hồ sơ nghiệm thu.

- Tập kết đến hiện trường các thiết bị phục vụ hạ cọc:

+Thiết bị hạ cọc

HẢI PHÒNG

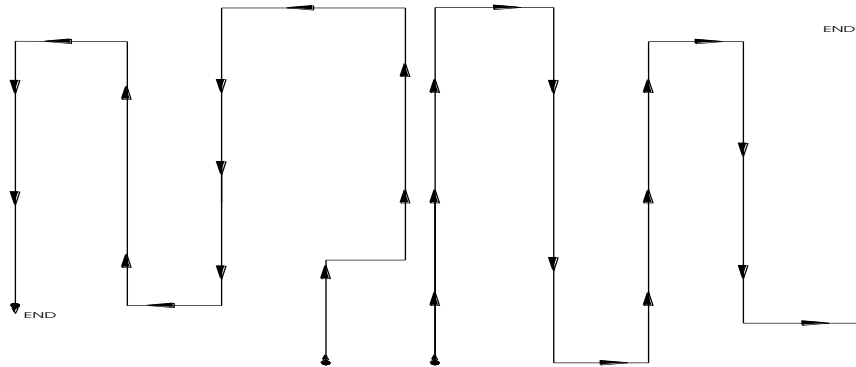
+Cần trục nâng chuyên cọc và các cấu kiện.

+Máy hàn

+Máy phát điện

+Các máy kinh vĩ và các máy thủy bình.

8.1.2.2. Sơ đồ và thứ tự hạ cọc xuống nền:



8.1.2.3. Kỹ thuật đóng cọc:

***Lắp cọc vào giá búa:**

- Với cọc dài và nặng để lắp cọc vào giá tiến hành như sau: trước tiên đưa cọc lại gần giá, móc dây cáp treo cọc của giá búa vào móc cầu phía đầu cọc, móc dây cáp treo búa của giá búa vào móc cầu phía mũi cọc. Nâng hai móc lên đồng thời, khi kéo cọc lên ngang tầm 1m, rút đầu cọc lên cao để cọc dần dần trở về vị trí thẳng đứng, sau đó ghép vào giá búa.

*** Tiến hành đóng cọc:**

Sau khi dựng cọc vào giá búa, tiến hành chỉnh cọc vào đúng vị trí thiết kế bằng máy kinh vĩ. Trước khi đóng phải kiểm tra phương hướng của thiết bị giữ cọc, cố định vị trí của thiết bị đó để tránh di động trong quá trình đóng cọc.

Quá trình đóng cọc phải chú ý tình hình xuống của cọc. Cọc không xuống quá nhanh, nhưng cũng không bị vướng mắc, cọc xuống lệch phải chỉnh ngay. Không chỉnh được phải nhổ lên đóng lại. Cọc phải đúng vị trí, thẳng đứng, không gãy, không nứt.

Những nhát búa đầu đóng nhẹ, khi cọc đã nằm đúng vị trí mới đóng mạnh.

Khi đóng gần xong, phải đo độ lún theo từng đợt để xác định độ chối của cọc. Độ chối của cọc đóng là độ lún của cọc dưới một nhát búa đóng và 1 phút làm việc

của **búa** rung. Đối với cọc chông phải đóng tới cốt thiết. Với cọc ma sát phải đóng tới khi đạt độ chồi thiết kế.

Trong quá trình đóng cọc phải dùng 2 máy kinh vĩ đặt vuông góc theo hai trục ngang và dọc của hàng cọc để theo dõi và kịp thời điều chỉnh khi cọc bị nghiêng, lệch khỏi vị trí thiết kế.

Từng cọc cần được đóng liên tục cho tới khi đạt độ chồi hoặc đạt chiều dài cọc quy định, trừ trường hợp được sự đồng ý của thiết kế.

Trong quá trình đóng cọc cần có mặt cán bộ giám sát thi công và ghi chép những dữ liệu sau:

- Ngày đúc cọc, ngày đóng cọc;
- Số liệu cọc, vị trí và kích thước cọc;
- Chiều sâu đóng cọc, số đoạn cọc và mối nối;
- Loại **búa** đóng cọc, chiều cao rơi **búa**, số nhát **búa**/phút;
- Số nhát **búa** đập để cọc đi được 100cm;
- Số nhát **búa** đập để cọc đi được 20cm cuối cùng;
- Loại đệm đầu cọc;
- Trình tự đóng cọc trong nhóm;
- Những vấn đề kỹ thuật cản trở công tác đóng cọc theo thiết kế và các sai số;
- Tên cán bộ giám sát và tổ trưởng thi công;

Trong quá trình đóng cọc phải ghi lý lịch cọc thể hiện số nhát **búa** đập để cọc đi được 1m trong những đoạn đầu và từng 20 cm ở 3m cuối cùng.

8.1.2.4. Nhật ký kiểm tra công trình:

- a. Mỗi tổ máy đều phải có sổ nhật ký đóng
- b. Quá trình đóng cọc phải có sự giám sát chặt chẽ của cán bộ kỹ thuật bên A và bên B bởi vì vậy khi tiến hành đóng xong 1 cọc cần phải nghiệm thu ngay. Nếu cọc đóng đạt tiêu chuẩn thì các bên phải ký vào nhật ký thi công.
- c. Sổ nhật ký phải đóng dấu giáp lai của đơn vị đóng cọc.
- d. 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 đóng 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.

e. Kiểm tra sức chịu tải của cọc đóng được thử nghiệm bằng thí nghiệm nén tĩnh động

f. Tổ chức giám và nghiệm thu công trình đóng cọc .

- Bên A và bên B phải cử kỹ thuật theo dõi và giám sát quá trình thi công đóng cọc của mỗi tổ máy đóng .

- Sau khi đóng 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 đóng.

+ Nhật ký đóng cọc

+ Mặt bằng hoàn công.

+ Biên bản nghiệm thu công trình.

8.2. Biện pháp an toàn trong thi công đóng cọc:

- Khi thi công cọc đóng cần phải huấn luyện cho công nhân, trang bị bảo hộ và kiểm tra an toàn thiết bị đóng cọc.

- Chấp hành nghiêm chỉnh qui định trong an toàn lao động về sử dụng vận hành kích thủy lực, động cơ điện cần cầu, 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 đóng cọc.

- Phải chấp hành nghiêm ngặt qui trình an toàn lao động ở trên cao, phải có dây an toàn thang sắt lên xuống.

HẢI PHÒNG

- Việc sắp xếp cọc phải đảm bảo thuận tiện vị trí các móc buộc cáp để cầu 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.

PHẦN 9: CÔNG TÁC BÊ TÔNG TOÀN KHỐI

(Lập biện pháp thi công phần thân và hoàn thiện)

9.1. Lập biện pháp kỹ thuật thi công phần thân:

9.1.1. Công tác cốp pha:

1.1 Các yêu cầu đối với công tác cốp pha:

- Trước khi xây dựng một công trình bê tông vĩnh cửu, ta phải xây dựng một công trình tạm có hình dạng đúng như vậy, đó là công trình cốp pha. Cốp pha phải đáp ứng những yêu cầu sau:

Phải đúng kích thước các bộ phận kết cấu công trình.

Phải bền, cứng, không biến dạng, cong vênh và phải ổn định.

Phải gọn, nhẹ, tiện dụng và dễ tháo lắp.

Các khe nối cốp pha phải kín khít để nước xi măng khỏi chảy ra ngoài.

Có thể tái sử dụng được nhiều lần. Để thỏa mãn yêu cầu này thì cốp pha sau khi sử dụng xong phải được cạo, tẩy rửa sạch sẽ và bảo quản ở nơi thích hợp.

- Khi thiết kế cốp pha, ta tính toán cho các bộ phận công trình điển hình và bố trí cho các bộ phận khác.

- Yêu cầu khi lắp dựng cốp pha dàn giáo

Trước khi lắp dựng cốp pha, dàn giáo cần kiểm tra kỹ về khả năng chịu lực, độ bền, độ ổn định cục bộ và tổng thể của chúng, kiểm tra các bộ phận nối như: chốt, ren, mối hàn... Tuyệt đối không dùng các bộ phận không đảm bảo yêu cầu.

Phải xác định chính xác các cao trình đáy móng, cao trình sàn tầng, cao trình đáy dầm, cao trình đáy sàn. Đánh dấu trực và các cao độ công trình ở vị trí thuận lợi việc cho việc lắp dựng và kiểm tra cốp pha.

Bề mặt cốp pha tiếp xúc với bê tông cần được chống dính.

Cốp pha thành bên của các kết cấu tường, sàn, dầm và cột nên lắp dựng sao cho phù hợp với việc tháo dỡ sớm mà không ảnh hưởng đến các phần cốp pha và giàn giáo còn lưu lại để chống đỡ (như cốp pha đáy dầm, sàn và cột chống).

Trụ chống của dàn giáo phải đặt vững chắc trên nền cứng, không bị trượt và không bị biến dạng khi chịu tác dụng của tải trọng và tác động trong quá trình thi công.

Trong quá lắp dựng cốp pha cần cấu tạo một số lỗ thích hợp ở phía dưới để khi cọ rửa mặt nền nước và rác bẩn có lỗ thoát ra ngoài. Trước khi đổ bê tông, các lỗ này được bịt kín lại. Cũng cần chú ý để lại lỗ chờ cho các chi tiết thép chôn sẵn theo thiết kế.

+ Trong khi đổ bê tông phải bố trí người thường xuyên theo dõi cốp pha cây chống, khi cần thiết phải có biện pháp khắc phục kịp thời và triệt để.

+ Cốp pha và dàn giáo khi lắp dựng xong phải được nghiệm thu theo TCVN 4453-95 trước khi tiến hành các công tác tiếp theo.

I.2 Cốp pha cột

I.2.1 Cấu tạo

Cốp pha cột được ghép bởi các tấm cốp pha tiêu chuẩn, bề rộng của tấm cốp pha tiêu chuẩn được lựa chọn sao cho phù hợp với kích thước của cột. Vì sử dụng các tấm cốp pha tiêu chuẩn nên ta không cần kiểm tra khả năng chịu lực của các tấm cốp pha này. Cột có tiết diện 600x600 cao 2.7m (Đến vị trí đáy dầm) nên sử dụng 2 tấm cốp pha có tiết diện 300x1200mm và 300x1500mm, liên kết các tấm cốp pha lại với nhau bằng các chốt nêm.

(Hình ảnh minh họa được thể hiện cuối phần tính toán cốp pha cột)

I.2.2 Tính cốp pha cột

a. Tải trọng tác dụng lên cốp pha

- Áp lực của vữa bê tông mới đổ tác dụng vào thành ván khuôn:

$$p_1 = n \times P \times H = 1.3 \times 2500 \times 0.75 = 2438 (\text{kG/m}^2)$$

Trong đó

$H = 0.75\text{m}$. ($H \leq R$ với $R=0.75\text{m}$: trường hợp đầm trong).

$n = 1.3$: hệ số vượt tải.

P : là trọng lượng riêng của bê tông.

- Tải trọng động do đổ bê tông vào ván khuôn

$$P_d = 1.3 \times 400 = 520 (\text{kG/m}^2)$$

- Tải trọng ngang tính toán của vữa bê tông khi đổ và đầm là

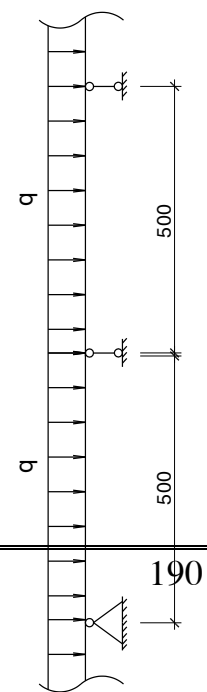
$$P_{tt} = p_1 + p_d = 2438 + 520 = 2958 (\text{kG/m}^2)$$

- Tải trọng ngang tiêu chuẩn của vữa bê tông khi đổ và đầm

là

$$P_{tc} = \frac{2958}{1.3} = 2275.38 (\text{kG/m}^2)$$

b. Kiểm tra sườn cốp pha thành cột



HẢI PHÒNG

- Chọn cốt pha cột là cốt pha tiêu chuẩn có bề rộng $b=30\text{cm}$.
- Cốt pha tiêu chuẩn có 2 sườn thép L63x63x5 có các đặc trưng hình học sau:

$$* J_x = 23.1(\text{cm}^4)$$

$$* d = 5 \text{ (mm)}$$

$$* z_0 = 1.74 \text{ (cm)}$$

$$* b = 6.3 \text{ (cm)}$$

$$* W_x = \frac{J_x}{b - z_0} = \frac{23.1}{6.3 - 1.74} = 5.06 \text{ (cm}^3\text{)}$$

* Xem cốt pha thành cột như dầm liên tục gối lên các gông cột khoảng cách giữa các gông cột: $a = 50(\text{cm})$.

(Sơ đồ tính ở hình bên)

* Tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên tấm cốt pha

$$q_{tc} = 2275.38 \times 0.3 = 682.62 \text{ (KG/m)}$$

* Tải trọng tính toán tác dụng lên tấm cốt pha

$$q_{tt} = 2958 \times 0.3 = 887.4 \text{ (KG/m)}$$

- Kiểm tra khả năng chịu lực theo điều kiện về cường độ

$$M_{\max} = \frac{1}{10} q_{tt} l^2 = \frac{1}{10} \times \frac{887.4}{100} \times 50^2 = 2218.5 \text{ (KGcm)}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{2W_x} = \frac{2218.5}{2 \times 5.06} = 219.22 \leq \sigma_{\text{cho}} = 2100 \text{ (KG/cm}^2\text{)}$$

⇒ Thỏa mãn điều kiện về cường độ.

* Kiểm tra theo điều kiện độ võng:

Độ võng cho phép với cấu kiện nhìn thấy được là: $\left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{400}$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{tc} l^4}{2EJ_x} = \frac{5}{384} \times \frac{682.62 \times 10^{-2} \times 50^4}{2 \times 2.1 \times 10^6 \times 23.1} = 0.0057$$

$$\Rightarrow f_{\max} \leq \left[f \right] = \frac{1}{400} \times l = \frac{50}{400} = 0.13(\text{cm})$$

⇒ Thỏa mãn điều kiện về độ võng.

c. Tính gông cột

Xem gông như dầm đơn giản gối lên 2 thanh gông theo phương vuông góc

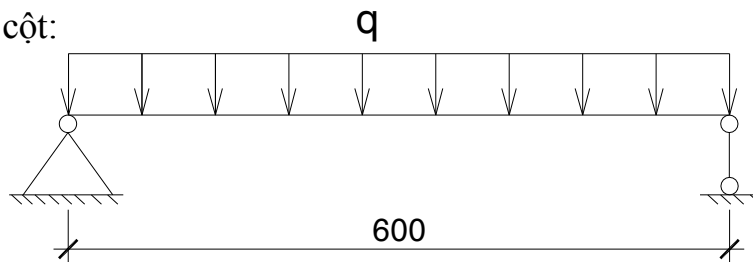
Tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên gông cột

$$q_{TC} = 2275.38 \times 0.5 = 1137.69 \text{ (KG/m)}$$

Tải trọng tính toán tác dụng lên gông cột

$$q_{TT} = 2958 \times 0.5 = 1479 \text{ (KG/m)}$$

Sơ đồ tính gông cột:



Mômen tác dụng lên gông cột

$$M_{\max} = \frac{q_{tt} l^2}{8} = \frac{1}{8} \times \frac{1479}{100} \times 60^2 = 6655.5 \text{ (KGcm)}$$

Chọn gông có bề rộng $b = 60 \text{ cm}$

Tính chiều cao của gông

$$h = \frac{6M}{\sigma x b^2} = \frac{6 \times 6655.5}{2100 \times 6^2} = 0.53 \text{ (cm)}$$

=> Chọn $h = 0.6 \text{ cm}$

Để đạt yêu cầu cấu tạo, ta nên bố trí 2 lỗ nê-m so le. Vì vậy ta chọn gông có các kích thước: $l=100 \text{ (cm)}$, $h=0.6 \text{ (cm)}$, $b= 6 \text{ (cm)}$.

Kiểm tra theo điều kiện độ võng

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{tc} l^4}{2EJ_x} = \frac{5}{384} \times \frac{1137.69 \times 10^{-2} \times 60^4 \times 12}{2.1 \times 10^6 \times 0.6 \times 6^3} = 0.085$$

$$\Rightarrow f_{\max} \leq \left[f \right] = \frac{1}{400} \times l = \frac{60}{400} = 0.15 \text{ (cm)}$$

=> Thỏa mãn điều kiện về độ võng.

d. Kiểm tra khả năng chịu lực của thanh chống xiên K-102

Giả sử tính cho tầng cao nhất với lực gió tĩnh lớn nhất trong phần kết cấu (Tầng 10) ta có $w=104.18 \text{ (KG/m}^2\text{)}$

Quy tải trọng về dạng phân bố đều

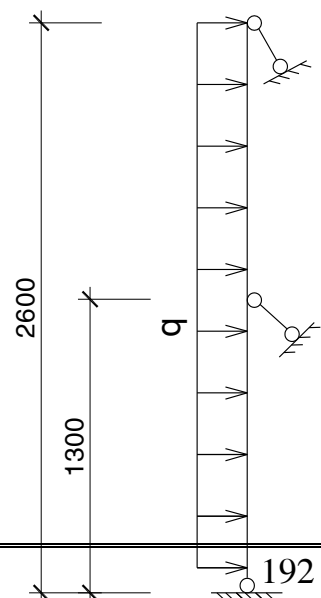
$$q_{\text{gió}} = w \times b_c = 104.18 \times 0.6 = 62.51 \text{ (KG/m)}$$

Ta dùng 2 cây chống cho mỗi mặt cốp pha

(đặt trên cùng một hàng theo phương đứng)

Sơ đồ tính ta xem cột như một thanh.

Xác định lực dọc trong thanh chống xiên (góc chống giả định là 60° và 30°)



HẢI PHÒNG

Để đơn giản trong tính toán, ta phân vùng tải trọng tác dụng lên hai thanh chống, sau đó dùng phương pháp tách nút để tính.

Ta nhận thấy cột chống bên dưới có vùng tải trọng tác dụng lớn hơn và góc giả định chịu lực nguy hiểm hơn nên sẽ kiểm tra cho cột chống bên dưới.

Tải trọng ngang tập trung giả định tác động vào:

$$N = 62.51 \times (0.65 + 0.65) = 81.26 \text{ KG.}$$

Tải trọng tác dụng lên cây chống:

$$N = 81.26 \times \cos 30^\circ = 70.38 \text{ KG}$$

Dùng cột chống K-102 và kiểu F

Kiểu K-102 có thông số:

Chiều dài sử dụng maximum: 3500 (mm)

Chiều dài sử dụng minimum: 2500 (mm)

Tải trọng khi nén : 2000 (kg)

Tải trọng khi kéo : 1500(kg)

Kiểu F có thông số:

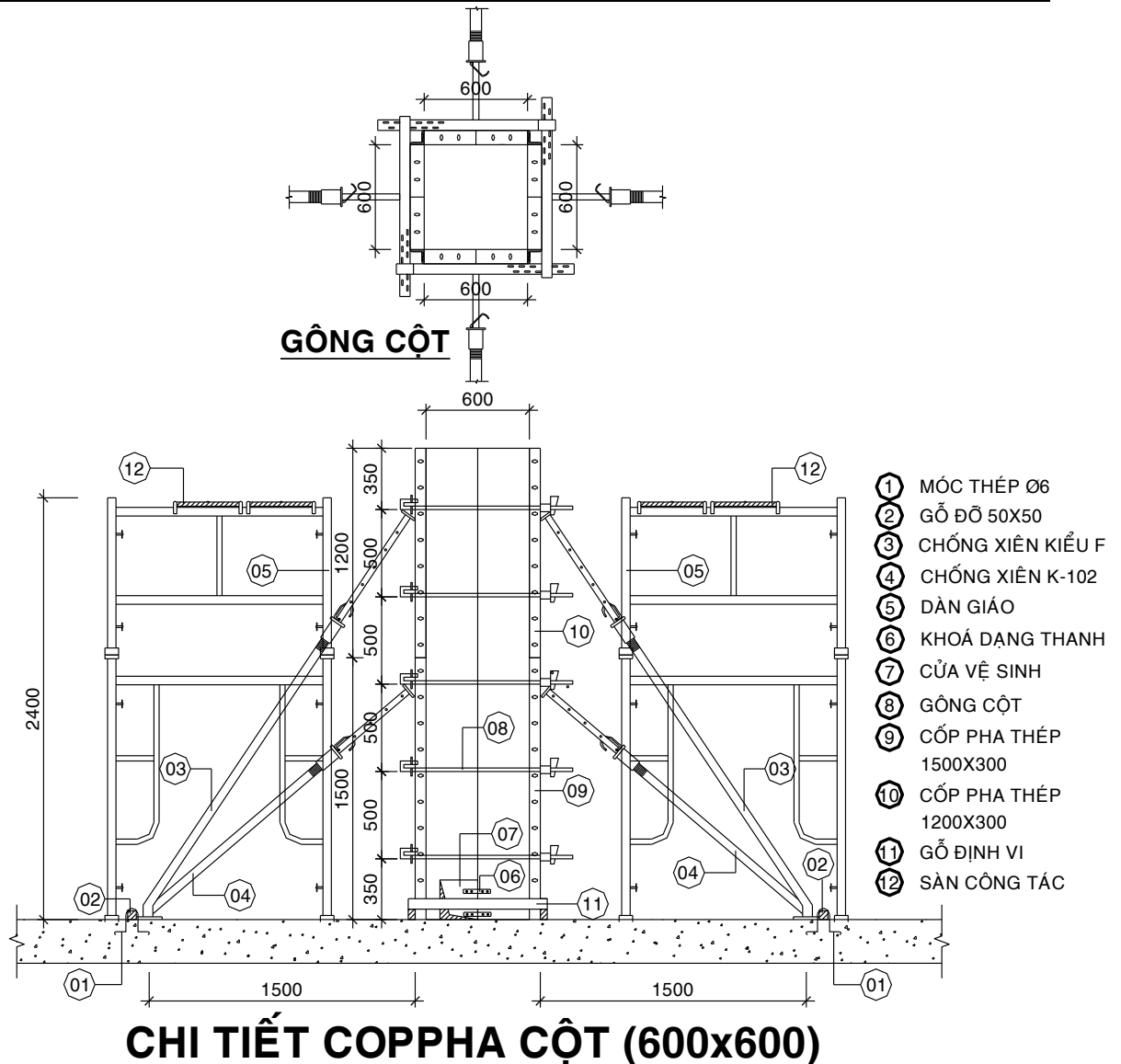
Chiều dài sử dụng maximum: 5000 (mm)

Chiều dài sử dụng minimum: 3000 (mm)

Tải trọng khi nén : 2000 (kg)

Tải trọng khi kéo : 1500(kg)

HÌNH ẢNH MINH HOẠ CẤU TẠO CỘT PHA CỘT



1.2.3 Lắp dựng cốp pha cột

- Sau khi thi công xong cốt thép cột, ta tiến hành lắp cốp pha cột, bốn mặt cột được lắp từ dưới lên bằng ván khuôn thép định hình. Xung quanh cốp pha cột có đóng gông thép cách nhau 50cm để chịu áp lực ngang của vữa bê tông và giữ cho cốt pha cột đứng kích thước thiết kế.

- Cột có chiều cao đổ bê tông là 2.7m không quá cao nên không cần bố trí cửa đổ bê tông (Đưa ống vòi vòi từ trên xuống). Chân cốp pha cột có bố trí cửa làm vệ sinh trước khi đổ bê tông.

- Để vị trí cột không bị xô dịch, ta dùng các ống chống xiên tỳ xuống các móc thép và sắt hộp nằm ngang. (Móc thép được đặt sẵn trong khi đổ bê tông sàn).

- Trong quá trình lắp cốt pha cột để kiểm tra các phương ta dùng máy trắc địa (để kiểm tra mặt cắt ngang cột) và các quả dọi (để kiểm tra theo phương đứng).

- Gông khi tháo cần dùng búa gõ nhẹ vào nệm. Tuyệt đối không sử dụng gông làm chỗ đứng trong khi điều chỉnh cốt pha và đổ bê tông.

1.3 Cốt pha sàn

1.3.1 Cấu tạo

- Cốt pha thép tiêu chuẩn có kích thước rất phong phú: chiều dài từ 900-1800 (mm), chiều rộng 100, 150, 200, 250, 300, 350, 400, 450, 500, 550, 600 (mm) tùy theo từng ô sàn cụ thể mà ta bố trí. Tuy nhiên trong công trình này ta sử dụng chủ yếu là tấm cốt pha thép có kích thước 1200x300 (mm).

- Cây Chồng: Dùng cột chống K-102 của hãng Hoà Phát, có các chỉ tiêu sau:

- a. Chiều dài sử dụng maximum: 3500 (mm)
- b. Chiều dài sử dụng minimum: 2000 (mm)
- c. Trọng lượng: 10.2 (kg)
- d. Tải trọng khi nén: [Q] = 2000 (kg)
- e. Tải trọng khi kéo: [Q] = 1500 (kg)

(Hình ảnh minh họa được thể hiện cuối phần tính toán cốt pha dầm sàn)

1.3.2 Tính toán cốt pha sàn

- Chủ yếu sử dụng tấm cốt pha thép có kích thước 1200x300(mm)

- Chọn khoảng cách giữa các sườn đỡ sàn là 120(mm).

- Khoảng cách giữa các cây chống theo cả 2 phương là $a \times b = 0.9 \times 1.2(m)$

a. Tải trọng tác dụng lên 1m²sàn

Chiều dày bản sàn gồm 2 loại: 12mm. Ta ưu tiên kiểm tra, tính toán cho bản sàn dày 12mm và bố trí cho loại còn lại.

- Trọng lượng bê tông:

$$q_1 = \gamma_{bt} \times 0.12 = 2500 \times 0.12 = 300 (KG / m^2)$$

- Trọng lượng tấm cốt pha tiêu chuẩn.

$$q_2 = \frac{q_{1T}}{b \times l} = \frac{12.8}{0.3 \times 1.2} = 36 (KG / m^2)$$

- Hoạt tải do người và dụng cụ thi công.

$$q_3 = 250 (kg/m^2)$$

- Tải trọng do đổ bê tông bằng máy (Áp lực bê tông xả xuống sàn từ gầu và vòi): $q_4 = 400 (kg/m^2)$

- Tải trọng do đầm rung.

$$q_5=200 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

- Tổng tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên 1m^2 cốp pha sàn.

$$q_{TC}=q_1+q_2+q_3+q_4+q_5=300+36+250+400+200 = 1186 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

- Tổng tải trọng tính toán tác dụng lên 1m^2 cốp pha sàn.

$$q_{tt} = 1.2q_1+1.1q_2+1.3 \times 0.9(q_3+q_4+q_5)$$

$$= 1.2 \times 300+1.1 \times 36+1.3 \times (250+400+200)=1505 \text{ (kG/m}^2\text{)}$$

b. Kiểm tra sườn cốp pha tiêu chuẩn

- Cốp pha tiêu chuẩn có 2 sườn thép L63x63x5 có các đặc trưng hình học sau:

$$J_x= 23.1(\text{cm}^4)$$

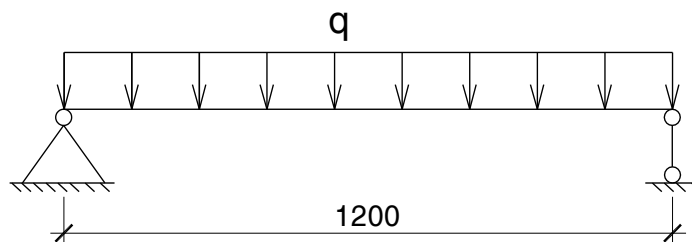
$$d = 5(\text{mm})$$

$$z_0= 1.74 \text{ (cm)}$$

$$b = 6.3 \text{ (cm)}$$

$$W_x = \frac{J_x}{b - z_0} = \frac{23.1}{6.3 - 1.74} = 5.06 \text{ (cm}^3\text{)}$$

- Sơ đồ tính: xem sườn cốp pha như dầm đơn giản gối lên 2 sườn đỡ sàn nhịp 120cm.



- Tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên sườn tấm cốp pha tiêu chuẩn

$$q_{TC} = 1186 \times 0.3 = 355.8 \text{ (KG/m)}$$

- Tải trọng tính toán tác dụng lên sườn tấm cốp pha tiêu chuẩn

$$q_{TT} = 1505 \times 0.3 = 451.5 \text{ (KG/m)}$$

- Kiểm tra khả năng chịu lực theo cường độ ổn định của tấm cốp pha

$$M_{\max} = \frac{1}{8} q_n l^2 = \frac{1}{8} \times \frac{451.5}{100} \times 120^2 = 8127 \text{ (KGcm)}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{2W_x} = \frac{8127}{2 \times 5.06} = 803.1 \leq \sigma = 2100 \text{ (KG/cm}^2\text{)}$$

⇒ Thỏa mãn điều kiện về cường độ.

- Kiểm tra theo điều kiện độ võng

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{tc} l^4}{2EJ_x} = \frac{5}{384} \times \frac{355.8 \times 10^{-2} \times 120^4}{2 \times 2.1 \times 10^6 \times 23.1} = 0.1$$

$$\Rightarrow f_{\max} \leq \left[f \right] = \frac{1}{400} xl = \frac{120}{400} = 0.3(\text{cm})$$

⇒ Thỏa mãn điều kiện về độ võng.

d. Kiểm tra sườn đỡ sàn

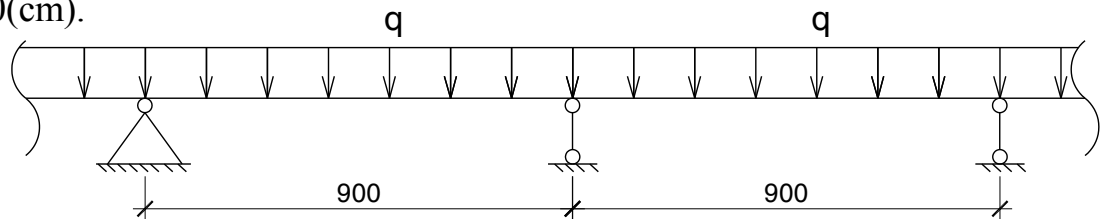
- Dùng thép hộp 10x5 (cm) có bề dày 1.5mm.

- Đặc trưng hình học của thép hộp:

$$J_x = \frac{5 \times 10^3}{12} - \frac{(5 - 0.15 \times 2) \times (10 - 0.15 \times 2)^3}{12} = 59.2 \text{cm}^4$$

$$W_x = \frac{59.2}{5} = 11.84 \text{cm}^3$$

- Sơ đồ tính: xem sườn đỡ sàn như dầm liên tục gối lên các cột chống có nhịp 90(cm).



- Tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên sườn đỡ sàn

$$q_{TC} = 1186 \times 1.2 = 1423.2(\text{kG/m})$$

- Tải trọng tính toán tác dụng lên sườn đỡ sàn

$$q_{TT} = 1505 \times 1.2 = 1806(\text{kG/m})$$

- Kiểm tra khả năng chịu lực theo điều kiện cường độ

$$M_{\max} = \frac{1}{10} q_n l^2 = \frac{1}{10} \times \frac{1806}{100} \times 90^2 = 14628.6(\text{KGcm})$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{14628.6}{11.84} = 1235.5 \leq \sigma = 2100(\text{KG/cm}^2)$$

⇒ Thỏa mãn điều kiện về cường độ.

- Kiểm tra theo điều kiện độ võng

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{tc} l^4}{EJ_x} = \frac{5}{384} \times \frac{1423.2 \times 10^{-2} \times 90^4}{2.1 \times 10^6 \times 59.2} = 0.1$$

$$\Rightarrow f_{\max} \leq \left[f \right] = \frac{1}{400} xl = \frac{90}{400} = 0.23(\text{cm})$$

⇒ Thỏa mãn điều kiện về độ võng.

e. Kiểm tra cột chống

- Khoảng cách giữa các cây chống là $a \times b = 0.9 \times 1.2$ (m)

- Tải trọng từ sàn truyền xuống cột chống.

- $P = q_{TT} \cdot a \cdot b = 1505 \times 0.9 \times 1.2 = 1625.4 \text{ (kG)} < 2000 \text{ (kG)}$

- Chọn cột chống thép K-102 như trên là hợp lý.

1.4 Cốp pha đầm

1.4.1 Cấu tạo

Cấu tạo cốp pha đầm: cốp pha đáy, thành dùng cốp pha tiêu chuẩn kích thước chủ yếu 1200x300(mm), sườn đứng dùng thép hộp 5x10 cm dày 1.5 mm, đà ngang dùng thép hộp 8x12 cm dày 2mm, cột chống dùng chống thép K-102.

(Hình ảnh minh họa được thể hiện cuối phần tính toán cốp pha đầm sàn)

1.4.2 Tính toán cốp pha đầm

a. Tải trọng tác dụng lên cốp pha đầm

- Dùng cốp pha tiêu chuẩn kích thước: 300x1200(mm)

- Tải trọng bê tông đầm.

$$q_1 = 0.5 \times 0.3 \times 2500 = 375 \text{ (kG/m)}$$

- Tải trọng bản thân tấm cốp pha

$$q_2 = \frac{q_{1T}}{b \times l} = \frac{12.8}{0.3 \times 1.2} = 36 \text{ (KG / m}^2\text{)}$$

- Hoạt tải do người và dụng cụ thi công.

$$q_3 = 0.3 \times 250 = 75 \text{ (kG/m)}$$

- Tải trọng do đồ bê tông bằng máy.

$$q_4 = 0.3 \times 400 = 120 \text{ (kG/m)}$$

- Tải trọng do đầm rung.

$$q_5 = 0.3 \times 200 = 60 \text{ (kG/m)}$$

- Tổng tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên cốp pha đáy đầm.

$$q_{TC} = q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 = 375 + 36 + 75 + 120 + 60 = 666 \text{ (kG/m)}$$

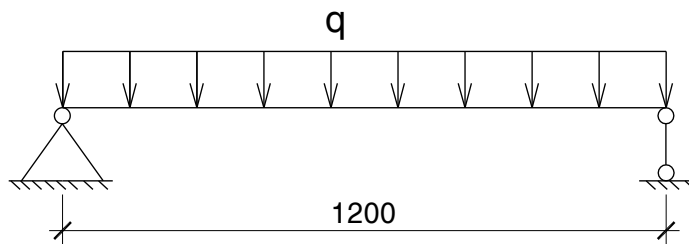
- Tổng tải trọng tính toán tác dụng lên cốp pha đáy đầm.

$$\begin{aligned} q_{TT} &= 1.2q_1 + 1.1q_2 + 1.3(q_3 + q_4 + q_5) \\ &= 1.2 \times 375 + 1.1 \times 36 + 1.3 \times (75 + 120 + 60) = 821.1 \text{ (kG/m)} \end{aligned}$$

b. Kiểm tra sườn đáy tiêu chuẩn cốp pha đầm

- Kiểm tra sườn thép L63x63x5 (Các đặc trưng hình học nêu ở phần trên).

- Sơ đồ tính: Xem sườn cốp pha tiêu chuẩn như dầm đơn giản gối lên 2 đà đỡ dầm, chịu tác dụng của tải phân bố đều, có nhịp 120cm.



- Kiểm tra khả năng chịu lực theo cường độ ổn định của tấm cốt pha

$$M_{\max} = \frac{1}{8} q_n l^2 = \frac{1}{8} \times \frac{821.1}{100} \times 120^2 = 14779.8 \text{ (KGcm)}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{2W_x} = \frac{14779.8}{2 \times 5.06} = 1460.5 \leq \sigma = 2100 \text{ (KG/cm}^2\text{)}$$

⇒ Thỏa mãn điều kiện về cường độ.

- Kiểm tra theo điều kiện độ võng

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{tc} l^4}{2EJ_x} = \frac{5}{384} \times \frac{666 \times 10^{-2} \times 120^4}{2 \times 2.1 \times 10^6 \times 23.1} = 0.19$$

$$\Rightarrow f_{\max} \leq \bar{f} = \frac{1}{400} \times l = \frac{120}{400} = 0.3 \text{ (cm)}$$

⇒ Thỏa mãn điều kiện về độ võng.

c. Tải trọng tác dụng lên cốt pha thành

- Áp lực đẩy ngang của vữa bê tông.

$$P_d = \gamma_{br} \times h = 2500 \times 0.6 = 1500 \text{ (KG / m}^2\text{)}$$

- Tải trọng do đổ bê tông bằng máy bơm.

$$P_{\text{bơm}} = 400 \text{ kG/m}^2$$

- Tải trọng do đầm rung.

$$P_{\text{đầm}} = 200 \text{ kG/m}^2$$

- Tổng tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên cốt pha thành

$$q_{TC} = (1500 + 400 + 200) \times 0.3 = 630 \text{ (kG/m)}$$

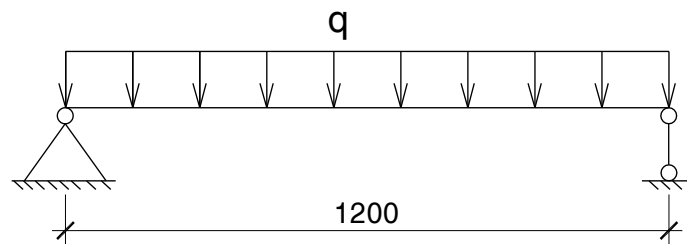
- Tổng tải trọng tính toán tác dụng lên cốt pha thành

$$q_{TT} = (1500 + 400 + 200) \times 0.3 \times 1.3 = 819 \text{ (kG/m)}$$

d. Kiểm tra sườn cốt pha thành

- Kiểm tra sườn thép L63x63x5 (Các đặc trưng hình học đã nêu ở phần trên)

- Sơ đồ tính: Xem sườn cốt pha tiêu chuẩn như dầm đơn giản gối lên 2 sườn đứng, chịu tác dụng của tải phân bố đều, có nhịp 120 cm.



- Kiểm tra khả năng chịu lực theo cường độ ổn định của tấm cốt pha

$$M_{\max} = \frac{1}{8} q_n l^2 = \frac{1}{8} \times \frac{821.1}{100} \times 120^2 = 14779.8 \text{ (KGcm)}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{2W_x} = \frac{14779.8}{2 \times 5.06} = 1460.5 \leq \sigma = 2100 \text{ (KG/cm}^2\text{)}$$

⇒ Thỏa mãn điều kiện về cường độ .

- Kiểm tra theo điều kiện độ võng

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{lc} l^4}{2EJ_x} = \frac{5}{384} \times \frac{630 \times 10^{-2} \times 120^4}{2 \times 2.1 \times 10^6 \times 23.1} = 0.18$$

$$\Rightarrow f_{\max} \leq \bar{f} = \frac{1}{400} \times l = \frac{120}{400} = 0.3 \text{ (cm)}$$

⇒ Thỏa mãn điều kiện về độ võng.

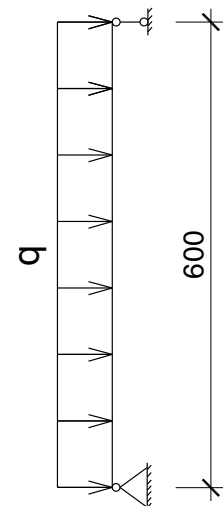
e. Kiểm tra sườn đứng

- Dùng thép hộp 5x10 cm có bề dày 1.5 mm.
- Đặc trưng hình học của thép hộp

$$J_x = \frac{5 \times 10^3}{12} - \frac{(5 - 0.15 \times 2) \times (10 - 0.15 \times 2)^3}{12} = 59.2 \text{ cm}^4$$

$$W_x = \frac{59.2}{5} = 11.84 \text{ cm}^3$$

- Sơ đồ tính: xem sườn đứng như dầm đơn giản gối lên 1 nẹp gỗ và thanh chống xiên (hoặc các sườn của cốt pha sàn), chịu tải từ ván thành truyền vào dưới dạng phân bố đều có nhịp lớn nhất 60cm (Đối với dầm biên, các dầm giữa sườn đứng có nhịp nhỏ hơn)



- Tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên sườn đứng
 $q_{TC} = (1500 + 400 + 200) \times 1.2 = 2520 \text{ (KG/m)}$
- Tải trọng tính toán tác dụng lên sườn đứng
 $q_{TT} = (1500 + 400 + 200) \times 1.2 \times 1.3 = 3276 \text{ (KG/m)}$

- Kiểm tra khả năng chịu lực theo điều kiện về cường độ

$$M_{\max} = \frac{1}{8} q_u l^2 = \frac{1}{8} \times \frac{3276}{100} \times 60^2 = 14742 \text{ (KGcm)}$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{14742}{11.84} = 1245.1 \leq [f] = 2100 \text{ (KG/cm}^2\text{)}$$

⇒ Thỏa mãn điều kiện về cường độ.

- Kiểm tra theo điều kiện độ võng

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{tc} l^4}{EJ_x} = \frac{5}{384} \times \frac{2520 \times 10^{-2} \times 60^4}{2.1 \times 10^6 \times 59.2} = 0.034 \text{ (cm)}$$

$$\Rightarrow f_{\max} \leq [f] = \frac{1}{400} \times l = \frac{60}{400} = 0.15 \text{ (cm)}$$

⇒ Thỏa mãn điều kiện về độ võng.

- Với thanh chống xiên (trong điều kiện có sử dụng) sử dụng thép hộp 4x8cm dày 1.5 mm. Không cần kiểm tra khả năng chịu lực do thép chịu nén rất tốt, đảm bảo thỏa mãn.

f. Kiểm tra cốt pha sườn đáy

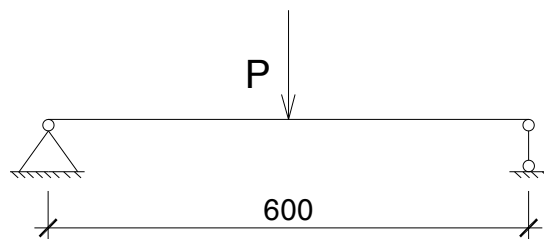
- Dùng thép hộp 8x12 cm có bề dày 2.0 mm.

- Đặc trưng hình học của thép hộp

$$J_x = \frac{8 \times 12^3}{12} - \frac{(8 - 0.2 \times 2) \times (12 - 0.2 \times 2)^3}{12} = 163.43 \text{ cm}^4$$

$$W_x = \frac{163.43}{6} = 27.24 \text{ cm}^3$$

- Sơ đồ tính: xem sườn đỡ cốt pha đáy như dầm đơn giản gối lên 2 cây chống cách nhau 0.6 m, chịu tải trọng từ dầm sàn truyền xuống. (Thực tế tải trọng sàn không đặt trùng vị trí với tải trọng dầm, tuy nhiên do ta có hai sàn ở hai bên dầm, vì thế khi qui tải trọng từng sàn vào giữa thì phần moment do lệch tâm sẽ tự triệt tiêu).



- Tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên sườn đỡ cốt pha đáy

$$P_{TC} = q_{TC1} + q_{TC2}$$

Trong đó:

q_{TC1} : Tải trọng tiêu chuẩn truyền từ cốt pha đáy dầm

q_{TC2} : Tải trọng tiêu chuẩn truyền từ cốt pha sàn

$$\Rightarrow P_{TC} = 741 \times 1.2 + 2 \times 1261 \times 0.6 \times 1.2 = 2705.04 (\text{kG})$$

- Tải trọng tính toán tác dụng lên sườn đỡ cốp pha đáy

$$P_{TT} = q_{TT1} + q_{TT2}$$

Trong đó:

q_{TT1} : Tải trọng tính toán truyền từ cốp pha đáy dầm

q_{TT2} : Tải trọng tính toán truyền từ cốp pha sàn

$$\Rightarrow P_{TT} = 911.1 \times 1.2 + 2 \times 1595 \times 0.6 \times 1.2 = 3390.12 (\text{kG})$$

- Kiểm tra khả năng chịu lực theo điều kiện về cường độ

$$M_{\max} = \frac{P_u \cdot x l}{4} = \frac{3390.12 \times 0.6 \times 100}{4} = 50852 (\text{KGcm})$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{50852}{27.24} = 1866.81 \leq \sigma_{\text{th}} = 2100 (\text{KG/cm}^2)$$

\Rightarrow Thỏa mãn điều kiện về cường độ.

- Kiểm tra theo điều kiện độ võng

$$f_{\max} = \frac{P_{TC} \cdot l^3}{48 \cdot E J_x} = \frac{2705.04 \times 60^3}{48 \times 1.2 \times 10^6 \times 163.43} = 0.062 (\text{cm})$$

$$\Rightarrow f_{\max} \leq f_{\text{th}} = \frac{1}{400} \cdot x l = \frac{60}{400} = 0.15 (\text{cm})$$

\Rightarrow Thỏa mãn điều kiện về độ võng.

g. Kiểm tra cột chống

Lực tác dụng lên 1 cột chống.

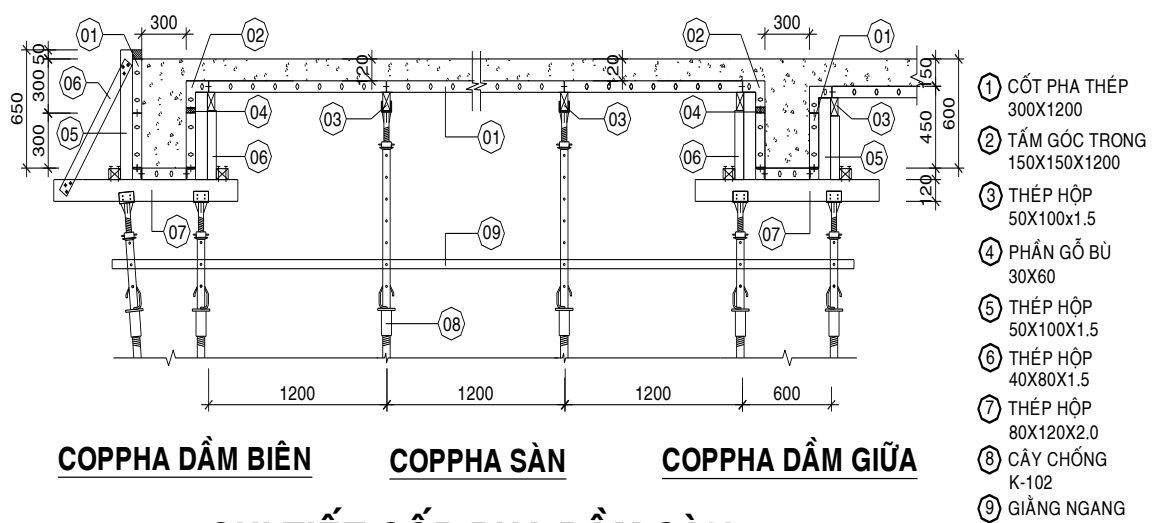
$$N = \frac{P_u}{2} = \frac{3390.12}{2} = 1695 (\text{KG}) < 2000 (\text{KG})$$

\Rightarrow Chọn cột chống thép K-102 như trên là hợp lý.

Nhận xét: Phần sườn đỡ cốp pha sàn như tính toán trong phần cốp pha sàn (em đã trình bày ở phía trên) làm việc như một dầm liên tục gối lên các thanh chống có nhịp 90cm, tuy nhiên phần sườn cốp pha sàn tiếp giáp với dầm thì lại làm việc như dầm liên tục gối lên các thanh chống của cốp pha dầm có nhịp 120 cm. Kiểm tra sơ bộ ta thấy với nhịp 120 cm sườn đỡ cốp pha sàn vẫn đảm bảo điều kiện cường độ và độ võng cho phép. Sở dĩ có sự không đồng bộ trên là do nếu đối với các sườn đỡ cốp pha sàn thông thường nếu dùng nhịp 120cm thì cây chống không đáp ứng được nhu cầu chịu lực (vượt quá 2000 KG), còn với cốp pha dầm do ta sử dụng hai cây chống cách nhau 60cm tại một vị trí nên đảm bảo

khả năng chịu lực. Tuy nhiên sự không đồng bộ này hoàn toàn không ảnh hưởng đến khả năng chịu lực và điều kiện thi công công trình.

HÌNH MINH HỌA CỘP PHA DẦM SÀN



CHI TIẾT CỘP PHA DẦM SÀN

1.4.3 Lắp dựng cốp pha dầm sàn

Trình tự lắp dựng cốp pha dầm sàn

- Dựng hệ thống giáo chống đúng các vị trí yêu cầu, tiến hành giằng ngang và giằng chéo các giáo chống lại với nhau.

- Đặt các sườn đỡ cốp pha đáy dầm và cốp pha sàn bằng thép hộp trên đầu giáo chống.

- Đặt cốp pha đáy dầm lên trên các sườn đỡ rồi tiến hành điều chỉnh tim dầm ở đúng vị trí thiết kế và đáy dầm nằm ở đúng cao độ thiết kế. (Điều chỉnh bằng cách tăng hoặc giảm chiều dài giáo chống).

- Ghép cốp pha thành dầm, cố định cốt pha thành bằng các thanh sườn đứng, gỗ định vị và chống xiên. (Bố trí các thanh giằng tạm để cốp pha thành không ngã vào bên trong). Để kiểm tra thẳng bằng theo phương ngang của đáy dầm và độ thẳng đứng của thành dầm thì ta sử dụng thước nivô.

- Đặt cốp pha sàn lên vị trí lắp ghép. Sử dụng cốp pha thép tiêu chuẩn, những chỗ dư ta sử dụng các phần bù thép tấm hoặc gỗ. Dùng thước nivô kiểm tra độ phẳng của sàn và máy kinh vĩ để kiểm tra cao trình của sàn.

- Dùng băng dính hoặc giấy ximăng dán, bịt kín những khe hở các tấm coffa sàn. Liên kết giữa cốp pha thành dầm và cốp pha sàn ta dùng các tấm góc trong và góc ngoài.

- Cốp pha và dàn giáo khi lắp dựng xong phải được nghiệm thu theo TCVN 4453-95 trước khi tiến hành các công tác tiếp theo.

1.5 Cốp pha đài cọc

- Toàn bộ công trình gồm có 3 loại đài cọc với các kích thước:

+ M1: 1.5x1.0x0.8 (m)

+ M2: 1.5x1.5x0.8 (m)

+ M3: 2.4x1.5x0.8(m)

- Dưới khung tính toán (trong phần kết cấu) gồm có 2 loại đài cọc M1 và M2.

- Do thời gian có hạn của đồ án, em xin trình bày thiết kế cốp pha cho đài cọc M1, các đài cọc khác ta chỉ cần modul hoá cấu tạo từ đài cọc M1.

1.5.1 Cấu tạo

Dùng cốp pha thép tiêu chuẩn có kích thước 1500x300 đặt theo phương đứng kết hợp với các ống thép $\phi 49$ đặt theo phương đứng và phương ngang tạo thành hệ sườn đứng và sườn ngang, bên ngoài ta sử dụng các thanh chống xiên.

(Hình ảnh minh hoạ được thể hiện cuối phần tính toán cốp pha đài cọc)

1.5.2 Tính toán cốp pha đài móng

- Chọn khoảng cách giữa các sườn ngang là 60cm.

- Chọn khoảng cách giữa các hệ sườn đứng là 60cm.

a. Tải trọng tác dụng lên ván thành

- Áp lực của vữa bê tông mới đổ tác dụng vào thành ván khuôn:

$$P_d = \gamma_{bt} \cdot xh = 2500 \times 0.75 = 1875 (KG / m^2)$$

Tải trọng do đổ bê tông bằng máy bơm.

$$P_{bom} = 400 \text{ kG/m}^2$$

Tải trọng do đầm rung.

$$P_{đầm} = 200 \text{ kG/m}^2$$

- Tổng tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên $1m^2$ cốp pha sàn.

$$q_{TC} = q_d + q_{bom} + q_{đầm} = 1875 + 400 + 200 = 2475 \text{ (kG/m}^2)$$

- Tổng tải trọng tính toán tác dụng lên $1m^2$ cốp pha sàn.

$$q_{TT} = 1.3 \times (q_d + q_{bom} + q_{đầm}) = 1.3 \times (1875 + 400 + 200) = 3217.5 \text{ (kG/m}^2)$$

b. Kiểm tra sườn cốp pha tiêu chuẩn

- Cốp pha tiêu chuẩn có 2 sườn thép L63x63x5 có các đặc trưng hình học sau:

$$J_x = 23.1(\text{cm}^4)$$

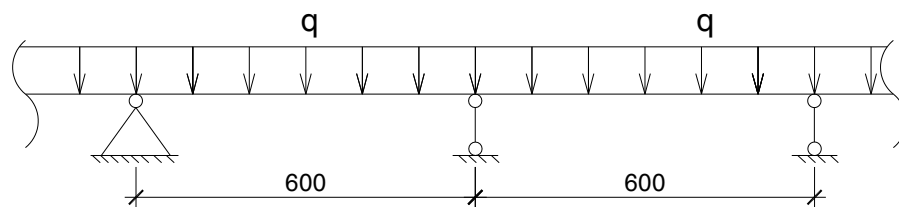
$$d = 5(\text{mm})$$

$$z_0 = 1.74(\text{cm})$$

$$b = 6.3(\text{cm})$$

$$W_x = \frac{J_x}{b - z_0} = \frac{23.1}{6.3 - 1.74} = 5.06(\text{cm}^3)$$

- Sơ đồ tính: xem sườn cốp pha như dầm liên tục gối lên các gối tựa là các sườn ngang, có nhịp 60 cm.



- Tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên sườn tấm cốp pha tiêu chuẩn

$$q_{TC} = 2475 \times 0.3 = 742.5(\text{KG}/\text{m})$$

- Tải trọng tính toán tác dụng lên sườn tấm cốp pha tiêu chuẩn

$$q_{TT} = 3217.5 \times 0.3 = 965.3(\text{KG}/\text{m})$$

- Kiểm tra khả năng chịu lực theo cường độ ổn định của tấm cốp pha

$$M_{\max} = \frac{1}{10} q_n l^2 = \frac{1}{10} \times \frac{965.3}{100} \times 60^2 = 3475.08(\text{KGcm})$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{2W_x} = \frac{3475.08}{2 \times 5.06} = 343.39 \leq \left[\sigma \right] = 2100(\text{KG}/\text{cm}^2)$$

⇒ Thỏa mãn điều kiện về cường độ .

- Kiểm tra theo điều kiện độ võng

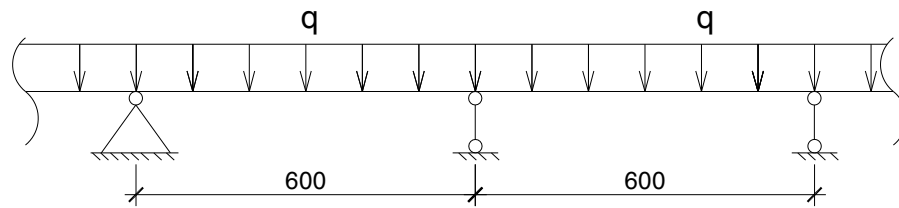
$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{TC} l^4}{2EJ_x} = \frac{5}{384} \times \frac{742.5 \times 10^{-2} \times 60^4}{2 \times 2.1 \times 10^6 \times 23.1} = 0.013$$

$$\Rightarrow f_{\max} \leq \left[f \right] = \frac{1}{400} \times l = \frac{60}{400} = 0.15(\text{cm})$$

⇒ Thỏa mãn điều kiện về độ võng.

c. Kiểm tra sườn ngang

- Sơ đồ tính: xem sườn ngang như dầm liên tục gối lên các sườn đứng, có nhịp 60 cm



- Tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên sườn ngang

$$q_{TC} = 2475 \times 0.6 = 1485 \text{ (kG/m)}$$

- Tải trọng tính toán tác dụng lên sườn ngang

$$q_{TT} = 3217.5 \times 0.6 = 1930.5 \text{ (kG/m)}$$

- Kiểm tra khả năng chịu lực theo điều kiện cường độ

$$M_{\max} = \frac{1}{10} q_{tt} l^2 = \frac{1}{10} \times \frac{1930.5}{100} \times 60^2 = 6949.8 \text{ (KGcm)}$$

- Thanh sườn ngang bằng thép ống $\phi 49 \times 2.0$ có :

○ Moment quán tính $J = 8.16 \text{ cm}^4$

○ Moment kháng uốn $W = 3.33 \text{ cm}^3$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{6949.8}{3.33} = 2087 \leq [\sigma] = 2100 \text{ (KG/cm}^2\text{)}$$

\Rightarrow Thỏa mãn điều kiện về cường độ .

- Kiểm tra theo điều kiện độ võng

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{tc} l^4}{EJ_x} = \frac{5}{384} \times \frac{1485 \times 10^{-2} \times 60^4}{2.1 \times 10^6 \times 8.16} = 0.146$$

$$\Rightarrow f_{\max} \leq [f] = \frac{1}{400} \times l = \frac{60}{400} = 0.15 \text{ (cm)}$$

\Rightarrow Thỏa mãn điều kiện về độ võng.

d. Kiểm tra sườn đứng và thanh chống

- Các hệ sườn đứng cách nhau 60 cm.

- Sườn đứng làm việc như 1 dầm liên tục có các gối đỡ là các thanh chống ngang và xiên, khoảng cách cây chống cũng là khoảng cách các gối tựa là 0.6m. Tuy nhiên để đơn giản và an toàn chịu lực, ta đặt các thanh chống tại các cao độ có sườn ngang, khi đó các lực tập trung từ sườn ngang truyền vào sườn đứng sẽ truyền thẳng xuống gối (chính là các thanh chống ngang và chống xiên). Với cách cấu tạo này, đảm bảo sườn đứng chỉ cần tiết diện nhỏ vẫn đảm bảo khả năng chịu lực và độ võng của nó. Vậy sườn đứng ta tiến hành chọn theo cấu tạo $\phi 49 \times 2.0$ (Bằng với tiết diện sườn ngang).

- Lực tập trung tiêu chuẩn do sườn ngang truyền vào thanh sườn đứng.

HẢI PHÒNG

$$P = q^{tc} \cdot l_{sd} = 1485 \times 0.6 = 891 \text{ kG}$$

- Lực tập trung tính toán do sườn ngang truyền vào thanh sườn đứng .

$$P = q^{tt} \cdot l_{sd} = 1930.5 \times 0.6 = 1158.3 \text{ kG}$$

- Từ các lực tập trung trên, ta tiến hành tính toán và kiểm tra thanh chống xiên và ngang.

- Nhận xét: Thanh chống chịu lực dọc trục, lực nén lớn nhất tác dụng lên thanh chống bằng phản lực của sườn ngang tác dụng lên sườn đứng truyền vào thanh chống bằng 1158.3 kG. Sử dụng giáo chống ở công trường, khả năng chịu lực tối thiểu (khi dài nhất) là 1500kG và tối đa là 2000KG (khi ngắn nhất) đảm bảo khả năng chịu lực.

1.5.3 Lắp dựng cốp pha đài móng

a. Lắp dựng cốp pha đài móng

- Lấy dấu tim và chu vi đài cọc. Các tấm cốp pha thép kích thước 300x1500 được dựng theo chiều đứng, liên kết lại với nhau bằng chốt thép, tại các góc liên kết bằng các tấm góc ngoài.

- Cố định tạm cốp pha thành, sau đó tiến hành lắp dựng lần lượt các sườn ngang và sườn đứng, cuối cùng cố định chắc chắn bằng các ống chống thép đặt vào sườn đứng. (Do kích thước móng khá lớn nên ta tiến hành lắp dựng tại chỗ mà không gia công trước).

- Đánh gióng cốt thép, nghiệm thu công việc và chuẩn bị đổ bê tông móng.

b. Lắp dựng cốp pha giằng móng

- Thực hiện các bước lắp dựng tương tự như với cốp pha đài móng (Các tấm cốp pha tiêu chuẩn cũng được dựng theo chiều đứng).

1.6 Cốp pha tường hầm

1.6.1 Cấu tạo

- Dùng cốp pha thép tiêu chuẩn có kích thước 1500x300 và 1200x300 đặt theo phương đứng kết hợp với các ống thép $\phi 49$ đặt theo phương đứng và phương ngang tạo thành hệ sườn đứng và sườn ngang. Bên trong ta sử dụng các thanh giằng dẹt để chịu các lực xô ngang, chống phình cho tường. Bên ngoài ta sử dụng các thanh chống xiên giữ ổn định cho tường.

(Hình ảnh minh họa được thể hiện cuối phần tính toán cốp pha tường tầng hầm)

- Đối với phần chống vách hố đào khi thi công tường tầng hầm, do nằm ngoài phạm vi tính toán được giao, em chỉ xin chọn sơ bộ loại cừ JEFSP-4 (dài 6m) cắm sâu vào đất 1 đoạn 3m, cừ nhô khỏi mặt đất một đoạn 0.4m đảm bảo điều kiện an toàn, cừ được hạ cách mép ngoài vách hầm một đoạn 1.5m. Tất cả các lựa chọn sơ bộ này nhằm phục vụ cho việc thể hiện chi tiết cốp pha 1 đoạn tường tầng hầm.

I.6.2 Tính toán cốp pha tường hầm

- Chọn khoảng cách giữa các sườn ngang là 60cm.
- Chọn khoảng cách giữa các hệ sườn đứng là 60cm.
(Tương tự như ở cốp pha thành móng)

a. Tải trọng tác dụng lên cốp pha thành tường hầm

- Áp lực của vữa bê tông mới đổ tác dụng vào thành cốp pha:

$$P_d = \gamma_{bt} \cdot xh = 2500 \times 0.75 = 1875 (KG / m^2)$$

Tải trọng do đổ bê tông bằng máy bơm.

$$P_{bom} = 400 \text{ kG/m}^2$$

Tải trọng do đầm rung.

$$P_{đầm} = 200 \text{ kG/m}^2$$

- Tổng tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên $1m^2$ cốp pha tường
 $q_{TC} = q_d + q_{bom} + q_{đầm} = 1875 + 400 + 200 = 2475 (kG/m^2)$
- Tổng tải trọng tính toán tác dụng lên $1m^2$ cốp pha tường
 $q_{TT} = 1.3 \times (q_d + q_{bom} + q_{đầm}) = 1.3 \times (1875 + 400 + 200) = 3217.5 (kG/m^2)$

b. Kiểm tra khả năng chống lực xô ngang của các thanh giằng dẹt

- Giằng dẹt có tiết diện $5 \times 0.2 \text{ cm}$
- Khả năng chịu kéo của giằng dẹt:

$$N = 5 \times 0.2 \times 2100 = 2100 \text{ kG}$$

- Lực xô ngang tác dụng lên 1 giằng dẹt

(Chọn khoảng cách bố trí các giằng dẹt cách nhau 60cm theo cả phương ngang và phương đứng)

$$N = 3217.5 \times 0.6 \times 0.6 = 1158.3 \text{ KG}$$

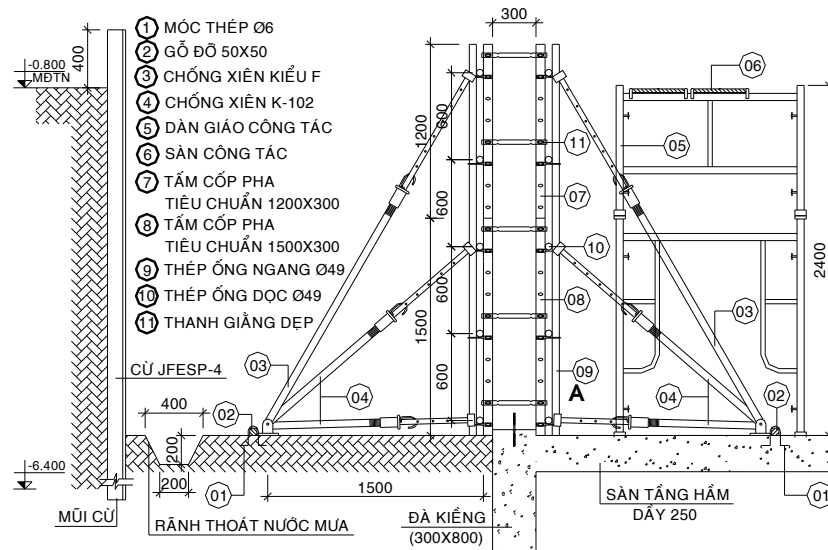
=> Giằng dẹt hoàn toàn đủ khả năng chịu lực xô ngang cho tường

c. Kiểm tra cốp pha sườn tiêu chuẩn

Do ta chọn cách cấu tạo cốp pha tiêu chuẩn, sườn ngang, sườn dọc tương tự cốp pha thành móng nên không cần phải kiểm tra lại. Trường hợp này còn an toàn hơn do các lực xô ngang hầu như do các thanh giằng tiếp nhận. Do đó các

thanh chống trong 1 hàng theo phương đứng có thể bố trí ít thanh hơn so với cốp pha thành móng.

HÌNH MINH HỌA CỐP PHA TƯỜNG TẦNG HẦM



CỐP PHA TƯỜNG TẦNG HẦM

1.6.3 Lắp dựng cốp pha tường tầng hầm

- Trong quá trình đổ bê tông sàn, tiến hành đổ lớp bê tông định vị chân tường dày 100.

- Các tấm cốp pha thép kích thước 300x1500 và 300x1200 được dựng theo chiều đứng, liên kết lại với nhau bằng chốt thép, tại các góc liên kết bằng các tấm góc ngoài và tấm góc trong.

- Lắp dựng các thanh giằng dẹt theo đúng các vị trí yêu cầu, trong quá trình lắp tiến hành cố định tạm vách bằng các thanh chống, dây căng...Sau đó tiến hành lắp dựng lần lượt các sườn ngang và sườn đứng.

- Tiến hành kiểm tra độ thẳng đứng của tường bằng thước đivô hay quả dọi. (Dùng các dây cáp có tăng-đơ để điều chỉnh độ thẳng đứng của tường).

- Tiến hành cố định chắc chắn cốp pha tường bằng các ống chống xiên tỳ xuống các móc thép và sắt hộp nằm ngang. (Móc thép đã được đặt sẵn trong khi đổ bê tông sàn)

- Khi tháo cốp pha tường dùng búa đập bỏ phần giằng dẹt nhô ra ngoài (Phần giằng dẹt nằm trong tường ta không cần phải thu hồi). Các phần còn lại tháo tương tự các cấu kiện thông thường.

1.7 Cốp pha vách cứng

Trong công trình có nhiều loại vách với các kích thước khác nhau:

HẢI PHÒNG

- Vách L với kích thước: 2.0x1.0x0.3m, 2.5x1.5x0.3m, 4.0x1.5x0.3m

- Khối lõi cứng ở giữa tiết diện hình chữ nhật (có khoét lỗ) với kích thước: 5.15x2.9x0.3m, 2.9x2.9x0.3m.

Do thời gian có hạn của đồ án, em xin trình bày cấu tạo và cách tính toán cốt pha vách L kích thước 2.5x1.5x0.3m (Vách nằm trong khung tính toán ở phần kết cấu), với các vách còn lại, ta chỉ cần modul hoá cấu tạo từ vách 2.5x1.5x0.3m.

1.7.1 Cấu tạo

Dùng cốt pha thép tiêu chuẩn có kích thước 1500x300 và 1200x300 đặt theo phương đứng kết hợp với các ống thép $\phi 49$ đặt theo phương đứng và phương ngang tạo thành hệ sườn đứng và sườn ngang. Bên trong ta sử dụng các thanh giằng dẹt để chịu các lực xô ngang, chống phin cho tường. Bên ngoài ta sử dụng các thanh chống xiên giữ ổn định cho tường.

(Hình ảnh minh hoạ được thể hiện cuối phần tính toán cốt pha vách cứng)

1.7.2 Tính toán cốt pha vách cứng

- Cấu tạo cốt pha vách tương tự cốt pha tường tầng hầm nên ta không cần kiểm tra lại điều kiện cường độ và độ võng cho các cấu kiện: cốt pha tiêu chuẩn, sườn ngang, sườn đứng, thanh giằng dẹt. Riêng đối với cột chống của vách cần kiểm tra thêm khả năng chịu tải trọng gió.

h. Dùng cột chống K-102 và kiểu F

i. Kiểu K-102 có thông số:

a. Chiều dài sử dụng maximum: 3500 (mm)

b. Chiều dài sử dụng minimum: 2500 (mm)

c. Tải trọng khi nén: 2000 (kg)

d. Tải trọng khi kéo: 1500(kg)

j. Kiểu F có thông số:

a. Chiều dài sử dụng maximum: 5000 (mm)

b. Chiều dài sử dụng minimum: 3000 (mm)

c. Tải trọng khi nén: 2000 (kg)

d. Tải trọng khi kéo: 1500(kg)

k. Giả sử tính cho tầng cao nhất với lực gió tĩnh lớn nhất trong phần kết cấu (Tầng 10) ta có $w=104.18$ (KG/m²)

l. Quy tải trọng về dạng phân bố đều tác động lên vách trong phạm vi chịu lực của 1 hàng cây chống

$$q_{\text{gió}} = wxb = 104.18 \times 0.6 = 62.51 \text{ (KG/m)}$$

Nhận xét: lực gió phân bố đều khá nhỏ so với khả năng chịu lực của cây chống nên chắc chắn cây chống thoả mãn khả năng chịu lực gió.

I.7.3 Lắp dựng cốp pha vách cứng

- Cốp pha vách cứng có trình tự lắp dựng tương tự như đối với cốt pha tường tầng hầm.

II. Chia phân khu thi công.

+Căn cứ vào năng lực của các tổ đội thi công, số lượng người trong một tổ đội và số lượng tổ đội, năng suất công tác một tổ đội,

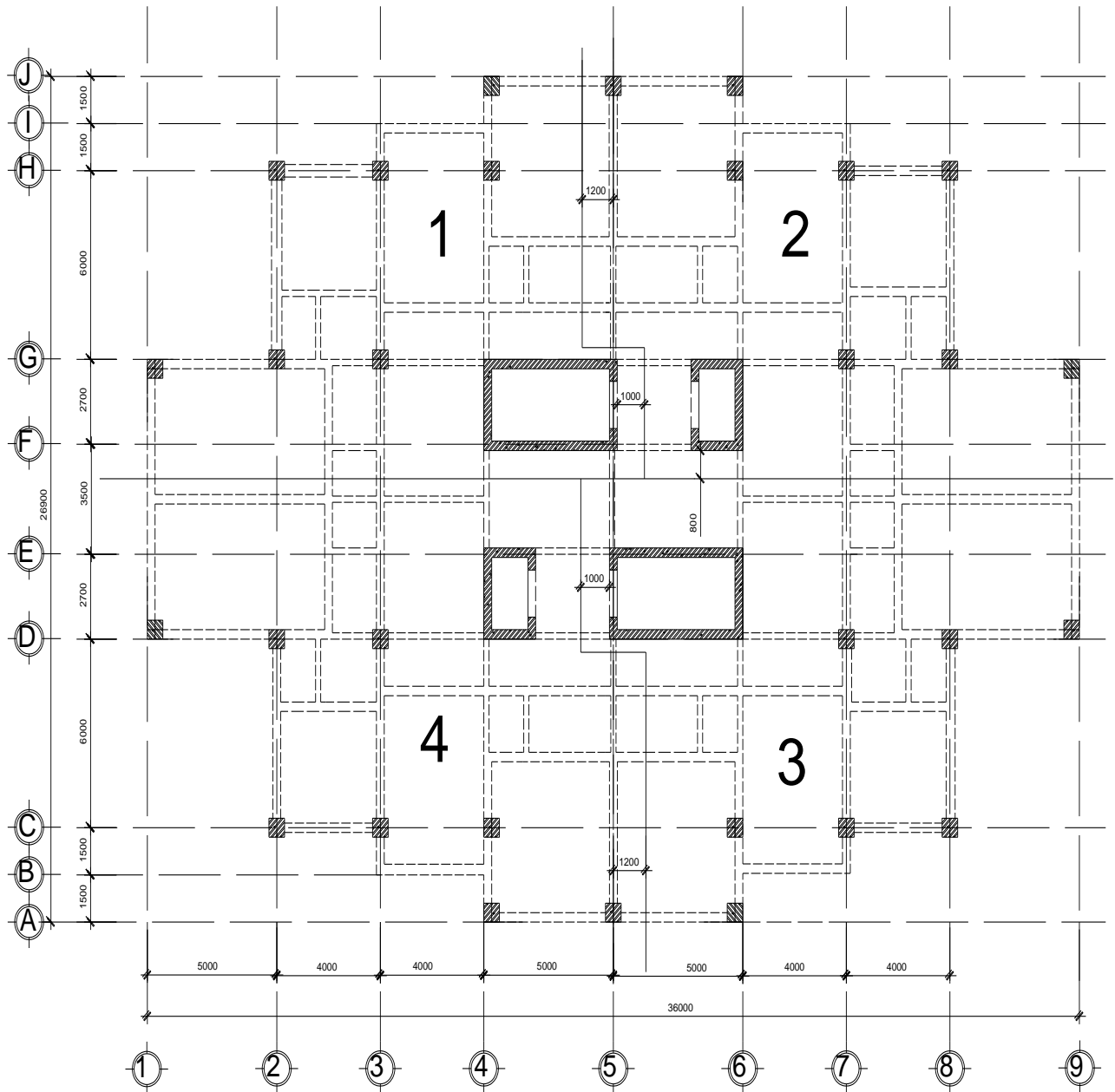
+Căn cứ vào khối lượng bê tông cần đổ trong một tầng khá lớn, để đảm bảo khối lượng bê tông tương ứng với năng xuất tổ đội do vậy ta phải tiến hành chia mặt bằng thi công ra làm nhiều phân khu khác nhau để thi công.

+Việc phân chia các phân khu phải tuân theo các yêu cầu sau :

.Khối lượng bê tông trong mỗi phân khu phải đảm bảo sai khác nhau không quá 25% nhằm đảm bảo về nhân lực.

Đảm bảo mạch ngừng ở những vị trí có nội lực nhỏ.

Ta chia mặt bằng thi công làm 4 phân khu, như hình vẽ.



9.1.2. Công tác bê tông:

a. Lựa chọn phương pháp thi công bê tông toàn khối :

- Hiện nay đang tồn tại ba dạng chính về thi công bê tông:

- Thủ công hoàn toàn.
- Chế trộn tại chỗ.
- Bê tông thương phẩm.

- Thi công bê tông thủ công hoàn toàn chỉ dùng khi khối lượng bê tông nhỏ và phổ biến trong khu vực nhà dân. Tình trạng chất lượng của loại bê tông này rất thất thường và không được theo dõi theo đúng các tiêu chuẩn về kiểm tra

chất lượng bê tông. Vì thế loại bê tông này được dùng với số lượng ít trong công trình cho các cấu kiện phụ không quan trọng.

- Việc chế trộn bê tông tại chỗ thường dành cho những công trình rất lớn hoặc các khu có khối liên hợp các công trình đang xây dựng (Công trình đường cao tốc hoặc các quần thể chung cư cao ốc). Với phương pháp này, ta tiết kiệm được chi phí chuyên chở rất lớn. Tuy nhiên phương pháp lại đòi hỏi một số vốn bỏ ra rất lớn cho việc đầu tư trang thiết bị máy móc, đồng thời là việc đào tạo đội ngũ cán bộ vận hành, vì thế chỉ thật sự thích hợp với khối lượng thi công bê tông rất lớn.

- Bê tông thương phẩm đang được nhiều đơn vị sử dụng tốt. Bê tông thương phẩm có nhiều ưu điểm trong khâu bảo đảm chất lượng và thi công thuận lợi. Bê tông thương phẩm kết hợp với máy bơm bê tông là một tổ hợp rất hiệu quả.

- Xét riêng giá theo m^3 bê tông thì giá bê tông thương phẩm so với bê tông tự chế tạo cao hơn. Nếu xét theo tổng thể thì giá bê tông thương phẩm chỉ còn cao hơn bê tông tự trộn 15÷20%. Nhưng về mặt chất lượng thì việc sử dụng bê tông thương phẩm khá ổn định.

- Tóm lại, cân bằng giữa các yếu tố và để đảm bảo thi công nhanh cũng như chất lượng kết cấu, chọn phương pháp thi công bằng bê tông thương phẩm là hợp lý hơn cả.

b. Yêu cầu kỹ thuật đối với bê tông tươi

- Vừa bê tông bơm là bê tông được vận chuyển bằng áp lực qua ống cứng hoặc ống mềm và được chảy vào vị trí cần đổ bê tông. Bê tông bơm không chỉ đòi hỏi cao về mặt chất lượng mà còn yêu cầu cao về tính dễ bơm. Do đó bê tông bơm phải đảm bảo các yêu cầu sau:

○ Vừa bê tông phải được trộn thật đều, đúng thành phần và cấp phối, đồng thời phải đảm bảo các kích thước cốt liệu sao cho thổi bê tông qua được những vị trí thu nhỏ của đường ống và qua được những đường cong khi bơm. (Hỗn hợp bê tông bơm có kích thước tối đa của cốt liệu lớn là 1/5 - 1/8 đường kính nhỏ nhất của ống dẫn, đối với cốt liệu hạt tròn có thể lên tới 40% đường kính trong nhỏ nhất của ống dẫn)

○ Yêu cầu về nước và độ sụt của bê tông bơm có liên quan với nhau và được xem là một yêu cầu cực kỳ quan trọng. Lượng nước trong hỗn hợp có ảnh hưởng tới cường độ, độ sụt và tính dễ bơm của bê tông. Lượng nước trộn thay đổi tùy theo cỡ hạt tối đa của cốt liệu và cho từng độ sụt khác nhau của từng

thiết bị bơm. Do đó đối với bê tông bơm cần chọn được độ sụt hợp lý theo tính năng của loại máy bơm sử dụng và giữ được độ sụt đó trong quá trình bơm là yếu tố rất quan trọng. (Trong trường hợp cần thiết có thể sử dụng thêm các phụ gia tăng độ dẻo)

- Bê tông bơm cần được đảm bảo về thời gian chế trộn, vận chuyển từ nơi sản xuất đến vị trí bơm, đổ đầm trong thời gian ngắn nhất. (nếu kéo dài quá 2 giờ thì chất lượng bê tông giảm)

- Đảm bảo đúng cường độ thiết kế. (Dùng khuôn 15x15cm để thử)

c. Vận chuyển bê tông:

Việc vận chuyển bê tông từ nơi trộn đến nơi đổ bê tông là khâu rất quan trọng cần đảm bảo:

- Sử dụng phương tiện vận chuyển hợp lý, tránh để bê tông bị phân tầng, bị chảy nước xi măng và bị mất nước do nắng, gió.

- Thiết bị, nhân lực và phương tiện vận chuyển cần bố trí phù hợp với khối lượng, tốc độ trộn, đổ và đầm bê tông.

d. Đổ bê tông các cấu kiện và yêu cầu chung:

- Bê tông phải được đổ liên tục cho đến khi hoàn thành một kết cấu nào đó theo qui định của thiết kế.

- Trước khi đổ bê tông phải kiểm tra lại vị trí cốt thép, cốp pha, thép chờ, các chi tiết chôn sẵn, các lỗ chừa đường ống kỹ thuật. Đồng thời phải tiến hành vệ sinh cốp pha và cốt thép.

- Đổ bê tông theo nguyên tắc: từ trên xuống, từ xa lại gần.

- Không dùng đầm dùi để dịch chuyển ngang bê tông trong cốp pha.

- Để tránh sự phân tầng, chiều cao rơi tự do của hỗn hợp bê tông khi đổ không được vượt quá 1,5-2m (khi đổ bê tông có chiều cao rơi tự do >2.0m phải dùng máng nghiêng hoặc ống vòi voi). (Đối với sách Kỹ Thuật Thi Công của Thầy Đỗ Đình Đức và Thầy Lê Kiều, chiều cao đổ bê tông gây phân tầng là 2.5m, tuy nhiên thiên về an toàn, ta chọn chiều cao là 2.0m)

- Giám sát chặt chẽ hiện trạng cốp pha giáo chống và cốt thép trong quá trình thi công.

- Đối với các kết cấu có chiều dày lớn, nên đổ bê tông mỗi lớp dày 20-30cm rồi đầm ngay, đảm bảo nguyên tắc đổ lớp sau lên lớp trước khi lớp trước chưa khô.

e. Trình tự đổ bê tông các cấu kiện:

1. Đổ bê tông móng:

HẢI PHÒNG

- Đổ bê tông lót đá 4x6 dày 100, đối với phần này ta phải tiến hàn trộn kỹ vì đá 4x6 tương đối to. Tránh trường hợp đặt đá 4x6 lên trước, sau đó đổ vữa lên dẫn đến chất lượng lớp bê tông lót kém.

- Đổ bê tông khối móng và tiến hành đầm kỹ bằng đầm dùi.

- Phương thức đổ bê tông: sử dụng xe bơm có cần bơm, có thể bố trí 2 xe ở hai đầu công trình, đổ từ giữa rút dần ra.

- Nếu lưới cốt thép đài móng chắc chắn có thể sử dụng các tấm gỗ kê trực tiếp lên cốt thép làm sàn thao tác cho công nhân.

2.Đổ bê tông cột vách:

- Cột, vách có chiều cao nhỏ hơn 5m nên tổ chức đổ liên tục .

- Trước khi đổ bê tông phải tưới nước vệ sinh chân cột, vách. Sau khi bịt cửa vệ sinh, đổ một lớp vữa xi măng cát có mác bằng mác bê tông cột, vách dày 5 cm để chống rỗ chân cột, vách

- Tiến hành đổ bê tông từng lớp có chiều dày thích hợp, sau khi đầm xong thì đổ lớp tiếp theo.

3.Đổ bê tông dầm sàn:

- Chọn phương án đổ bê tông dầm sàn bằng xe bơm bê tông. Toàn sàn được chia làm 4 khu vực đổ. (các khu vực và hướng đổ em xin trình bày trong bản vẽ TC-03)

- Tiến hành đổ theo từng lớp ngang, mỗi lớp dày 20÷30cm và đầm ngay: đối với kết cấu sàn thì chỉ cần đổ một lớp, đối với kết cấu dầm thì nên đổ thành lớp theo kiểu bậc thang, không nên đổ từng lớp chạy suốt chiều dài dầm .

- Đổ bê tông trong dầm trước rồi mới đổ bê tông sàn .

- Khi đổ bê tông sàn, để bảo đảm độ dày đồng đều ta đóng sơ những móc cữ vào cốp pha sàn, mép trên cọc móc trùng với cao trình sàn . Khi đúc bê tông xong thì rút cọc móc lên và lấp vữa lấp hờ đồng thời là phẳng mặt sàn bằng bàn xoa hoặc các dụng cụ chuyên dụng.

- Trong quá trình đổ thường xuyên kiểm tra độ võng của các ô sàn.

f. Đầm bê tông:

- Thời gian đầm một chỗ thích hợp, không quá nhanh và quá lâu. Dấu hiệu chứng tỏ đã đầm xong là vữa bê tông không sụt lún, bọt khí không nổi lên nữa, mặt trên bằng phẳng và bắt đầu thấy có nước xi măng nổi lên. Thời gian đầm thường khoảng 15 đến 60 giây.

HẢI PHÒNG

- Khi sử dụng đầm dùi bước di chuyển của đầm không vượt quá 1,5 bán kính ảnh hưởng của đầm và phải cắm sâu vào lớp bê tông đã đổ trước 5-10cm. Chiều dày lớp bê tông đổ để đầm không vượt quá 3/4 chiều dài của đầm.

- Đầm phải luôn để vuông góc với bề mặt bê tông. Không dùng đầm dùi để dịch chuyển ngang bê tông và tránh va chạm vào cốt thép. (gây phá vỡ kết cấu bê tông đang ninh kết).

- Khoảng cách từ vị trí đầm đến cốt pha là $2d < l_1 < 0.5r_0$, khoảng cách từ vị trí đầm cuối cùng đến vị trí sẽ đổ bê tông tiếp theo là $l_2 < 2r_0$ (Với d: đường kính đầm dùi, r_0 : bán kính ảnh hưởng của đầm).

- Đầm xong một chỗ phải rút đầm dùi lên từ từ để vữa bê tông kịp lấp đầy đầm, không cho không khí lọt vào.

g. Bảo dưỡng bê tông:

- Sau khi đổ bê tông phải được bảo dưỡng trong điều kiện có độ ẩm và nhiệt độ thích hợp, ngăn ngừa các ảnh hưởng có hại trong quá trình ninh kết của bê tông: tưới nước sạch vào bề mặt khối bê tông sau 4 đến 6 giờ tùy thuộc nhiệt độ ngoài trời, đối với các kết cấu phẳng dùng bao tải hay rơm ẩm che phủ bề mặt bê tông khi bảo dưỡng.

- Thời gian bảo dưỡng: Theo qui phạm.

- Trong thời gian bảo dưỡng tránh các tác động cơ học như rung động, lực xung kích tải trọng và các lực động tác động vào cốt pha, giáo chống.

9.2. Tính toán khối lượng công việc phân thân:

(Em làm bằng bảng Excel)

9.3. Chọn thiết bị thi công:

a. Chọn xe vận chuyển bê tông:

- Do sử dụng bê tông tươi đặt hàng ở nhà máy nên phải vận chuyển bê tông đến công trình bằng xe ô tô chuyên dùng.

- Năng suất xe tải được xác định theo công thức:

$$N = q \cdot n \cdot K_t$$

Trong đó:

- q: trọng lượng hàng chuyên chở.
- Mỗi chuyến xe chở 6 (m^3) bê tông

$$q = 6 \times 2.5 = 15 \text{ T}$$

- $K_t = 0.7$: hệ số sử dụng xe theo thời gian.
- n: số chuyến xe trong 1 ca.

HẢI PHÒNG

$$n = \frac{60 \times 8}{T_{ch}} = \frac{480}{T_{ch}}$$

- T_{ch} : Thời gian 1 chuyến xe đi và về.
- $T_{ch} = t_{chất} + t_{dỡ} + t_{vận\ động} + L/V_{đi} + L/V_{về}$.
- $t_{chất}$: 10 phút. (xe đứng nhận vữa)
- $t_{dỡ}$: 10 phút. (xe đứng chờ bơm đổ bê tông)
- $t_{vận\ động}$: 4 phút
- $L = 4$ (Km) là quãng đường chuyên chở giả định
- $V_{đi} = V_{về} = 20$ Km/h. (Tốc độ di chuyển trong thành phố).

$$T_{ch} = 10 + 10 + 4 + \frac{4 \times 2 \times 60}{20} = 48 \text{ (phút)}$$

$$N = q \times \frac{480}{T_{ch}} \times K_t = 15 \times \frac{480}{48} \times 0.7 = 105 \text{ (T)}$$

- Hay $N = \frac{105}{\gamma_{bt}} = \frac{105}{2.5} = 42 \text{ (m}^3/\text{ca)}$

Tính số xe tải cần thiết đảm bảo phục vụ cho các đợt đổ bê tông trong 1 ca
(Riêng đối với bê tông móng thì không cần giới hạn trong 1 ca)

$$m = \frac{790.83}{42} = 9.4 \text{ (xe)}$$

Vậy chọn 10 xe ô tô mã hiệu SB-92B có các thông số kỹ thuật như sau :

- Dung tích thùng: 6 m³
- Công suất động cơ: 40 KW
- Tốc độ quay của thùng: 9 | 14.5 vòng /phút
- Độ cao đổ phối liệu vào: 3.5 m
- Thời gian đổ bê tông ra (min): 10 phút
- Vận tốc di chuyển: 70 Km/h
- Trọng lượng xe khi có bê tông: 21.85 T

- Đối với bê tông sàn tầng hầm, đổ trong 1 ca

$$m = \frac{179.1}{42} = 4.26 \text{ (xe)}$$

Vậy chọn 5 xe ô tô mã hiệu SB-92B .

- Đối với bê tông vách cột tường tầng hầm, cầu thang bộ, đổ trong 1 ca

$$m = \frac{114.76}{42} = 2.73 \text{ (xe)}$$

Vậy chọn 3 xe ô tô mã hiệu SB-92B .

- Đối với bê tông dầm sàn tầng điển hình, đổ trong 1 ca

$$m = \frac{114.31}{42} = 2.72 \text{ (xe)}$$

Vậy chọn 3 xe ô tô mã hiệu SB-92B.

- Đối với bê tông vách cột cầu thang tầng điển hình, đổ trong 1 ca

$$m = \frac{86.15}{42} = 2.05 \text{ (xe)}$$

Vậy chọn 3 xe ô tô mã hiệu SB-92B .

Lưu ý: số xe ô tô vận chuyển bê tông tính toán trên là số xe cần thiết tối thiểu phải có để thực hiện đủ số lượt vận chuyển nhằm đáp ứng số bê tông cho các ca đổ. Nếu có điều kiện ta có thể tăng số lượng ô tô lên nhằm rút ngắn thời gian đổ bê tông.

b. Chọn máy bơm bê tông:

Để phục vụ cho công tác đổ bê tông được liên tục và không bị gián đoạn nhất là khi đổ bê tông dầm sàn. Vì vậy mà ta phải sử dụng máy bơm bê tông để vận chuyển bê tông từ xe trộn đến vị trí cần đổ.

Bảng tra các tiêu chuẩn kỹ thuật vận chuyển bê tông bằng đường ống

Tính toán	Áp suất
	bar
4m cao	1
20m ngang	1
Độ cong 45 ⁰ -60 ⁰	0.5
Độ cong 90 ⁰	1
Khâu nối ống	0.1
Đoạn ống mềm	3
Đoạn chạy máy	20
Dự phòng	10%

○ Để vận chuyển bê tông lên trên cao thì phải tính được áp suất cần thiết để vận chuyển bê tông bằng máy bơm để đổ bê tông dầm sàn.

- Vận chuyển đi xa : $\frac{1}{20} (8 + 26.9 + 36) = 3.5bar$.
- Vận chuyển lên cao : $61.6/4 = 15.4 bar$.
- $(62.7 + 8 + 26.9 + 36)/2 = 67$ khâu nối : $0.1 \times 67 = 6.7 bar$
- Lấy 6 đoạn cong 90⁰ : $1 \times 6 = 6 bar$.
- Ống mềm : 3bar.
- Đoạn chạy máy : 20bar
- Tổng cộng : 54.6 bar

- Dự phòng 10% : 5.5 bar

=> Áp suất cần thiết để bơm bê tông là: $54.6 + 5.5 = 60.1$ (bar)

=> **Chọn máy bơm bê tông PUTZMEISTER M43** năng suất $90(\text{m}^3/\text{h})$ áp suất 85 bar thỏa mãn điều kiện áp suất cần thiết.

c. Máy đầm bê tông

- Dùng đầm dùi bê tông do công ty Hòa Phát cung cấp

- Đặc điểm đầm dùi:

- Đầu dùi: Loại PHV-28 có đường kính 28mm, chiều dài 345mm, biên độ rung 2.2mm, độ rung $12000 \div 14000$ lần /phút, trọng lượng là 1.2 Kg.

- Dây dùi: Loại PSW có đường kính ruột dây dùi 7.7 mm, đường kính vỏ 28mm, chiều dài dây có thể thay đổi 2m, 3m, 4m, cho phù hợp với từng loại cấu kiện .

- Mô tơ nguồn: Loại PMA-1500, công suất 1.5KVA, 1 pha, nặng 6.5kg.

d. Chọn cần trục tháp

- Công trình có chiều cao: 39.6 (So với mặt đất tự nhiên)

- Chiều rộng công trình: 26.9m

- Chiều dài công trình: 36.0m

- **Độ cao nâng cần thiết :H**

- $[H] / H = h_{ct} + h_{at} + h_{ck} + h_{tr}$

Trong đó :

- $h_{ct} = 39.6$ m: chiều cao công trình .

- $h_{at} = 1.0$ m : chiều cao an toàn .

- $h_{ck} = 1.7$ m : chiều cao cấu kiện (chọn trường hợp khi sử dụng cần trục để cầu dầm giáo).

- $h_{tr} = 1.0$ m : chiều cao treo buộc .

$$[H] / 39.6 + 1 + 1.7 + 1 = 43.3 \text{ (m)}$$

- **Tầm với :R**

- Nếu đặt cần trục tháp ở vị trí thuận lợi nhất thì tầm với của cần trục phải thỏa: $R = \sqrt{a^2 + b^2}$

Trong đó :

- a: Chiều rộng nhà + a'

(a' : khoảng cách an toàn từ xe tới mép công trình)

$$\square \quad a' = 4\text{m}$$

$$a = 26.9 + 4 = 30.9 \text{ (m)}$$

HẢI PHÒNG

o b = 18 (m): khoảng cách từ xe tới góc nhà theo phương ngang .
(Giả sử cần trục đặt giữa cạnh 36m của công trình)

$$\text{Vậy: } R = \sqrt{30.9^2 + 18^2} = 35.8 \text{ (m)}$$

- Tra bảng chọn cần trục tháp HPCT-5013 do công ty Hòa phát cung cấp, sau đây là các thông số kỹ thuật:

THÔNG SỐ KỸ THUẬT - MODEL : HPCT - 5013						
Chiều cao nâng	Chiều cao tiêu chuẩn (m)	37.5				
	Chiều cao tối đa (m)	50				
Bán kính làm việc tối đa (m)		50				
Tải trọng tối đa (T)		6				
Tổng công suất (Kw)		32				
Tốc độ làm việc	Bộ suất	a = 2			a = 4	
	Tải trọng tời(T)	.5				6
	Tốc độ nâng tời (m/ph)	0	0	.5	0	0
	Tốc độ quay (m/ph)	0.6				
	Tốc độ xe con (m/ph)	0 - 40.5				

e. Chọn máy vận thăng

- Có 2 loại máy vận thăng: vận thăng chở người và vận thăng chở vật liệu.
- Nguyên tắc an toàn lao động không cho phép dùng vận thăng chở vật liệu để chở người. Vì vậy cần chọn 2 máy vận thăng cho công trình cao 61.6m.

1. Vận thăng chở người. HP-TTL1000

- Số người nâng tối đa: 12 người
- Trọng tải: 1000KG
- Tốc độ nâng: 38m/ph
- Độ cao nâng tiêu chuẩn: 50m
- Độ cao nâng tối đa: 150m
- Lòng nâng
- A. Kích thước: 3x1.3x2m
- B. Trọng lượng: 1300KG
- Công suất động cơ: 2x11KW
- Điện áp: 380V 50-60Hz

2. Vận thăng chở vật liệu . T/1-17

- Trọng tải: 500KG
- Tốc độ nâng: 0.5-1m/s
- Độ cao nâng tiêu chuẩn: 75m
- Độ cao nâng tối đa: 85m
- Kích thước
 - A. Chiều cao : 79900mm
 - B. Chiều rộng : 3764mm
 - C. Chiều dài : 5230mm
 - D. Khung : 821x540x3000
- Trọng lượng: 6500KG
- Công suất động cơ: 7.5KW

9.4. Công tác cốt thép

9.4.1. Yêu cầu chung

a. Yêu cầu đối với cốt thép:

- Cốt thép dùng trong kết cấu bê tông cốt thép phải đảm bảo các yêu cầu của thiết kế, đồng thời phải phù hợp với tiêu chuẩn TCVN 5574:1991 và TCVN 1651:1985.

- Đối với thép nhập khẩu phải có chứng chỉ kỹ thuật kèm theo và cần tiến hành thí nghiệm kiểm tra theo TCVN.

- Cốt thép có thể gia công tại hiện trường hoặc tại nhà máy nhưng cần đảm bảo mức độ cơ giới phù hợp với khối lượng thép tương ứng cần gia công.

- Trước khi sử dụng cốt thép phải thí nghiệm kéo, uốn.

- 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 vẩy sắt và các lớp gỉ.
- 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 được nắn thẳng.

b. Vận chuyển và lắp dựng cốt thép:

- Việc vận chuyển cốt thép đã gia công cần đảm bảo các yêu cầu sau.

- Không làm hư hỏng và biến dạng sản phẩm cốt thép.
- Cốt thép từng thanh nên buộc thành từng lô theo chủng loại và số lượng để tránh nhầm lẫn khi sử dụng.

○ Các khung, lưới cốt thép lớn hơn có biện pháp phân chia thành từng bộ phận nhỏ phù hợp với phương tiện vận chuyển.

HẢI PHÒNG

- Công tác lắp dựng cốt thép cần thỏa mãn các yêu cầu sau:

- Các bộ phận lắp dựng trước, không gây trở ngại cho các bộ phận lắp dựng sau.
- Có biện pháp ổn định vị trí cốt thép không để biến dạng trong quá trình đổ và đầm bê tông.
- Đảm bảo chiều dày lớp bê tông bảo vệ.

c. Công tác cốt thép móng

*** Lắp đặt**

Theo hai cách:

- Cách 1: Đối với các đài móng kích thước nhỏ, ta tiến hành gia công sẵn lồng thép chụp, sau đó được cẩu vào vị trí thiết kế.
- Cách 2: Đối với các đài móng kích thước lớn, ta tiến hành lắp dựng từng thanh cốt thép tại chỗ.

*** Nghiệm thu**

Cần xem xét các vấn đề sau

- Đúng vị trí và đúng chủng loại.
- Đủ chiều dài các đoạn nối thép.

d. Công tác cốt thép dầm sàn

*** Lắp đặt**

- Cốt thép dầm sàn được gia công sẵn tại xưởng thép trên công trường, sau đó bó lại từng bó và đánh dấu kí hiệu từng loại. Sau đó dùng cần trục tháp vận chuyển lên sàn theo từng vị trí đã được đánh dấu.

- Cốt thép dọc phía trên dầm được treo lên giá đỡ, được kê cao lên bằng các chân thép. Cốt thép dọc bên dưới được treo bởi các cốt đai các cốt dọc bên trên. Chú ý kê cốt thép dầm cao hơn mặt sàn để dễ thao tác. Khi buộc cốt thép dầm xong thì ta chỉ cần hạ xuống là được. Đầu tiên ta liên kết tạm 4 cây thép này bằng cốt đai hai đầu dầm. Sau đó kiểm tra và định vị chính xác vị trí của 4 cây thép dọc này làm khung dầm. Khi công tác cân chỉnh chính xác, kết thúc thì mới tiến hành buộc cốt đai giữa dầm và các cốt dọc, khoảng cách các cốt đai ta dùng phân vạch lên.

- Thép sàn được rải đúng theo thứ tự thiết kế và buộc thành lưới thép, các cây thép bên dưới rải trước. Khoảng cách các cây thép được vạch sẵn bằng phân vạch trên bề mặt ván khuôn sàn. Để đảm bảo lớp bê tông bảo vệ cốt thép, lưới thép sàn được kê lên khỏi mặt sàn những miếng bê tông đúc sẵn.

- Lưới thép trên được kê bằng hoa mai đỡ thép sàn.

*** NGHIỆM THU**

Công tác nghiệm thu cốt thép được tiến hành theo đúng thủ tục bằng văn bản. Sau khi kiểm tra kỹ lưỡng thì ta tiến hành rửa sạch bề mặt ván khuôn sàn, dầm và các đầu cột. Sau khi vệ sinh xong thì ta tiến hành bịt kín các khe hở đầu cột để tránh mất nước ximăng trong khi đổ bê tông .

d. Công tác cốt thép cột vách

*** Lắp đặt**

Theo hai cách:

- Cách 1: cột lớn và vách dài ta nên đặt từng cây, hàn với cốt thép chờ. Sau đó, thả thép đai từ đỉnh cột xuống, lồng ra ngoài thép chịu lực và buộc thép đai vào thép chịu lực theo khoảng cách thiết kế. Khoảng cách các cốt đai trong cột ta dùng phần vạch lên từng vị trí cần buộc cốt đai. Lớp bảo vệ cốt thép, dùng các tấm đệm bê tông cài vào các cốt đai. Khoảng cách giữa chúng là 1m.

- Cách 2: cột có kích thước tương đối và vách ngắn ta có thể gia công sẵn lồng thép sau đó dùng cần trục tháp cầu lên vị trí lắp đặt.

*** Nghiệm thu**

Cần xem xét các vấn đề sau:

- Cốt thép cột vách khi buộc xong phải thẳng đứng.
- Đúng vị trí và đúng chủng loại.
- Đủ chiều dài các đoạn nối thép.
- Khoảng cách các cốt đai tại vị trí chân cột và giữa cột.
- Chất lượng mối nối hàn.

PHẦN 10: TỔ CHỨC THI CÔNG

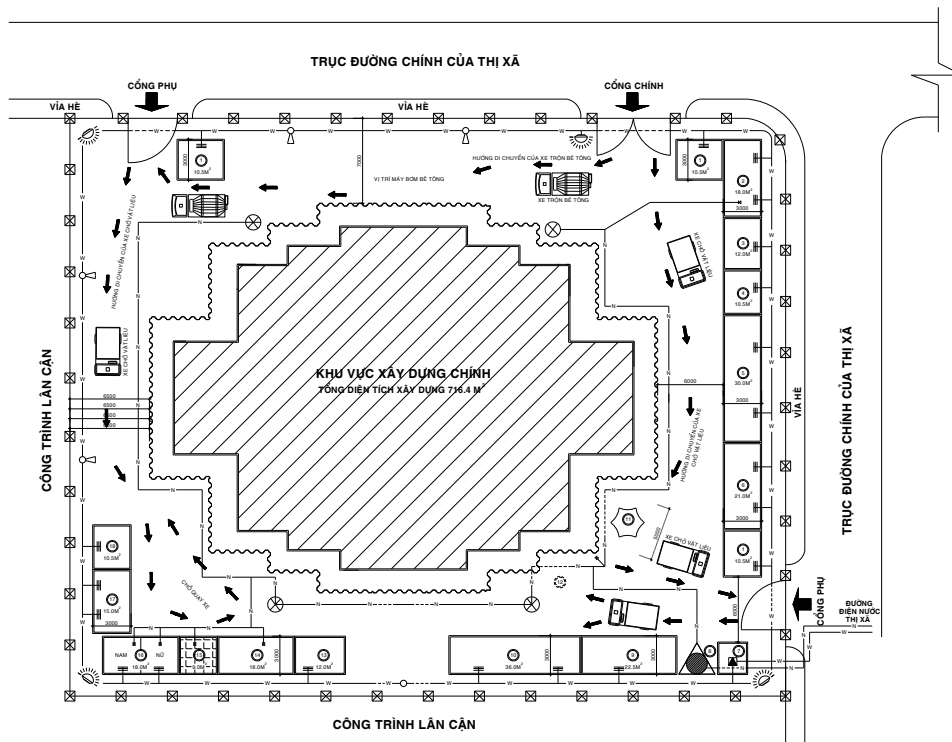
10.1.LẬP TIẾN ĐỘ THI CÔNG:(em làm bằng excel)

10.2.THIẾT KẾ TỔNG MẶT BẰNG THI CÔNG

Tổng bình đồ là mặt bằng tổng quát khu vực công trường đang thi công, trong đó ngoài công trình vĩnh cửu, còn phải bố trí nhà cửa, lán trại tạm, các xưởng gia công, trạm máy móc thi công, các kho bãi, trạm điện nước, mạng lưới điện nước, công rãnh đường xá phục vụ cho quá trình thi công và sinh hoạt của công nhân.

Tổng mặt bằng xây dựng là một hệ thống, một mô hình động phát triển theo không gian và thời gian phù hợp với công nghệ và quy trình xây dựng ,các công trường xây dựng hoạt động hoàn toàn như một cơ sở sản xuất, do đó việc thiết kế tổng mặt bằng xây dựng là công tác quan trọng và cần thiết.

Việc xây dựng cơ sở hạ tầng nằm trong quá trình chuẩn bị xây dựng, nếu tiến hành tốt sẽ mang lại hiệu quả cao trong quá trình thi công xây lắp chính sau này.



I. Cơ sở và mục đích tính toán

I.1 Cơ sở tính toán

- Căn cứ theo yêu cầu của tổ chức thi công, tiến độ thực hiện công trình xác định nhu cầu cần thiết về vật tư, vật liệu, nhân lực, nhu cầu phục vụ.
- Căn cứ vào tình hình cung cấp vật tư thực tế.
- Căn cứ vào tình hình thực tế và mặt bằng công trình, bố trí các công trình phục vụ, kho bãi, trang thiết bị để phục vụ thi công.

I.2 Mục đích tính toán

- Tính toán lập tổng mặt bằng thi công để đảm bảo tính hợp lý trong công tác tổ chức, quản lý, thi công, hợp lý trong dây chuyền sản xuất, tránh hiện tượng chồng chéo khi di chuyển.
- Đảm bảo tính ổn định và phù hợp trong công tác phục vụ thi công, tránh trường hợp lãng phí hay không đủ đáp ứng nhu cầu.
- Để đảm bảo các công trình tạm, các bãi vật liệu, cấu kiện, các máy móc, thiết bị được sử dụng một cách tiện lợi nhất.
- Để cự ly vận chuyển là ngắn nhất, số lần bốc dỡ là ít nhất.
- Đảm bảo điều kiện vệ sinh công nghiệp và phòng chống cháy nổ.

II. Nội dung bố trí

Tổng quát nội dung thiết kế tổng mặt bằng xây dựng bao gồm những vấn đề sau:

- Xác định vị trí cụ thể vị trí công trình đã được quy hoạch trên khu đất được cấp để xây dựng.
- Bố trí cần trục, máy móc, thiết bị xây dựng.
- Bố trí và tính toán hệ thống giao thông phục vụ cho công trường.
- Bố trí các kho bãi vật liệu, cấu kiện.
- Bố trí các xưởng sản xuất và phụ trợ.
- Bố trí nhà tạm trên công trường.
- Thiết kế hệ thống an toàn, bảo vệ, vệ sinh xây dựng và vệ sinh môi trường.
- Thiết kế mạng lưới cấp nước và thoát nước.
- Thiết kế mạng lưới cấp điện.

Công trình trên nằm ngay tại trung tâm thị xã, công nhân không ở lại trên công trường sau ca làm việc, do vậy việc bố trí tổng bình đồ cho công trường có một số yêu cầu sau:

- Không bố trí lán trại nhà ở tạm cho công nhân và cán bộ kỹ thuật.
- Kho bãi bố trí vật tư cho công trường thi công trong một khối lượng công tác cụ thể và khi cần thì nhập tiếp. Không chứa vật liệu nhiều trong công trường.
- Điện dùng cho thi công và chiếu sáng chủ yếu được cấp từ lưới điện chung của thành phố. Tuy nhiên để đề phòng sự cố mất điện đột xuất, cần bố trí tại trạm điện một máy phát điện dự phòng công suất 90kW.
- Bố trí hệ thống tường rào bao xung quanh công trường. Xung quanh các đường đi dọc công trường có bố trí hệ thống đèn chiếu sáng.
- Mạng lưới thoát nước mưa và nước thải được xây dựng theo thiết kế của công trình và đưa vào hệ thống thoát nước chung.
- Công trình tiếp giáp đường phố được lắp đặt lưới bảo vệ chắn bụi và tiếng ồn.
- Hệ thống cung cấp nước được cung cấp bởi công ty cấp nước thị xã.

10.2.1. Yêu cầu bố trí máy móc thi công:

Cần trục tháp đứng tại chỗ và bao quát công trường, các kho bãi vật liệu đều nằm trong tầm với của cần trục. Bố trí cần trục tháp tại vị trí sao cho thuận

lợi nhất trong việc vận chuyển: góc quay nhỏ nhất, các vật tư cần vận chuyển nằm trong tầm với làm việc của cần trục.

Thăng tải dùng để vận chuyển các vật liệu như gạch, cát, đá, bê tông trộn thủ công, các thiết bị nhỏ lên cao. Do vậy cần bố trí thang tải tại vị trí gần các vật tư này và tại giữa công trình để thuận tiện trong việc vận chuyển vật tư đến các vị trí khác.

Tuyệt đối không dùng thang tải vận chuyển vật liệu để chở người.

Các thang tải chở người cần được bố trí ở các vị trí thích hợp giúp người sử dụng không phải đi xa.

10.2.2. Yêu cầu hệ thống đường giao thông trong công trường:

Đường tạm dùng cho việc vận chuyển cơ giới vật tư từ bên ngoài vào trong công trình, là lối di chuyển nội bộ trong công trình thực hiện một số công tác, lối di chuyển của công nhân, các thiết bị thi công, đồng thời ngăn cách tự nhiên công trình với các nhà kho, lán trại xung quanh. Căn cứ vào mặt bằng, ta có thể bố trí đường tạm 2 chiều, chiều ngang lấy 5m, (chiều ngang tối thiểu theo quy định là 3.75m), dùng cấp phối đá dăm. Phối hợp với ý đồ thiết kế đường vĩnh cửu sau này, ta bố trí hệ thống đường tạm bao quanh công trình, ra vào thông qua cổng.

10.2.3. Yêu cầu thiết bị, kho bãi:

Các kho bãi cần quan tâm thiết kế gồm:

Các kho bãi lộ thiên chứa vật liệu như gạch, cát, đá...

Các kho có mái che để chứa các máy móc, vật tư có yêu cầu bảo quản tránh mưa nắng làm hư hại.

Các kho bãi nên bố trí dọc hai bên đường giao thông để tiện cho việc bốc xếp trực tiếp vào kho và xuất kho.

10.2.4. Yêu cầu thiết kế các xưởng sản xuất gia công phụ trợ:

Nên bố trí các xưởng sản xuất và phụ trợ ở ngoài khu vực xây dựng những công trình chính và ngoài khu dành cho việc mở rộng công trình chính sau này để tránh làm cản trở thi công. Tuy nhiên, các xưởng này phải nằm gần các kho vật tư tương ứng và nằm trong phạm vi hoạt động của cần trục.

Những xưởng gia công và phụ trợ cần bố trí tập trung vào một khu, càng gần khu xây dựng chính càng tốt; có như vậy thì việc quản lý và cung cấp mới dễ dàng, giảm phí tổn về làm đường xá, và làm mạng lưới điện.

Các xưởng sản xuất và phụ trợ nên bố trí tập trung theo tính năng của chúng, theo sự hoạt động có liên quan đến nhau, chẳng hạn như bố trí các trạm chế trộn bê tông và vữa ở gần các cơ sở sản xuất cấu kiện bê tông cốt thép đúc

sản. Độ cao mặt đất của khu sản xuất này không nên chênh lệch quá nhiều gây khó khăn cho việc vận chuyển nội địa. Khu các xưởng gia công và phụ trợ cần được bố trí sao cho đảm bảo điều kiện vệ sinh. Cũng cần tránh không cho bụi từ các xưởng sử dụng xi-măng, vôi bột... bay sang địa phận các xưởng lắp ráp cơ khí sửa chữa.

Cần đặc biệt chú ý đến các nơi chứa các chất dễ cháy, dễ nổ, chẳng hạn như kho gỗ, kho xăng dầu, sơn nhựa... Để tránh tàn lửa bay lan khi có hỏa hoạn các xưởng kho dễ cháy phải bố trí ở cuối chiều gió.

Khi bố trí các xưởng sản xuất cần phải chú ý đến việc cung cấp điện nước, hơi phục vụ sản xuất

Nếu khu sản xuất ở quá cao hoặc quá xa nguồn nước thì chi phí về cung cấp nước sẽ rất cao, vì rằng cứ thêm 100m đường ống thì tổn thất cột nước 2-5m như vậy thường xuyên tốn thêm năng lượng để bơm nước chưa kể chi phí đặt đường ống.

Cung cấp điện năng cho khu sản xuất bằng đường dây cao thế thì rất tốt, nếu không có điện cao thế thì phải thành lập trạm phát điện riêng của công trường.

Địa hình bằng phẳng thì giảm được khối lượng san lấp mặt bằng khi xây dựng các công trình tạm. Mặt bằng nên dốc đôi chút để thoát nước mưa nhanh nhưng không nên dốc quá 5% làm ảnh hưởng đến giao thông nhất là khi có đường gòng, đường sắt.

10.2.5. Yêu cầu thiết kế khu nhà tạm :

Gồm có: Ban chỉ huy công trường, phòng tư vấn giám sát, trạm y tế, nhà để xe, căn tin, khu nghỉ trưa cho công nhân, khu vệ sinh v.v...

- Ban chỉ huy công trường là trung tâm nhận và phát đi những thông tin quan trọng có tính quyết định đến tiến độ và chất lượng thi công công trình, do vậy cần có đủ diện tích thoáng mát, tránh các tiếng ồn lớn xung quanh, điều kiện làm việc thoải mái cho đội ngũ cán bộ kỹ thuật. Ngoài ra, vị trí của Ban chỉ huy công trường phải đảm bảo bao quát toàn bộ công trường, vị trí di chuyển thuận lợi trong tiếp khách.

- Bố trí 2 vị trí để xe cho công nhân, kết hợp với khu nghỉ trưa.

- Phòng y tế phải được bố trí ở nơi sạch sẽ, tránh ồn ào, bụi bặm và có đủ các dụng cụ sơ cấp cứu cần thiết phòng khi xảy ra các tai nạn trong thi công.

- Bố trí một phòng trưng bày căn hộ trong cao ốc để chủ đầu tư giới thiệu đến khách hàng.

- Khu nhà vệ sinh phải bố trí ở cuối hướng gió (hướng nam và Đông nam)

10.2.6. Yêu cầu hệ thống bảo vệ :

Hệ thống dàn giáo bảo vệ được dựng bao quanh khu vực thi công chính của công trường, ngoài ra phải bố trí thêm hệ thống lưới bảo vệ để tránh các mối nguy hiểm do vật rơi trên cao xuống. Hệ thống đèn cao áp được đặt ở các vị trí có nguy cơ xảy ra mất mát, nguy hiểm xảy ra cho công trình. Bố trí hệ thống hàng rào tạm cao 2 m bao quanh công trình ở cả 4 mặt của công trình, 2 lối ra vào có cổng. Hệ thống các bảng nội quy, các biển báo cấm, biển báo nguy hiểm được đặt ở những nơi cần thiết (trạm biến điện, cần trục tháp, thang tải, hố móng...).

Nhà bảo vệ: bố trí tại cổng ra vào.

Vệ sinh môi trường: Vào cuối giờ làm việc, cho công nhân làm vệ sinh công trường, thu dọn và sắp xếp gọn gàng các nguyên vật liệu, các thiết bị thi công, các phụ kiện... Thường xuyên kiểm tra để xử lý các nguồn ô nhiễm do bụi, tiếng ồn, nước thải phát sinh ...

Bố trí nơi để các dụng cụ bảo hộ an toàn lao động.

10.3. Tính toán lập tổng mặt bằng thi công

Tính toán dựa theo Giáo trình Tổ chức Thi công- NXB Xây dựng 2000.

10.3.1. Số lượng cán bộ, công nhân:

Số công nhân xây dựng cơ bản trực tiếp thi công:

Do không lập tiên độ thi công nên số công nhân trên công trường không thể xác định một cách chính xác.

Số người làm việc trực tiếp trung bình trên công trường:

$$A = 120 \text{ công nhân}$$

Số công nhân làm việc ở các xưởng phụ trợ:

$$B = K\% \cdot A = 0.25 \times 120 = 30 \text{ công nhân}$$

(Công trình xây dựng trong thị xã nên $K\% = 25\% = 0.25$).

Số cán bộ công nhân kỹ thuật:

$$C = 6\% \cdot (A+B) = 6\% \cdot (120+30) = 9 \text{ người}$$

Số cán bộ nhân viên hành chính:

$$D = 5\% \cdot (A+B+C) = 5\% \cdot (120+30+9) = 8 \text{ người}$$

Số nhân viên phục vụ (y tế, ăn trưa):

$$E = S\% \cdot (A+B+C+D) = 6\% \cdot (120+30+9+8) = 10 \text{ người}$$

(Công trường quy mô trung bình, $S\% = 6\%$)

Tổng số cán bộ công nhân viên công trường (2% đau ốm, 4% xin nghỉ phép):

$$G = 1.06 \times (A + B + C + D + E) = 1.06 \times (150 + 30 + 9 + 8 + 10) = 173$$

người

10.3.2. Diện tích kho bãi lán trại:

10.3.3. Kho xi măng (kho kín)

Căn cứ vào biện pháp thi công công trình, em chọn giải pháp mua bê tông thương phẩm. Tất cả khối lượng bê tông các kết cấu như cột, vách, dầm, sàn, cầu thang của tất cả các tầng đều đổ bằng máy bơm. Do vậy trên công trường có thể hạn chế diện tích kho bãi, trạm trộn.

10.3.4. Kho thép (kho hở)

Lượng thép trên công trường dự trữ để gia công và lắp đặt cho các Kết cấu bao gồm: cọc nhồi, móng, dầm, sàn, cột, vách, cầu thang. Trong đó khối lượng thép dùng thi công móng là nhiều nhất. Định mức cất chứa thép tròn dạng thanh:

$$D_{\max} = 4 \text{ T/m}^2$$

Tính diện tích kho:

$$F = \frac{Q_{dt}}{D_{\max}}$$

Để thuận tiện cho việc sắp xếp vì chiều dài của thép thanh ta chọn:

$$F = 3 \times 12 \text{ m} = 36 \text{ m}^2$$

10.3.5. Kho chứa cốp pha (kho hở)

Lượng cốp pha sử dụng lớn nhất là trong các ngày gia công lắp dựng cốp pha đài móng. Cốp pha đài móng bao gồm các tấm cốp pha thép (các tấm mặt và góc), các sườn và các cây chống thép. Sử dụng chủ yếu tấm cốp pha thép có kích thước 1200x300. (Dự kiến sử dụng 1200 Tấm).

10.3.6. Diện tích bãi chứa cát (lộ thiên)

Bãi cát thiết kế phục vụ việc đổ bê tông lót móng, xây và trát tường. Các ngày có khối lượng cao nhất là các ngày đổ bê tông lót móng.

$$\text{Khối lượng Bê tông mác 75 là: } V = 58.85 \text{ m}^3$$

$$\text{Theo Định mức ta có khối lượng cát vàng: } 0.514 \times 58.85 = 30.25 \text{ m}^3.$$

$$\text{Định mức cất chứa (đánh đóng bằng thủ công) : } 2 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ mặt bằng}$$

$$\text{Diện tích bãi: } F = 1.2 \times (30.25/2) = 18.15 \text{ m}^2$$

Chọn diện tích bãi cát: $F = 12.5 \text{ m}^2$, đổ đồng hình tròn đường kính $D = 4.0$ m; Chiều cao đổ cát $h = 1.5 \text{ m}$. ($V_{\text{cát}} = 18.75 \text{ m}^3$)

10.3.7. Diện tích bãi gạch đá vỡ (lộ thiên)

Bãi đá thiết kế phục vụ việc đổ bê tông lót móng.

HẢI PHÒNG

Khối lượng Bê tông mác 75 là: $V = 58.85 \text{ m}^3$

Theo Định mức ta có khối lượng gạch vỡ đá dăm:

$$0.902 \times 58.85 = 53.08 \text{ m}^3.$$

Định mức cát chứa (đánh đồng bằng thủ công) : $2 \text{ m}^3/\text{m}^2$ mặt bằng

$$\text{Diện tích bãi: } F = 1.2 \times (53.08/2) = 31.85 \text{ m}^2$$

Chọn diện tích bãi đá: $F = 21.2 \text{ m}^2$, đồ đồng hình tròn đường kính $D = 5 \text{ m}$;

$$\text{Chiều cao đồ đá } h = 1.5 \text{ m. (} V_{\text{đá}} = 31.8 \text{ m}^3 \text{)}$$

Nhận xét: Các bãi chứa cát và gạch chỉ tồn tại trên công trường khoảng 6 ngày (một ngày trước khi đổ BT và đổ trong 5 ngày). Do vậy trong suốt quá trình còn lại sử dụng diện tích đã tính toán được sử dụng làm bãi gia công cốppha, gia công cốt thép cho công trường.

10.3.8. Diện tích bãi chứa gạch

Khối lượng gạch phục vụ cho thi công trên công trường là tương đối lớn. Công tác này cần tính toán kỹ để có kế hoạch cung ứng hợp lý. Xong do giới hạn thời gian đồ án nên em chỉ bố trí theo ước lượng bãi chứa gạch.

$$\text{Định mức xếp: } D_{\text{max}} = 700 \text{ v/m}^2$$

Chọn $F = 24 \text{ m}^2$, bố trí bãi gạch xung quanh cần trục tháp thuận tiện cho việc vận chuyển lên các tầng trên cao. Chiều cao xếp gạch $h = 1.5 \text{ m}$

10.3.9. Lán trại

Căn cứ tiêu chuẩn nhà tạm trên công trường:

- Nhà bảo vệ (1 người): 10.5 m^2
- Nhà chỉ huy : 18 m^2
- Trạm y tế : $A.d = 80 \times 0.04 = 3.2 \text{ m}^2$. Thiết kế 10.5 m^2
- Nhà tắm : $4 \times 2.25 = 9 \text{ m}^2$ (2 phòng nam, 2 phòng nữ)
- Nhà Vệ sinh : $4 \times 2.25 = 9 \text{ m}^2$ (2 phòng nam, 2 phòng nữ)

Các loại lán trại che tạm:

- Lán che bãi để xe CN (Gara): 30 m^2
- Kho dụng cụ : 12 m^2
- Kho bảo hộ an toàn lao động: 12 m^2

10.3.10. Hệ thống điện thi công và sinh hoạt

a. Điện thi công

- Cần trục tháp HPCT : $P = 32 \text{ KW}$
- Máy đầm dùi PHV – 28 (2 máy): $P = 1,5 \times 2 = 3 \text{ KW}$
- Máy đầm bàn U7 (1 máy): $P = 2.0 \text{ KW}$
- Máy cưa: $P = 3.0 \text{ KW}$
- Máy hàn điện 75 Kg: $P = 20 \text{ KW}$

- Máy bơm nước: $P = 1.5 \text{ KW}$

b. Điện sinh hoạt

Điện chiếu sáng các kho bãi, nhà chỉ huy, y tế, nhà bảo vệ công trình, điện bảo vệ ngoài nhà.

b.1) Điện trong nhà:

<i>T</i>	<i>Nơi chiếu sáng</i>	<i>Định mức (W/m²)</i>	<i>Diện tích (m²)</i>	<i>P (W)</i>
	Nhà chỉ huy - y tế	15	10 + 6	240
	Nhà bảo vệ	15	12	180
	Ga-ra xe	5	30	150
	Xưởng chứa VK, cốt thép, Ximăng	5	16 + 24 + 22	310
	Xưởng gia công VL (VK, CT)	18	40	720
	Nhà vệ sinh+Nhà tắm	15	4x2.5 + 4x2.5	300

b.2) Điện bảo vệ ngoài nhà:

<i>T</i>	<i>Nơi chiếu sáng</i>	<i>Công suất</i>
	Đường chính	6 x 50 W = 300W
	Các kho, lán trại	6 x 75 W = 450W
	Bốn góc tổng mặt bằng	4 x 500 W = 2.000W
	Đèn bảo vệ các góc công trình	8 x 75 W = 600W

Tổng công suất dùng:

$$P = 1.1 \times \left(\sum \frac{k_1 \cdot P_1}{\cos \varphi} + \sum \frac{k_2 \cdot P_2}{\cos \varphi} + \sum k_3 \cdot P_3 + \sum k_4 P_4 \right)$$

Trong đó:

HẢI PHÒNG

+ 1,1: Hệ số tính đến hao hụt điện áp trong toàn mạng.

+ $\cos \varphi$: Hệ số công suất thiết kế của thiết bị.

Lấy $\cos \varphi = 0,68$ đối với máy trộn vữa bê tông, cần trục tháp, đầm dùi.....

$\cos \varphi = 0,65$ đối với máy hàn.

+ k_1, k_2, k_3, k_4 : Hệ số sử dụng điện không điều hoà.

($k_1 = 0.75$; $k_2 = 0.70$; $k_3 = 0.8$; $k_4 = 1.0$)

+ $\sum p_1, \sum p_2, \sum p_3, \sum p_4$ là tổng công suất các nơi tiêu thụ của các thiết

bị tiêu thụ điện trực tiếp, điện động lực, phụ tải sinh hoạt và thắp sáng.

Ta có: $P^T_1 = (0.75 \times 20) / 0.65 = 23.08$ KW

$P^T_2 = [0.7 \times (32 + 3 + 2 + 3 + 1.5)] / 0.68 = 39.63$ KW

$P^T_3 = 0$

$P^T_4 = [0.8 \times (0.24 + 0.18 + 0.15 + 0.31 + 0.72 + 0.3) + 1 \times (0.3 + 0.45 + 2 + 0.6)] / 1 = 4.87$

KW

Tổng công suất tiêu thụ: $P^T = 1.1 \times (23.08 + 39.63 + 0 + 4.87) = 74.34$ KW.

Công suất cần thiết của trạm biến thế:

$$S = (74.34 / 0.7) = 106.2 \text{ KW}$$

Nguồn điện cung cấp cho công trường lấy từ nguồn điện đang tải trên lưới cho thành phố.

c. Nước thi công và sinh hoạt

Nguồn nước lấy từ mạng cấp nước cho thành phố, có đường ống chạy qua vị trí XD của công trình.

*** Nước dùng trong thi công**

Do quá trình thi công các bộ phận của công trình dùng bê tông thương phẩm nên hạn chế việc cung cấp nước.

Nước dùng cho SX được tính với ngày tiêu thụ nhiều nhất là ngày đổ bê tông lót móng.

$$Q_1 = \frac{1.2 \sum A_i}{8 \times 3600} \cdot K_g \quad (l/s); \text{ Trong đó:}$$

A_i : đối tượng dùng nước thứ i (l/ngày)..

$K_g = 2.25$ Hệ số sử dụng nước không điều hoà trong giờ.

1,2 Hệ số xét tới một số loại điểm dùng nước chưa kể đến.

T	Các điểm dùng nước	Đ ơn vị	K.lượng /ngày	Địn h mức	A _i (l/ ngày)
	Trộn Bê tông lót móng	³ m	58.85/2=29 .43	300 l/m ³	88 29
					$\sum A_i = 8829$
l/ngày					

$$Q_1 = (1.2 \times 8829 \times 2.25) / (8 \times 3600) = 0.83 \text{ (l/s)}$$

*** Nước sinh hoạt tại công trường**

Dùng ăn uống, tắm rửa, khu vệ sinh...

$$Q_2 = \frac{N_{\max} \cdot B}{8.3600} \cdot K_g \text{ (l/s)}$$

Trong đó:

N_{max} : Số công nhân cao nhất trên công trường (N_{max} = 80 người).

B = 20 l/người: tiêu chuẩn dùng nước của 1 người trong 1 ngày ở công trường.

K_g : Hệ số sử dụng không điều hoà giờ (K_g = 2)

$$Q_2 = \frac{80 \times 20 \times 2}{8 \times 3600} = 0.11 \text{ (l/s)}$$

*** Xác định lưu lượng nước cứu hỏa**

Theo quy định: Q₃ = 5 l/s

Lưu lượng nước tổng cộng:

$$Q_3 = 5 \text{ (l/s)} > (Q_1 + Q_2) = (0.83 + 0.11) = 0.94 \text{ (l/s)}$$

$$\begin{aligned} \text{Nên tính: } Q_{\text{Tổng}} &= 70\% \cdot [Q_1 + Q_2] + Q_4 \\ &= 0.7 \times 0.94 + 5 = 5.7 \text{ (l/s)} \end{aligned}$$

Đường kính ống dẫn nước vào nơi tiêu thụ:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q \cdot 1000}{\pi \cdot v}} = 70 \text{ (mm)}$$

Chọn đường kính ống D = 75mm.

Trên cơ sở tính toán sơ bộ một vài số liệu như trên, kết hợp với kiến thức đã học về tính đặc tính làm việc của các loại máy móc, em thực hiện bố trí tổng mặt bằng thi công của công trường .

10.4. AN TOÀN LAO ĐỘNG CHO TOÀN CÔNG TRƯỜNG

Trong điều kiện xây dựng nước ta đang từng bước cải tiến về công nghệ, chuyên môn hoá, hiện đại hoá trong công tác tổ chức, thi công xây dựng thì vấn đề an toàn lao động trở thành một yếu tố rất quan trọng, có ảnh hưởng trực tiếp đến tiến độ thi công và chất lượng công trình, bên cạnh đó an toàn lao động còn là một yếu tố hết sức quan trọng để bảo vệ sức khoẻ và tính mạng người công nhân. Vì vậy cần tuân thủ các nguyên tắc an toàn và vệ sinh lao động trong công trường. Đặc biệt lưu ý các vấn đề sau:

- Khám sức khỏe và học tập an toàn lao động: Đảm bảo mọi người trong công trường đều phải khám sức khỏe và học tập an toàn lao động. (Trong danh sách công nhân của các đội xây dựng có mục ghi ngày khám sức khỏe, đợt tập huấn an toàn lao động gần nhất).
 - An toàn khi thi công trên cao, cần chú ý các vấn đề:
 - Trang thiết bị bảo hộ lao động.
 - Khi làm việc trên cao phải có điểm tựa vững chắc.
 - Khi đi lại trên cao phải đúng tuyến, không đi lại trên tường, dầm.
 - Không được đi lại những nơi đang tiến hành công việc ở trên mà không có che chắn bảo vệ.
 - Hệ giàn dáo, sàn công tác phải chắc chắn, ổn định.
 - Sàn thao tác phải vững, không trơn trượt, sàn cao từ 1,5m trở lên so với sàn hay nền phải có lan can. Lan can an toàn có chiều cao tối thiểu 1m so với sàn công tác.
 - Có thang lên xuống giữa các tầng.
 - Nên sử dụng bộ dàn giáo - thang - lưới có thiết kế điển hình, được chế tạo sẵn.
 - Giăng hệ lưới bảo vệ xung quanh công trình.
 - Tuân theo các yêu cầu kỹ thuật khi sử dụng và lắp đặt, tháo dỡ:
 - Mặt đất dàn giáo tựa lên phải bằng phẳng, không lún sụt, thoát nước tốt.
 - Các thanh cột hoặc khung dàn giáo phải thẳng.
 - Các thanh giằng neo phải đủ theo yêu cầu thiết kế.
 - Chân dàn giáo phải lót chống lún.
 - Giữa sàn thao tác và công trình để chừa khe hở không quá 5 cm (với công tác xây) và 20 cm (với công tác hoàn thiện).

HẢI PHÒNG

- Các thanh giáo console phải có cơ cấu neo bám chắc vào công trình, sàn công tác trên console cũng phải có lan can an toàn cao 1m.
- Khi dựng các thang tựa cần chú ý: nền phải bằng phẳng, ổn định chân thang, đảm bảo chống trượt. Chỉ được phép dựa thang nghiêng so với mặt nằm ngang một góc 45° đến 70° . Tổng chiều dài 1 phương thang không quá 5m.
- Chỉ sử dụng dàn giáo sau khi đã được nghiệm thu. Nội dung nghiệm thu gồm các vấn đề cơ bản: Kích thước, các thanh giằng, mức độ thẳng đứng, các cột giáo có đặt trên các tấm đệm gỗ không, có lún sụt không, sự chắc chắn của các mối liên kết, kiểm tra lan can an toàn.
- Theo dõi, hướng dẫn để không chế vật liệu trên dàn giáo không vượt qua khối lượng thiết kế.
 - An toàn khi thao tác điện, thao tác máy.
 - Tuyệt đối chấp hành nội qui trong công trường.

PHẦN 11: LẬP DỰ TOÁN

11.1. Cơ sở lập dự toán.

11.1.1. Các căn cứ lập trên cơ sở các tài liệu.

- Định mức dự toán xây dựng cơ bản đ- ợc các cơ quan có thẩm quyền xét duyệt ban hành.
- Bảng giá vật liệu xây dựng tại nguồn cung cấp ở thời điểm tính toán do các cơ quan có thẩm quyền ban hành tại thời điểm tính toán.
- Sơ đồ cung ứng vật liệu trong phạm vi tỉnh, thành phố (nếu lập đơn giá tỉnh, thành phố) hoặc sơ đồ cung ứng vật liệu cho công trình (nếu lập đơn giá công trình).
- Cự ly vận chuyển, cấp đ- ờng, ph- ơng tiện vận chuyển, vật liệu, c- ớc phí vận chuyển cho 1 tấn/km theo từng loại cấp đ- ờng, ph- ơng tiện vận chuyển vật liệu.
- Các định mức kinh tế kỹ thuật, định mức hao hụt vật liệu trong trung chuyển (nếu có), định mức lao động trong bốc xếp vật liệu.
- Bảng tiền l- ơng ngày công của công nhân xây lắp theo bậc thợ (bao gồm cả l- ơng cơ bản và các khoản phụ cấp l- ơng) bảng này do các ban đơn giá địa ph- ơng hoặc ban đơn giá công trình lập dựa trên các quy định của Bộ Lao Động Th- ơng Binh và Xã Hội và h- ớng dẫn cụ thể của Bộ Xây Dựng.
- Bảng đơn giá ca máy của các loại máy xây dựng do Bộ Xây Dựng ban hành. Những loại máy ch- a có đơn giá ca máy quy định thì ban đơn giá sẽ tính toán dựa trên tài liệu h- ớng dẫn của Bộ Xây Dựng.
- Các văn bản quy định của nhà n- ớc về định mức chi phí chung lãi và thuế.

11.1.2. Các căn cứ lập trên cơ sở thực tế công trình.

- Khối l- ợng căn cứ khối l- ợng đã tính trong hồ sơ thiết kế kỹ thuật công trình.
- Giá vật liệu, nhân công, ca máy đối với đ- ợc thiết lập trong phần mềm dự toán G8, version 2008.

- Thông t- của bộ xây dựng số 03/2008/TT-BXD ngày 25 tháng 1 năm 2008 h- óng dẫn điều chỉnh dự toán xây dựng công trình.
- Thông t- số 04/2005/TT-BXD h- óng dẫn việc lập và quản lý chi phí dự án đầu t- xây dựng công trình ngày 01 tháng 4 năm 2005 của bộ xây dựng.
- Thông t- số 05/2007/TT-BXD ngày 25/07/2007 của Bộ Xây dựng .H- óng dẫn lập và quản lý chi phí đầu t- xây dựng công trình.
- Thông t- số 32/2007/TT-BTC ngày 9/4/2007 h- óngs dẫn thi hành nghị định số 158/1003/NQ-CP ngày 10/12/2003, nghị định số 148/2004/ND-CP ngày 23/7/2004 và nghị định số 156/2005/ND-CP ngày 15/12/2005 của chính phủ quy định chi tiết thi hành luật sửa đổi, bổ xung một số điều của luật thuế giá trị gia tăng.
- Căn cứ định mức dự toán Xây dựng công trình số 24/2005/QĐ-BXD ngày 29/07/2005 của Bộ tr- ởng Bộ Xây dựng.
- Căn cứ Định mức dự toán Lắp đặt công trình số 33/2005/QĐ-BXD ngày 4/10/2005 của Bộ tr- ởng Bộ Xây dựng.
- Căn cứ định mức dự toán khảo sát công trình số 28/2005/QĐ-BXD ngày 10/08/2005 của Bộ tr- ởng Bộ Xây dựng.
- Quyết định số 1751/2007/QĐ-BXD ngày 14/08/2007 của Bộ tr- ởng Bộ Xây dựng về định mức chi phí quản lý dự án và t- vấn đầu t- xây dựng công trình.

11.2. Lập bảng dự toán chi tiết và bảng tổng hợp kinh phí cho một hạng mục

BẢNG DỰ TOÁN HẠNG MỤC CÔNG TRÌNH
CÔNG TRÌNH : CHUNG CỬ CAO CẤP HO NG CƯỜNG PLAZA

STT	Mã CV	Tên công việc/ Công thức hao phí	Đơn vị	Khối lượng	Đơn giá			Thành tiền		
					Vật liệu	Nhân công	Máy	Vật liệu	Nhân công	Máy
	HM	PHẦN MÓNG								
1	AC.26223	ép tróc cọc BTCT dài cọc >4m, KT 40x40cm, Đất C2	100m	75,6000		2.045.270	10.197.774		154.622.412	770.951.714
2	AB.25312	Đào móng bằng máy đào < 0, 8m ³ , đất C2	100m ³	128,8000		73.051	411.815		9.408.969	53.041.772
3	AB.11432	Đào móng cột, trụ, hố kiểm tra bằng thủ công, rộng >1m, sâu <=1m, đất C2	m ³	32,1000		36.057			1.157.430	
4	AA.22211	Phá dỡ kết cấu bằng máy khoan: Bê tông, cốt thép	m ³	2,3000	17.142	102.500	93.970	39.427	235.750	216.131
5	AF.11111	Bê tông lót móng, rộng <=250cm, đổ bằng thủ công, M100, PC30, đá 4x6	m ³	49,7500	268.791	66.495	14.040	13.372.352	3.308.126	698.490
6	AF.61110	Lắp dựng cốt thép móng, ĐK thép <=10mm	tấn	3,4000	7.977.825	574.407	27.204	27.124.605	1.952.984	92.494
7	AF.81111	Ván khuôn gỗ móng dài, bệ máy	100m ²	39,7000	2.000.305	690.608		79.412.109	27.417.138	
8	AF.31125	Bê tông móng, Chiều rộng >50cm, đổ bằng máy bơm BT tự hành, M300, PC30, đá 1x2	m ³	231,3000	512.263	56.662	72.150	118.486.432	13.105.921	16.688.295
9	AF.81111	Ván khuôn gỗ móng dài, bệ máy	100m ²	39,7000	2.000.305	690.608		79.412.109	27.417.138	
10	AB.22124	Đào san đất trong phạm vi <=50m bằng máy ủi <=110CV	100m ³	808,0000			585.768			473.300.544
	THM	TỔNG CỘNG :						317.847.034	238.625.868	1.314.989.440

BẢNG PHÂN TÍCH VẬT TƯ

CÔNG TRÌNH : CHUNG CƯ CAO CẤP HO NG CƯỜNG PLAZA

HẠNG MỤC : PHẦN MÓNG

STT	Mã CV	Tên công việc	Đơn vị	K.Lượng/ H.P.Đ.M	Tổng HP
1	AC.26223	ép trục cọc BTCT dài cọc >4m, KT 40x40cm, Đất C2	100m	75,6000	
		<i>Vật liệu</i>			
		+ Cọc bê tông 40x40cm	m	101,0000	7.635,6000
		+ Vật liệu khác	%	1,0000	75,6000
		<i>Nhân công</i>			
		+ Nhân công bậc 3,7/7 (A1.8 - nhóm 1)	công	39,1000	2.955,9600
		<i>Máy thi công</i>			
		+ Máy ép cọc >150T	ca	7,7700	587,4120
		+ Cần trục bánh xích 10T	ca	7,7700	587,4120
		+ Máy khác	%	3,0000	226,8000
2	AB.25312	Đào móng bằng máy đào < 0, 8m3, đất C2	100m ³	128,8000	
		<i>Nhân công</i>			
		+ Nhân công bậc 3,0/7 (A1.8 - nhóm 1)	công	1,5600	200,9280
		<i>Máy thi công</i>			
		+ Máy đào <=0,8m ³	ca	0,3280	42,2464
		+ Máy ủi <=110CV	ca	0,0360	4,6368

3	AB.11432	Đào móng cột, trụ, hố kiểm tra bằng thủ công, rộng >1m, sâu <=1m, đất C2	m3	32,1000	
		<i>Nhân công</i>			
		+ Nhân công bậc 3,0/7 (A1.8 - nhóm 1)	công	0,7700	24,7170
4	AA.22211	Phá dỡ kết cấu bằng máy khoan: Bê tông, có cốt thép	m3	2,3000	
		<i>Vật liệu</i>			
		+ Que hàn	kg	1,5000	3,4500
		<i>Nhân công</i>			
		+ Nhân công bậc 3,5/7 (A1.8 - nhóm 1)	công	2,0200	4,6460
		<i>Máy thi công</i>			
		+ Máy khoan bê tông <=1,5Kw	ca	1,0500	2,4150
		+ Máy hàn điện 23Kw	ca	0,2300	0,5290
5	AF.11111	Bê tông lót móng, rộng <=250cm, đổ bằng thủ công, M100, PC30, đá 4x6	m3	49,7500	
		<i>Vật liệu</i>			
		+ Đá 4x6 cm	m3	0,9363	46,5809
		+ Cát vàng	m3	0,5315	26,4421
		+ Nớc	lít	169,9500	8.455,0125
		+ Xi măng PC30	kg	200,8500	9.992,2875
		<i>Nhân công</i>			
		+ Nhân công bậc 3,0/7 (A1.8 - nhóm 1)	công	1,4200	70,6450
		<i>Máy thi công</i>			
		+ Máy trộn bê tông 250 lít	ca	0,0950	4,7263
		+ Máy đầm bàn 1Kw	ca	0,0890	4,4278
6	AF.61110	Lắp dựng cốt thép móng, ĐK thép <=10mm	tấn	3,4000	

		<i>Vật liệu</i>			
		+ Dây thép	kg	21,4200	72,8280
		+ Thép tròn d <=10mm	kg	1.005,0000	3.417,0000
		<i>Nhân công</i>			
		+ Nhân công bậc 3,5/7 (A1.8 - nhóm 1)	công	11,3200	38,4880
		<i>Máy thi công</i>			
		+ Máy cắt uốn thép 5Kw	ca	0,4000	1,3600
7	AF.81111	Ván khuôn gỗ móng dài, bệ máy	100m2	39,7000	
		<i>Vật liệu</i>			
		+ Đinh	kg	12,0000	476,4000
		+ Gỗ đà nẹp	m3	0,0865	3,4341
		+ Gỗ chống	m3	0,4590	18,2223
		+ Gỗ ván (cả nẹp)	m3	0,7920	31,4424
		+ Vật liệu khác	%	1,0000	39,7000
		<i>Nhân công</i>			
		+ Nhân công bậc 3,5/7 (A1.8 - nhóm 1)	công	13,6100	540,3170
8	AF.31125	Bê tông móng, Chiều rộng >50cm, đổ bằng máy bơm BT tự hành, M300, PC30, đá 1x2	m3	231,3000	
		<i>Vật liệu</i>			
		+ Đinh	kg	0,1220	28,2186
		+ Đinh đĩa	cái	0,6030	139,4739
		+ Gỗ ván cầu công tác	m3	0,0150	3,4695
		+ Bê tông M300, PC30, đá 1x2 - Độ sụt 14-17 cm	m3	1,0150	234,7695
		+ Vật liệu khác	%	1,0000	231,3000
		<i>Nhân công</i>			

		+ Nhân công bậc 3,0/7 (A1.8 - nhóm 1)	công	1,2100	279,8730
		<i>Máy thi công</i>			
		+ Xe bơm bê tông 50m ³ /h	ca	0,0330	7,6329
		+ Máy đầm dùi 1,5Kw	ca	0,0890	20,5857
		+ Máy khác	%	1,0000	231,3000
9	AF.81111	Ván khuôn gỗ móng dài, bệ máy	100m ²	39,7000	
		<i>Vật liệu</i>			
		+ Đinh	kg	12,0000	476,4000
		+ Gỗ đà nẹp	m ³	0,0865	3,4341
		+ Gỗ chống	m ³	0,4590	18,2223
		+ Gỗ ván (cả nẹp)	m ³	0,7920	31,4424
		+ Vật liệu khác	%	1,0000	39,7000
		<i>Nhân công</i>			
		+ Nhân công bậc 3,5/7 (A1.8 - nhóm 1)	công	13,6100	540,3170
10	AB.22124	Đào san đất trong phạm vi <=50m bằng máy ủi <=110CV	100m ³	808,0000	
		<i>Máy thi công</i>			
		+ Máy ủi <=110CV	ca	0,6760	546,2080

BẢNG TỔNG HỢP KINH PHÍ HẠNG MỤC
CÔNG TRÌNH : CHUNG CƯ CAO CẤP HO NG CƯỜNG PLAZA
HẠNG MỤC : PHẦN MÓNG

ĐVT: Đồng

STT	KHOẢN MỤC CHI PHÍ	KÝ HIỆU	CÁCH TÍNH	THÀNH TIỀN
I	CHI PHÍ TRỰC TIẾP			
1	Chi phí vật liệu	VL	(A + CLNL)	317.820.871
	+ Cộng theo bảng THVT	A	Theo bảng tổng hợp vật t	317.820.871
	+ Bù giá nhiên liệu	CLNL	Theo bảng bù giá nhiên liệu	0
2	Chi phí nhân công (theo bảng THVT)	NC	238.627.233 x 1 x 1,44	343.623.216
3	Chi phí máy thi công (theo bảng THVT)	M	1.314.989.753 x 1 x 1,14	1.499.088.318
4	Chi phí trực tiếp khác	TT	(VL + NC + M) x1,5%	32.407.986
	Cộng chi phí trực tiếp	T	(VL + NC + M + TT)	2.192.940.391
II	CHI PHÍ CHUNG	C	T x 6%	131.576.423
III	THU NHẬP CHỊU THUẾ TÍNH TRƯỚC	TL	(T + C) x 5,5%	127.848.425
	Chi phí xây dựng trước thuế	G	T + C + TL	2.452.365.239
IV	THUẾ GIÁ TRỊ GIA TĂNG	GTGT	G x 10%	245.236.524
	Chi phí xây dựng sau thuế	Gst	G + GTGT	2.697.601.763
V	CHI PHÍ XÂY DỰNG NHÀ TẠM	Gxdnt	G x1% x (1 + 10%)	26.976.018
	TỔNG CỘNG (LÀM TRÒN)	Gxd	Gst + Gxdnt	<u>2.724.578.000</u>
<i>(Hai tỷ bảy trăm hai mươi triệu năm trăm bảy mươi tám ngàn đồng chẵn./.)</i>				

