

## MỞ ĐẦU

*Xây dựng, nâng cấp, hoàn thiện và hiện đại hoá cơ sở vật chất là một trong những nhiệm vụ khá quan trọng trong công cuộc hiện đại hoá, công nghiệp hoá nền kinh tế quốc dân, nhất là thời kỳ chúng ta đã gia nhập tổ chức thương mại thế giới WTO.*

*Hoàn thiện kiến trúc thương tầng, hệ thống luật pháp, thực hiện nền kinh tế mở Việt nam hiện nay đang cố gắng thoát khỏi nền kinh tế lạc hậu sau nhiều năm. Huy động vốn đầu tư từ trong và ngoài nước, bắt đầu xây dựng cơ sở hạ tầng, thay thế trang thiết bị, đổi mới công nghệ, liên doanh liên kết thúc đẩy phát triển nền kinh tế nhiều thành phần, nền kinh tế Việt nam đã và đang có nhiều thay đổi tốt đẹp dấu còn rất nhiều khó khăn.*

*Trong lĩnh vực xây dựng những năm qua chúng ta đã không ngừng thay đổi mạnh dạn đầu tư trang thiết bị máy móc, đào tạo kỹ thuật nhằm nâng cao năng lực sản xuất xây dựng, tiếp thu công nghệ hiện đại, vừa sản xuất vừa hoàn thiện, ngành xây dựng đã lớn mạnh lên rất nhiều. Nhiều công trình hiện đại đòi hỏi kỹ thuật sản xuất xây dựng cao đã được ngành hoàn thiện khá tốt, ban đầu là liên doanh với nước ngoài và phụ thuộc vào họ đến nay chúng ta đã có khả năng thiết kế thi công nhiều công trình trong nước không thực hiện được như: nhà cao tầng, cầu đường, nhà máy. Cạnh tranh được với các hãng, công ty xây dựng nước ngoài thắng thầu nhiều công trình quan trọng trong và ngoài nước, thực hiện sản xuất xây dựng với công nghệ chất lượng cao, tiết kiệm được vốn đầu tư xây dựng cơ bản, bắt đầu đáp ứng được nhu cầu trong nước và hoàn thiện cơ sở vật chất. Tuy nhiên, trong sự phát triển chúng ta cần phải luôn tìm hiểu, nghiên cứu và không ngừng trang bị kỹ thuật để bắt kịp với công nghệ hiện đại trên thế giới bởi đây vẫn là một vấn đề còn rất mới mẻ và còn khá nhiều thách thức với chúng ta – những người làm xây dựng.*

*Cũng như nhiều sinh viên khác, đồ án tốt nghiệp của em là tìm hiểu, nghiên cứu và thử tính toán nhà cao tầng. Sau khi nghiên cứu hồ sơ kiến trúc em đã sử dụng giải pháp kết cấu chính của công trình là khung bê tông cốt thép toàn khối (hệ chịu lực khung).*

*Do trình độ và thời gian có hạn nên chắc chắn sẽ có nhiều sai sót. Em rất mong được sự chỉ bảo của các thầy cô để giúp em nâng cao hiểu biết và có hướng giải quyết một cách tốt hơn.*

*Trong quá trình thực hiện đồ án tốt nghiệp em đã được sự chỉ bảo tận tình của các thầy giáo*

*Thầy giáo: PGS.TS. LÊ THANH HUẤN; PGS.TS. NGUYỄN ĐÌNH THÁM.*

*Em xin được tỏ lòng biết ơn chân thành đến ban giám hiệu trường ĐH DL Hải Phòng khoa XDD và CN trong suốt 5 năm học vừa qua, đặc biệt là các thầy đã hết lòng chỉ bảo cho em hoàn thành đồ án này.*

Hải Phòng, ngày 15 tháng 1 năm 2015

Sinh viên: Nghiêm Văn Hưng

**PHẦN 1**  
**KIẾN TRÚC**  
**(10%)**

**GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN: PGS.TS. LÊ THANH HUẤN**

**SINH VIÊN THỰC HIỆN: NGHIÊM VĂN HƯNG**

## **CHƯƠNG 1: GIỚI THIỆU VỀ CÔNG TRÌNH**

Công trình thiết kế là Trụ sở công an quận Ba Đình nằm ở đường Điện Biên Phủ- Ba Đình- Hà Nội

Công trình được xây dựng nhằm mục đích chính là trụ sở thường trực của lực lượng công an quận Ba Đình- Hà Nội. Đây là nơi làm việc, xử lý đơn khiếu nại, các giấy tờ quan trọng cần công an cấp phép, là nơi đóng quân của lực lượng phản ứng nhanh của quận, trực tiếp giải quyết các vấn đề an ninh trật tự trong địa bàn quận.

Công trình được xây dựng tại thành phố Hà Nội, nằm trong khu đất có mặt bằng rộng được thành phố quy hoạch, bao gồm các cơ quan hành chính, văn hoá, thể thao. Đây là một trong những trung tâm kinh tế phát triển nhất cả nước đồng thời cũng là nơi dễ phát sinh các vấn đề về mất trật tự hay nhu cầu giải quyết giấy tờ, đơn khiếu nại... Do đó nhằm đảm bảo các yêu cầu trên thì việc xây dựng trụ sở công an là cần thiết

Quy mô công trình: toàn bộ công trình có diện tích là: 536 m<sup>2</sup>

Vị trí tự nhiên của khu đất: + Phía tây giáp đường Tôn Thất Đàm  
+ Phía nam giáp đường Điện Biên Phủ

Công trình gồm 7 tầng. Tầng 1 có một sảnh lớn và một sảnh phụ, các tầng còn lại gồm các phòng có chức năng phòng làm việc, phòng lưu trữ hồ sơ và hội trường. Ngoài ra công trình còn có 1 cầu thang máy và 2 cầu thang bộ nhằm đảm bảo sự đi lại và thoát nạn khi có sự cố xảy ra

Công suất công trình :Là loại nhà cao tầng trong khu vực có đầy đủ tiện xã hội đảm bảo được nhu cầu của tốc độ đô thị hoá của thành phố Hà Nội. Còn về cấp công trình là nhà nhiều tầng loại 2 (cao dưới 75m)

## CHƯƠNG 2: GIẢI PHÁP THIẾT KẾ

Dựa vào chức năng cũng như nhiệm vụ mà công trình có giải pháp thiết kế sao cho hài hoà trong tổng thể và phù hợp với khu vực chung. Các giải pháp thiết kế được đưa ra là:

### **2.1: Giải pháp mặt bằng.**

- Với chức năng là trụ sở công an, mặt bằng công trình được bố trí phù hợp với hình dáng khu đất và công năng của công trình.
- Mặt bằng công trình được bố trí hình chữ nhật và được ngăn cách bằng các phòng ngăn gạch.
- Do tính chất của công trình, nên công trình được bố trí 2 cầu thang bộ tạo thuận tiện cho việc đi lại giữa các tầng, đề phòng khi sự cố mất điện và thoát nạn khi cháy xảy ra.
- Cầu thang máy và cầu thang bộ được bố trí gần nhau và gần hành lang ở trung tâm ngôi nhà nhằm giảm thời gian đi lại.
- Ở giữa công trình bố trí hành lang nhằm tạo điều kiện đi lại giữa các phòng ban.

### **2.2: Giải pháp cấu tạo mặt cắt.**

- Tầng 1 dùng làm sảnh và các phòng tiếp dân, phòng làm việc có chiều cao 4,5m.
- Các tầng còn lại cao 3,6 m, tầng tum cao 4,5 m.
- Hệ thống cột được bố trí với bước cột là 3,6 m và 7,2m, nhịp cột được bố trí không đều nhau với các khoảng cách là: 8,1m và 2,4m.
- Sự chênh lệch về bước cột, nhịp và độ cao các tầng do yêu cầu sử dụng và yêu cầu kiến trúc.

### **2.3: Giải pháp thiết kế mặt đứng, hình khối không gian công trình.**

- Mặt đứng của công trình được bố trí hài hoà cân đối tạo cảm giác không gian, kiểu kiến trúc mái tạo cảm giác khoẻ, trẻ. Mặt đứng của công trình được tạo bởi sự không đồng đều về kích thước tạo cho công trình sinh động hài hoà, tránh được cảm giác đơn điệu, nhàm chán.
- Tầng 1,2 có kiểu kiến trúc hiện đại mái cong côngxôn và dây treo.
- Tầng 3 đến tầng 7 được thiết kế phẳng đối xứng hiện đại.
- Kiến trúc của công trình còn phù hợp với một khu liên hợp các hoạt động và công trình lân cận.
- Bố trí hành lang giữa, thông gió xuyên phòng, kích thước cửa đi và cửa sổ được lựa chọn phù hợp với tính toán để đảm bảo lưu thông gió qua lỗ cửa. Bên cạnh đó còn tận dụng cầu thang làm giải pháp thông gió và tản nhiệt theo phương đứng

### **2.4: Các chi tiết liên quan đến hệ thống kỹ thuật của tòa nhà.**

- Công trình được thiết kế đảm bảo tính thẩm mỹ cao, phù hợp với yêu cầu sử dụng, thuận tiện khi bố trí các hệ thống ống kỹ thuật chạy trong nhà. Hệ thống ống kỹ thuật dùng để đổ rác được bố trí gần cầu thang máy và cầu thang bộ, thuận tiện khi đổ rác. Hệ thống điện nước được bố trí ở khu vệ sinh đảm bảo thu nước và cung cấp nước thuận tiện.

### **2.5: Giải pháp kỹ thuật.**

#### **2.5.1: Giải pháp về thông gió và chiếu sáng.**

- Công trình nằm ở vị trí thuận lợi, tạo điều kiện cho thông gió và chiếu sáng tự nhiên.
- Để đảm bảo điều kiện chiếu sáng tự nhiên, các ô cửa được bố trí rộng, các phòng đều có cửa kính lớn.
- Phần hành lang ở giữa để đảm bảo ánh sáng tự nhiên, ở hai đầu hành lang không xây phòng mà làm bằng ô cửa kính.

- Ngoài các cửa kính lớn còn bố trí hệ thống đèn, quạt đảm bảo cho việc chiếu sáng, thông gió đ-ợc dễ dàng
- Chiếu sáng nhân tạo công trình phải giải quyết ba bài toán cơ bản sau:
  - + Bài toán công năng: nhằm đảm bảo đủ ánh sáng cho các công việc cụ thể, phù hợp chức năng của nội thất
  - + Bài toán nghệ thuật kiến trúc: nhằm tạo đ-ợc một ấn t-ợng thẩm mỹ của nghệ thuật kiến trúc và vật tr-ợng bày trong nội thất
  - + Bài toán kinh tế: nhằm xác định các ph-ợng án tối - u của giải pháp chiếu sáng nhằm thỏa mãn cả công năng và nghệ thuật kiến trúc
- Tổ chức chiếu sáng hợp lý để đạt đ-ợc sự thích ứng tốt nhất của mắt. Ta có thể sử dụng các cách sau:

+ Cửa lấy sáng (tum thang )

+ H-ớng cửa sổ ,vị trí cửa sổ ,chiều dài và góc nghiêng của ô văng ,lanh tô...

+ Chiều rộng phòng, hành lang, cửa mái ...

*2.5.2: Hệ thống giao thông trong công trình.*

- Hệ thống giao thông theo ph-ợng đứng và ph-ợng ngang của công trình đ-ợc bố trí thuận lợi, hành lang ở giữa và sảnh phục vụ theo ph-ợng ngang, hai cầu thang bộ và một cầu thang máy đảm bảo di chuyển theo ph-ợng đứng.
- 2 cầu thang bộ còn phục vụ khi sự cố xảy ra nh- mất điện nhằm thoát ng-ời nhanh nhất.

- Trong các phòng đ-ợc bố trí các vách ngăn để đảm bảo sự đi lại giữa các chỗ làm việc trong một phòng. Với phòng làm việc có kích th-ớc lớn thì bố trí nội thất chỗ làm việc hài hoà đảm bảo sự đi lại trong phòng.

- Từ tầng một lên tầng trên đ-ợc giao thông đi lại bằng thang máy hoặc bằng thang bộ đ-ợc bố trí gần thang máy và ở vị trí đầu nhà

- Còn các phòng đ-ợc giao thông đi lại với nhau thông qua một hành lang chính đ-ợc bố trí ở giữa nhà.

*2.5.3: Hệ thống cấp thoát n-ớc.*

- Đảm bảo nguồn n-ớc đầy đủ th-ờng xuyên, hệ thống cấp n-ớc của nhà đ-ợc lấy từ hệ thống cấp n-ớc của thành phố, ngoài ra để đảm bảo đủ n-ớc sử dụng khi mất điện, mất n-ớc, cung cấp n-ớc chữa cháy ở mái có đặt thêm 2 két nước

- Các hệ thống khu vệ sinh đ-ợc bố trí ở hai đầu nhà đảm bảo sự thuận lợi cho các cán bộ công nhân viên chức trong công ty và các khách đến viện và thuận tiện cho việc thoát n-ớc thải sinh hoạt

- Còn hệ thống thoát n-ớc m-a đ-ợc thu vào các rãnh và đ-ợc đ-a ra hệ thống thoát n-ớc thải thành phố bằng hệ thống thu gom n-ớc là các rãnh máng n-ớc đ-ợc đ-a vào các ống nhựa chôn trong t-ờng.

*2.5.4: Hệ thống điện phục vụ.*

- Hệ thống điện đ-ợc lấy từ hệ thống điện của thành phố qua trạm biến áp nội bộ, các dây dẫn điện trong nhà đ-ợc bố trí đi ngầm đảm bảo tính thẩm mỹ cao.

*2.5.5: Thông tin liên lạc :*

- Có hệ thống dây thông tin liên lạc với mạng viễn thông chung của cả n-ớc. Dây dẫn đặt ngầm kết hợp với hệ thống điện .Bố trí hợp lý và khoa học .Dây ăng ten đ-ợc đặt là dây đồng trục chất l-ợng cao .

*2.5.6: Hệ thống chống sét, chống cháy.*

- Công trình này l-u trữ nhiều giấy tờ, tài liệu, máy tính do đó việc chống sét là rất cần thiết, hệ thống cột thu lôi và dây chống sét đ-ợc bố trí theo qui phạm.

**PHẦN 2**

**KẾT CẤU**

**(45%)**

**Giáo viên hướng dẫn: PGS.TS. LÊ THANH HUẤN**

## CHƯƠNG 1: SƠ BỘ CÁC PHƯƠNG ÁN KẾT CẤU.

### 1.1: Các giải pháp kết cấu

Theo các dữ liệu về kiến trúc nh- hình dáng, chiều cao nhà, không gian bên trong yêu cầu thì các giải pháp kết cấu có thể là:

#### 1.1.1: Hệ t-ờng chịu lực.

Trong hệ này các cấu kiện thẳng đứng chịu lực của nhà là các t-ờng phẳng. Tải trọng ngang truyền đến các tấm t-ờng qua các bản sàn. Các t-ờng cứng làm việc nh- các công xon có chiều cao tiết diện lớn. Giải pháp này thích hợp cho nhà có chiều cao không lớn và yêu cầu về không gian bên trong không cao (không yêu cầu có không gian lớn bên trong), nhà có quy mô nhỏ.

#### 1.1.2: Hệ khung chịu lực.

Hệ này đ-ợc tạo thành từ các thanh đứng và thanh ngang là các dầm liên kết cứng tại chỗ giao nhau gọi là các nút khung. Các khung phẳng liên kết với nhau qua các thanh ngang tạo thành khung không gian. Hệ kết cấu này khắc phục đ-ợc nh-ợc điểm của hệ t-ờng chịu lực. Nh-ợc điểm chính của hệ kết cấu này là kích th-ớc cấu kiện lớn.

#### 1.1.3: Hệ lõi chịu lực.

Lõi chịu lực có dạng vỏ hộp rỗng, tiết diện kín hoặc hở có tác dụng nhận toàn bộ tải trọng tác động lên công trình và truyền xuống đất. Hệ lõi chịu lực có khả năng chịu lực ngang khá tốt và tận dụng đ-ợc giải pháp vách cầu thang là vách bê tông cốt thép. Tuy nhiên để hệ kết cấu thực sự tận dụng hết tính -u việt thì hệ sàn của công trình phải rất dày và phải có biện pháp thi công đảm bảo chất l-ợng vị trí giao nhau giữa sàn và vách.

#### 1.1.4: Hệ hộp chịu lực.

Hệ này truyền tải theo nguyên tắc các bản sàn đ-ợc gối vào kết cấu chịu tải nằm trong mặt phẳng t-ờng ngoài mà không cần các gối trung gian bên trong. Giải pháp này thích hợp cho các công trình cao cực lớn (th-ờng trên 80 tầng).

=> Qua phân tích một cách sơ bộ nh- trên ta nhận thấy mỗi hệ kết cấu cơ bản của nhà cao tầng đều có những -u, nh-ợc điểm riêng. Với công trình này do có chiều cao vừa phải ( $\approx 30m$ ), chuyển vị ngang của công trình là không đáng kể, và yêu cầu không gian linh hoạt cho các văn phòng nên ta chọn giải pháp *hệ khung chịu lực*. Với giải pháp này, các biện pháp thi công đ- a ra đơn giản hơn nhiều so với hệ lõi chịu lực.

### 1.2: Giải pháp kết cấu sàn.

#### 1.2.1: Với sàn nắm.

Ưu điểm của sàn nắm là chiều cao tầng giảm nên cùng chiều cao nhà sẽ có số tầng lớn hơn, đồng thời cũng thuận tiện cho thi công. Tuy nhiên để cấp n-ớc và cấp điện điều hoà ta phải làm trần giả nên -u điểm này không có giá trị cao.

Nh-ợc điểm của sàn nắm là khối l-ợng bê tông lớn dẫn đến giá thành cao và kết cấu móng nặng nề, tốn kém. Ngoài ra d-ới tác dụng của gió động và động đất thì khối l-ợng tham gia dao động lớn  $\Rightarrow$  Lực quán tính lớn  $\Rightarrow$  Nội lực lớn làm cho cấu tạo các cấu kiện nặng nề kém hiệu quả về mặt giá thành cũng nh- thẩm mỹ kiến trúc .

#### 1.2.2: Với sàn s-òn.

Do độ cứng ngang của công trình lớn nên khối l-ợng bê tông khá nhỏ  $\Rightarrow$  Khối l-ợng dao động giảm  $\Rightarrow$  Nội lực giảm  $\Rightarrow$  Tiết kiệm đ-ợc bê tông và thép. Cũng do độ cứng công trình khá lớn nên chuyển vị ngang sẽ giảm tạo tâm lí thoải mái cho khách .

Nh- ọc điểm của sàn s- ờn là chiều cao tầng lớn và thi công phức tạp hơn ph- ơng án sàn nấm tuy nhiên đây cũng là ph- ơng án khá phổ biến do phù hợp với điều kiện kỹ thuật thi công hiện nay của các công ty xây dựng .

1.2.3: Với sàn ô cờ.

Tuy khối l- ượng công trình là nhỏ nhất nh- ng rất phức tạp khi thi công lắp ván khuôn ,đặt cốt thép, đổ bê tông ,nên ph- ơng án này không khả thi.

⇒ Qua phân tích, so sánh em chọn ph- ơng án dùng sàn s- ờn.

**1.3: Vật liệu sử dụng.**

Nhà cao tầng th- ờng sử dụng vật liệu là kim loại hoặc bê tông cốt thép. Công trình làm bằng kim loại có - u điểm là độ bền cao, công trình nhẹ, đặc biệt là có tính dẻo cao do đó công trình khó sụp đổ hoàn toàn khi có địa chấn. Tuy nhiên thi công nhà cao tầng bằng kim loại rất phức tạp, giá thành công trình cao và việc bảo d- ỡng công trình khi đã đ- a vào khai thác là rất khó khăn trong điều kiện khí hậu n- ớc ta.

Công trình bằng bê tông cốt thép có nh- ọc điểm là nặng nề, kết cấu móng lớn, nh- ng khắc phục đ- ợc các nh- ọc điểm trên của kết cấu kim loại và đặc biệt là phù hợp với điều kiện kỹ thuật thi công hiện nay của n- ớc ta.

Qua phân tích trên chọn vật liệu bê tông cốt thép cho công trình(theo quy chuẩn 356-2005: Kết cấu bê tông cốt thép).

Vật liệu: BT B20 có  $R_b = 115 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$  ;  $R_{bt} = 9,0 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$ .

Thép <  $\phi 10$  : Dùng loại AI có:  $R_s = 2250 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$ ;  $R_{sw} = 1750 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$ .

Thép >  $\phi 10$  : Dùng loại AII có:  $R_s = 2800 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$ ;  $R_{sw} = 2250 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$ .

**1.4. Chọn sơ bộ kích th- ớc cấu kiện.**

1.4.1: Chiều dày sàn.

Chiều dày  $h_b$  của bản chọn phụ thuộc chủ yếu vào nhịp bản (chiều dài  $l_1$ , tải trọng tác dụng lên bản và liên kết. Có thể chọn sơ bộ  $h_b$  theo công thức:

$$h_b = \frac{D \cdot l_1}{m} \tag{1.1}$$

Trong đó:  $l_1$  - Nhịp bản;

D -Hệ số phụ thuộc tải trọng tác dụng lên bản,  $D = 0,8 \div 1,4$ ;

m - Hệ số phụ thuộc liên kết của bản: với bản kê bốn cạnh  $m=35 \div 45$ ,  
với bản loại dầm  $m=30 \div 35$ .

Chiều dày của bản  $h_b$  nên chọn là bội số của 10(mm).

Xét tỷ số  $\frac{l_2}{l_1} = \frac{4050}{3600} = 1,125 < 2$  vậy bản đ- ợc tính nh- bản kê bốn cạnh (bản làm

việc theo hai ph- ơng).

Với bản kê 4 cạnh:  $m = 45$ ,  $l = 3600$ ;  $D = 1,1$

$$\Rightarrow h_b = \frac{1,1 \cdot 3600}{45} = 88; \text{ Vậy chọn } h_b = 10(\text{cm})$$

1.4.2: Dầm chính.

a. Dầm chính nhịp AB, CD:

$$h_{dc} = \left( \frac{1}{8} \div \frac{1}{12} \right) \cdot l = \left( \frac{1}{8} \div \frac{1}{12} \right) \cdot 8100 = 1013 \div 675 \tag{1.2}$$

$$b_{dc} = 0,3 \div 0,5 \cdot h_{dc}$$

chọn  $h_{dc} = 750(\text{mm})$

$b_{dc} = 300(\text{mm})$



b. Dầm chính nhịp BC:

$$h_{dc} = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right) \cdot l = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right) \cdot 2400 = 300 \div 200$$

$$b_{dc} = 0,3 \div 0,5 \cdot h_{dc}$$

chọn  $h_{dc} = 400(mm)$

$b_{dc} = 220(mm)$

1.4.3: Dầm phụ.

$$h_{dp} = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{20}\right) \cdot l = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{20}\right) \cdot 3600 = 300 \div 180 \tag{1.3}$$

$$b_{dp} = 0,3 \div 0,5 \cdot h_{dp}$$

Chọn  $h_{dp} = 300(mm)$

$b_{dp} = 220(mm)$

1.4.4: Tiết diện cột.

Chọn sơ bộ kích thước cột theo công thức:

$$A_{yc} = (1,2 \div 1,5) N / R_b \tag{1.4}$$

Trong đó: N - lực nén lớn nhất tác dụng lên chân cột

$R_b$  - cường độ tính toán của bê tông

Tính toán sơ bộ lực nén lớn nhất tác dụng lên chân cột tầng 1:

$$N = S \cdot q \cdot n \tag{1.5}$$

Trong đó: S - diện tích chịu tải của cột,  $S = 3,6 \cdot (4,05 + 1,2) = 18,9(m^2)$

q - tải trọng phân bố một tầng, lấy sơ bộ  $q = 1(T/m^2)$

n - số tầng, có  $n = 7$

Vậy  $N = 18,9 \cdot 7 \cdot 1000 = 132300(kG)$ .

$$A_{yc} = (1,2 \div 1,5) \frac{132300}{115} = (1380 \rightarrow 1725) cm^2$$

Chọn  $b = 300(mm)$ ,  $h = (1,5 \div 3) \cdot b = (1,5 \div 3) \cdot 300 = (450 \div 900)mm$

Chọn  $h = 500(mm)$ .

Vậy ta chọn tiết diện cột trên các tầng nh- sau:

Nhịp biên trục A, D Tầng 1, 2, 3, 4:  $400 \times 300 (mm)$ .

Nhịp biên trục A, D Tầng 5, 6, 7 tum:  $300 \times 300 (mm)$ .

Nhịp giữa trục B, C Tầng 1, 2, 3, 4:  $500 \times 300 (mm)$ .

Nhịp giữa trục B, C Tầng 5, 6, 7 tum:  $350 \times 300 (mm)$

**1.5: Xác định tải trọng bản thân các cấu kiện.**

Tính tải bao gồm trọng lượng bản thân các kết cấu nh- cột, dầm, sàn và tải trọng do t-ờng, vách kính đặt trên công trình. Khi xác định tĩnh tải riêng, tải trọng bản thân của các phần tử cột và dầm sẽ đ-ợc phần mềm Sap 2000 tự động cộng vào khi khai báo hệ số trọng lượng bản thân.

Tải trọng hoạt tải ng-ời và thiết bị trên sàn các tầng đ-ợc lấy theo bảng mẫu của tiêu chuẩn TCVN: 2737-95

Với tĩnh tải, hoạt tải trên các loại sàn đ-ợc xác định nh- sau:

**1.5.1: Tĩnh tải.**

Tĩnh tải bản thân phụ thuộc vào cấu tạo các lớp sàn. Cấu tạo các lớp sàn phòng làm việc, phòng ở và phòng vệ sinh nh- hình vẽ sau. Trọng lượng phân bố đều các lớp sàn cho trong bảng sau.

*a. Tính tải sàn*

<i>STT</i>	<i>Các lớp tạo thành</i>	$g^{tc}$	$n$	$g^{tt}$
1	Gạch hoa 300x300 2200. 0,02	44	1,1	48,4
2	Lớp vữa XM lót dày 2 cm 1800. 0,02	36	1,3	46,8
3	Sàn BTCT dày 10 cm 2500. 0,1	250	1,1	275
4	Lớp vữa trát dày 1 cm 1800. 0,01	18	1,3	23,4
				$\Sigma = 393,6 \text{ kG} / \text{m}^2$

Chọn  $g_b = 394 \text{ kG} / \text{m}^2$

*b. Tính tải mái*

<i>STT</i>	<i>Các lớp tạo thành</i>	$g^{tc}$	$n$	$g^{tt}$
1	Hai lớp gạch lá nem+vữa lót 1800.0,045	81	1,1	89
2	Bê tông chống thấm 2500.0,04	100	1,1	110
3	Sàn BTCT 10 cm 2500. 0,1	250	1,1	275
4	Lớp vữa trát dày 1,5 cm 1800. 0,015	27	1,3	35
	Bê tông gạch vỡ tạo dốc( $i=2\%$ ) 1800.0,2	360	1,1	196
				$\Sigma = 705 \text{ kG} / \text{m}^2$

Chọn  $g_b = 705 \text{ kG} / \text{m}^2$  .

*c. Tính tải sàn vệ sinh*

<i>STT</i>	<i>Các lớp tạo thành</i>	$g^{tc}$	$n$	$g^{tt}$
1	Gạch hoa 300x300 2200. 0,02	44	1,1	48,4
2	Lớp vữa XM lót dày 2 cm 1800. 0,02	36	1,3	46,8
3	Lớp cát tôn nền dày 15 cm 1800.0,15	270	1,2	324
	Sàn BTCT dày 10 cm 2500. 0,1	250	1,1	275
5	Lớp vữa trát dày 1 cm 1800. 0,01	18	1,3	23,4
				$\Sigma = 717,16 \text{ kG} / \text{m}^2$

Chọn  $g_b = 717,2 \text{ kG} / \text{m}^2$  .

*d. Tải trọng của t-ờng*

T-ờng 220	$g^{tc}$	n	$g^{tt}$
2 lớp trát dày 1,5 cm 1800. 0,03	54	1,3	70,2
Xây gạch 220 1800. 0,22	396	1,1	435,6
			$\Sigma = 505,8 \text{ kG/m}^2$

Chọn:  $g_i^{220} = 506 \text{ kG/m}^2$  .

*e. Tải trọng bản thân các cấu kiện*

- Dầm chính tiết diện (300 x 750).

Cấu tạo	$g^{tc}$	n	$g^{tt}$
Trọng l-ợng dầm 0,3.0,75.2500	562,5	1,1	618,8
Lớp vữa trát dày 1,5cm [2.(0,75-0,1) + 0,3].0,015. 1800	44,55	1,3	58
			$\Sigma = 780 \text{ kG/m}$

Chọn:  $g_{dc} = 780 \text{ kG/m}$  .

- Dầm phụ tiết diện (200 x 300).

Cấu tạo	$g^{tc}$	n	$g^{tt}$
Trọng l-ợng dầm 0,22.0,3.2500	165	1,1	181,5
Lớp vữa trát dày 1,5cm [2.(0,3-0,1) + 0,22].0,015. 1800	16,7	1,3	21,7
			$\Sigma = 203,2 \text{ kG/m}$

Chọn:  $g_{dp} = 203 \text{ kG/m}$  .

- Tải trọng lan can hoa sắt.

$$50 \cdot 1,1 = 55 \text{ kG/m}$$

*1..5.2: Hoạt tải.*

- Tải trọng hoạt tải ng-ời và thiết bị trên sàn các tầng đ-ợc lấy theo bảng mẫu của tiêu chuẩn TCVN: 2737-95

- Hoạt tải phòng làm việc và phòng vệ sinh:

$$p^{tc} = 200 \quad \rightarrow p^{tt} = 1,2 \cdot 200 = 240 \text{ kG/m}^2$$

- Hoạt tải hành lang cầu thang:

$$p^{tc} = 300 \quad \rightarrow p^{tt} = 1,2 \cdot 300 = 360 \text{ kG/m}^2$$

- Hoạt tải mái:

$$p^{tc} = 75 \quad \rightarrow p^{tt} = 1,3 \cdot 75 = 97,5 \text{ kG/m}^2$$

Tải trọng truyền vào khung gồm có:

Tính tải sàn và trọng l-ợng bản thân các cấu kiện và các chi tiết cấu tạo.

Hai tr-ờng hợp chất hoạt tải ( hoạt tải 1, hoạt tải 2).

Tải trọng gió trái và gió phải.

**CHƯƠNG 2 : TÍNH TOÁN BẢN SÀN.**

**2.1: Khái quát chung.**

**2.1.1: Nguyên tắc tính toán.**

Đối với các ô sàn phòng làm việc, hành lang, kho...thì ta tính toán theo sơ đồ khớp dèo cho kinh tế, riêng với các ô sàn khu vệ sinh, mái (nếu có) thì ta phải tính toán theo sơ đồ đàn hồi vì ở những khu vực này sàn không đ-ợc phép có những vết nứt để đảm bảo tính chống thấm cho sàn

**2.1.2: Phân loại các ô sàn.**

Dựa vào kích th-ớc các cạnh của bản sàn trên mặt bằng kết cấu ta phân ô sàn ra làm 2 loại sau:

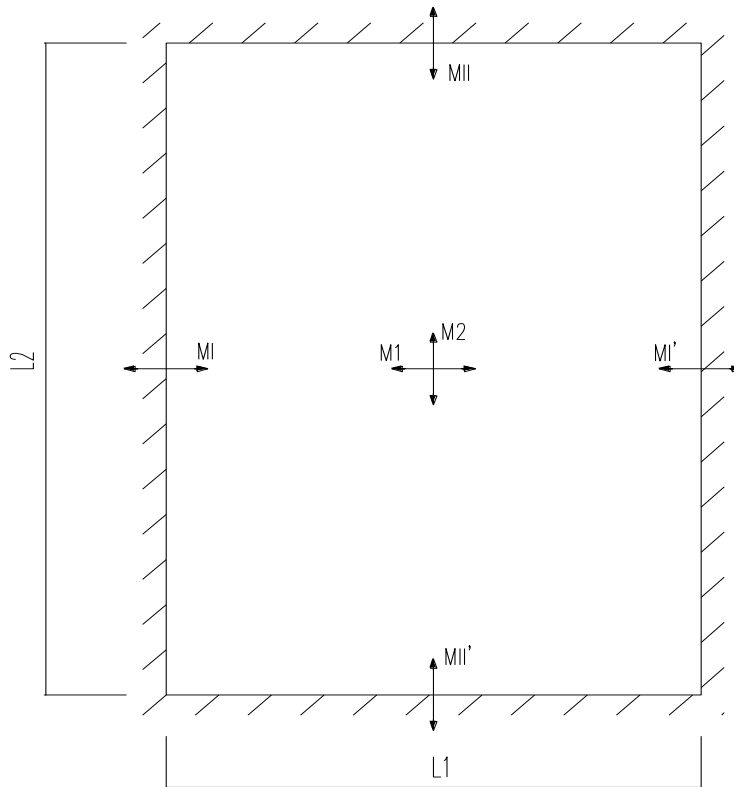
- Các ô sàn có tỷ số các cạnh  $\frac{l_2}{l_1} \leq 2 \Rightarrow$  ô sàn làm việc theo 2 ph-ơng( thuộc loại bản kê 4 cạnh).

- Các ô sàn có tỷ số các cạnh  $\frac{l_2}{l_1} > 2 \Rightarrow$  ô sàn làm việc theo 1 ph-ơng( thuộc loại bản kê 2 cạnh).

Để tính nội lực trong các bộ phận khung sàn ta có thể dùng sơ đồ đàn hồi hoặc sơ đồ khớp dèo.

**2.1.3: Ph-ơng pháp tính toán.**

- Gọi mômen âm tác dụng phân bố trên các cạnh (trên gối) là  $M_I, M_{II}, M_{I'}, M_{II'}$
- Ở vùng giữa của ô bản có mômen d-ương theo 2 ph-ơng  $M_1, M_2$ .
- Các mômen trên đều tính cho một đơn vị bề rộng bản, lấy bề rộng bản  $b=1(m)$
- Nội lực trong bản có thể đ-ợc xác định theo hai sơ đồ : sơ đồ đàn hồi và sơ đồ khớp dèo.



**Hình 2.1 : Phân bố mômen trong bản kê bốn cạnh.**

+ Theo sơ đồ dàn hồi (bản đơn).

Khi tải trọng phân bố đều  $q$ , giá trị các mômen đ-ợc xác định theo công thức:

$$\begin{aligned} M_I &= \alpha_1 \cdot P; & M_{I'} &= M_{I''} = \beta_1 \cdot P; \\ M_{II} &= \alpha_2 \cdot P; & M_{II'} &= M_{II''} = \beta_2 \cdot P; \end{aligned} \quad (2.2)$$

Trong đó: -  $\alpha_1, \alpha_2, \beta_1, \beta_2$  là hệ số tra bảng trong phụ lục 16 ( Sách “Sàn s-ờn BTCT toàn khối “ ), phụ thuộc vào điều kiện liên kết của các cạnh và tỷ số  $\frac{l_2}{l_1}$ .

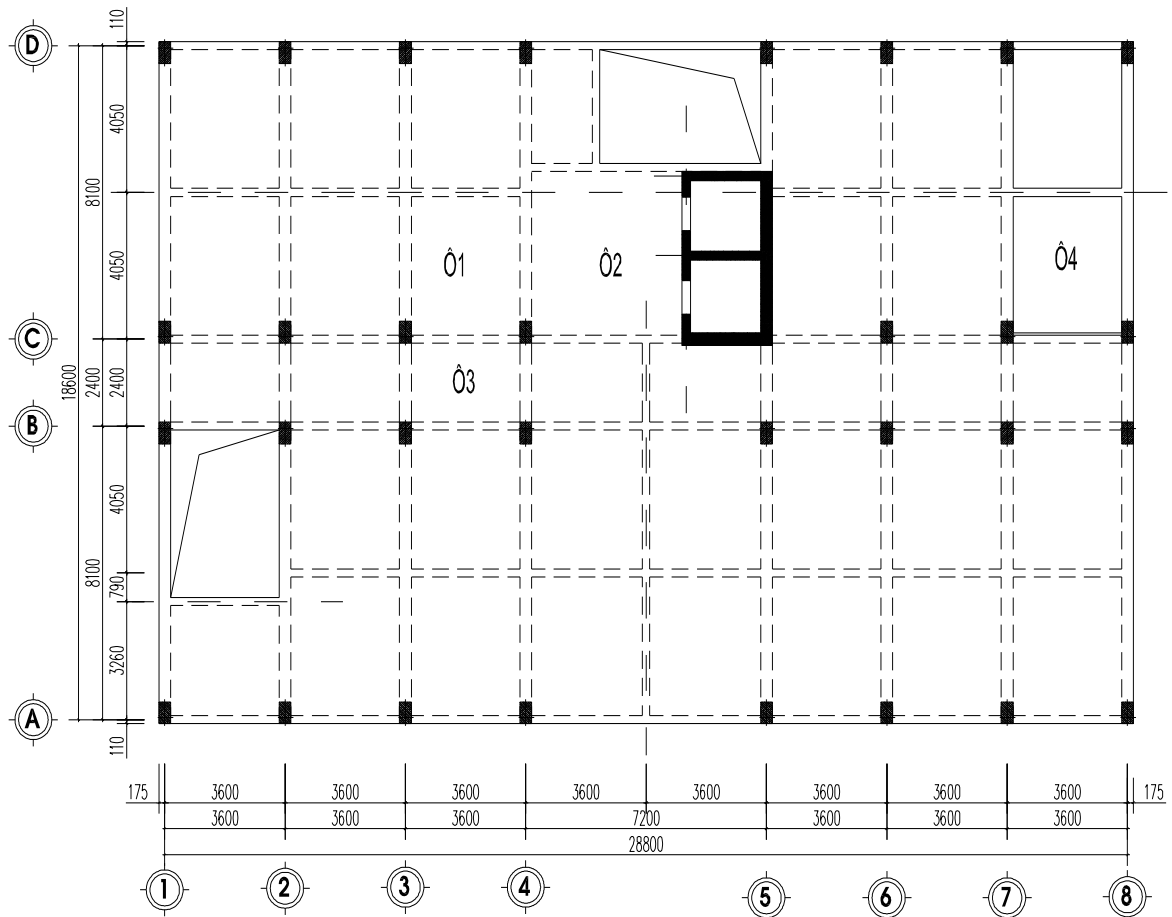
-  $P$  là tổng tải trọng :  $P = q \cdot l_1 \cdot l_2$

+ Theo sơ đồ khớp dẻo.

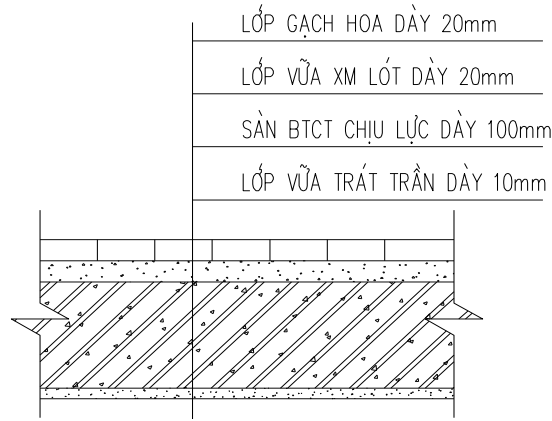
Do mômen khớp dẻo phụ thuộc chủ yếu vào diện tích cốt thép ( $M_{kd} = R_s A_s Z$ ), nên quan hệ giữa 6 thành phần mômen trong bản tùy thuộc vào cách cấu tạo cốt thép của bản. Thông thường để thuận lợi cho thi công ta thường bố trí cốt thép phía d-ới của bản đều nhau, khi đó giá trị các mômen đ-ợc xác định theo công thức:

$$\frac{q l_1^2 (3l_2 - l_1)}{12} = (2M_I + M_{I'} + M_{I''})l_2 + (2M_{II} + M_{II'} + M_{II''})l_1. \quad (2.3)$$

Để tìm đ-ợc giá trị các mômen tại các tiết diện, cần chọn tỷ số giữa chúng. Khi chọn tỷ số các nội lực có thể tham khảo theo bảng 1( Sách “Sàn s-ờn BTCT toàn khối“).



**Hình 2.2: Mặt bằng sàn tầng điển hình.**



**Hình 2.3 : Cấu tạo sàn tầng điển hình.**

**Bảng 2.1: Tính tải sàn tầng điển hình**

STT	Các lớp tạo thành	$g^{tc}$	$n$	$g^{tt}$
1	Gạch hoa 300x300 2200. 0,02	44	1,1	48,4
2	Lớp vữa XM lót dày 2 cm 1800. 0,02	36	1,3	46,8
3	Sàn BTCT dày 10 cm 2500. 0,1	250	1,1	275
4	Lớp vữa trát trần dày 1 cm 1800. 0,01	18	1,3	23,4
			$\Sigma = 393,6$	$kG / m^2$

=> Lấy  $g_b = 394 \text{ kG} / m^2$  .

- Tĩnh tải bản:  $g_b = 394(kG / m^2)$

- Hoạt tải phòng làm việc:  $p^{tt} = n.p^{tc} = 1,2 \cdot 200 = 240 \text{ kG} / m^2$

=> Tải trọng toàn phần của bản:  $q = g_b + p^{tt} = 394 + 240 = 634(kG / m^2)$

**2.2: Tính toán bản sàn.**

**2.2.1: Tính toán ô sàn Ô1.**

Nhận thấy ô bản sàn Ô<sub>1</sub> thuộc loại sàn của phòng làm việc. Do đó ta tính toán ô sàn theo sơ đồ khớp dẻo cho kinh tế.

a. Nhip tính toán:

$$l_{01} = l_1 - b_{dâm} = 3600 - 350 = 3250(mm).$$

$$l_{02} = l_2 - b_{dâm} = 4050 - 220 = 3830(mm).$$

.Xét tỷ số kích thước hai cạnh bản:

$$\frac{l_{02}}{l_{01}} = \frac{3830}{3250} = 1,178 < 2$$

=> Vậy bản làm việc theo hai ph-ong. Tính theo bản kê bốn cạnh

b. Xác định nội lực:

(Sơ đồ tính toán Ô1 nh- hình 2.1)

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

Chọn tỷ số nội lực giữa các tiết diện:

$$\frac{M_1}{M_2} = 1,25; \frac{M_I}{M_1} = 0,9; \frac{M_{II}}{M_2} = 0,9; M_I = M_{I'}; M_{II} = M_{II'}$$

Vậy:

$$\frac{634,3,25^2 \cdot (3,3,83 - 3,25)}{12} = 3,8M_1 \cdot 3,83 + 3,04M_1 \cdot 3,25 = 24,434M_1 \quad (1)$$

Giải phương trình (1) ta tìm được:  $M_1 = 188,2(kG.m)$ .

$$M_2 = 0,8 \cdot M_1 = 150,56(kG.m)$$

$$M_I = M_{I'} = 0,9 \cdot M_1 = 169,38(kG.m)$$

$$M_{II} = M_{II'} = 0,9 \cdot M_2 = 135,5(kG.m)$$

c. Tính toán cốt thép:

- Tính toán cốt thép theo phương cạnh ngắn :

+ Mômen design:  $M_1 = 188,2(kG.m)$ .

Giả thiết  $a_0 = 2$  (cm)  $\Rightarrow h_0 = h - 2 = 10 - 2 = 8$ (cm)

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{18820}{115 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,02 < \alpha_R = 0,437$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,02}) = 0,989$$

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

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{18820}{2250 \cdot 0,989 \cdot 8} = 1,057(cm^2)$$

Dự kiến dùng thép  $\phi 6$  có  $a_s = 0,283$ (cm<sup>2</sup>). Khoảng cách giữa các cốt thép là:

$$s = \frac{b \cdot a_s}{A_s} = \frac{100 \cdot 0,283}{1,057} = 26,77$$

$\Rightarrow$  Chọn  $\phi 6$  a200 có  $A_s = 1,415$  (cm<sup>2</sup>)

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{1,415}{100 \cdot 8} \cdot 100\% = 0,177\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

Vậy cốt thép đã chọn thỏa mãn yêu cầu.

+ Mômen âm:  $M_I = M_{I'} = 169,38(kG.m)$ .

Giả thiết  $a_0 = 2$  (cm)  $\Rightarrow h_0 = h - 2 = 10 - 2 = 8$ (cm)

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{16938}{115 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,018 < \alpha_R = 0,427$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,018}) = 0,991$$

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

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{16938}{2250 \cdot 0,991 \cdot 8} = 0,95(cm^2)$$

Dự kiến dùng thép  $\phi 6$  có  $a_s = 0,283$ (cm<sup>2</sup>). Khoảng cách giữa các cốt thép là:

$$s = \frac{b \cdot a_s}{A_s} = \frac{100 \cdot 0,283}{0,95} = 29,8$$

$\Rightarrow$  Chọn  $\phi 6$  a200 có  $A_s = 1,415$  (cm<sup>2</sup>).

Kiểm tra hàm l- ợng cốt thép:

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{1,415}{100 \cdot 8} \cdot 100\% = 0,177\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

- Tính toán theo ph- ợng cạnh dài :

T- ợng tự ta tính đ- ợc các giá trị sau:

+ Mômen d- ợng:  $M_2 = 150,56(kG.m)$ .

$$F_a = 0,84(cm^2). \text{ Chọn } \phi 6 \text{ a}200 \text{ có } A_s = 1,415 (cm^2).$$

+ Mômen âm:  $M_{II} = M_{II'} = 135,5(kG.m)$ .

$$F_a = 0,84(cm^2). \text{ Chọn } \phi 6 \text{ a}200 \text{ có } A_s = 1,415 (cm^2).$$

2.2.2: *Tính toán ô sàn Ô2.*

Nhận thấy ô bản sàn  $\hat{O}_2$  thuộc loại sàn của hành lang. Do đó ta tính toán ô sàn theo sơ đồ khớp dẻo cho kinh tế.

a. *Nhập tính toán:*

$$l_{01} = l_1 - b_{dầm} = 4500 - 220 = 4280(mm).$$

$$l_{02} = l_2 - b_{dầm} = 4800 - 300 = 4500(mm).$$

Xét tỷ số kích th- ớc hai cạnh bản:

$$\frac{l_{02}}{l_{01}} = \frac{4500}{4280} = 1,051 < 2$$

=> Vậy bản làm việc theo hai ph- ợng. Tính theo bản kê bốn cạnh

b. *Xác định nội lực:*

Xác định nội lực nh- ô sàn  $\hat{O}_1$  ta có:

$$M_2 = M_1 = 335,8(kG.m).$$

$$M_I = M_{I'} = 0,8 \cdot M_1 = 268,64(kG.m).$$

$$M_{II} = M_{II'} = 0,8 \cdot M_2 = 268,64(kG.m).$$

c. *Tính toán cốt thép:*

- Tính toán cốt thép theo ph- ợng cạnh ngắn :

+ Mômen d- ợng:  $M_1 = 335,8(kG.m)$ .

$$F_a = 1,9(cm^2). \text{ Chọn } \phi 6 \text{ a}100 \text{ có } A_s = 2,83 (cm^2).$$

+ Mômen âm:  $M_I = M_{I'} = 268,64(kG.m)$ .

$$F_a = 1,52(cm^2). \text{ Chọn } \phi 6 \text{ a}150 \text{ có } A_s = 1,887 (cm^2).$$

- Tính theo ph- ợng cạnh dài :

+ Mômen d- ợng:  $M_2 = 335,8(kG.m)$ .

$$F_a = 1,9(cm^2). \text{ Chọn } \phi 6 \text{ a}100 \text{ có } A_s = 2,83 (cm^2).$$

+ Mômen âm:  $M_{II} = M_{II'} = 268,64(kG.m)$ .

$$F_a = 1,52(cm^2). \text{ Chọn } \phi 6 \text{ a}150 \text{ có } A_s = 1,887 (cm^2).$$

2.2.3: *Tính toán ô sàn Ô3.*

Nhận thấy ô bản sàn  $\hat{O}_3$  cũng nh- ô sàn  $\hat{O}_2$  thuộc loại sàn của hành lang. Do đó ta tính toán ô sàn theo sơ đồ khớp dẻo cho kinh tế.

a. *Nhập tính toán:*



$$l_{01} = l_1 - b_{dâm} = 2400 - 220 = 2180(mm).$$

$$l_{02} = l_2 - b_{dâm} = 3600 - 350 = 3250(mm).$$

Xét tỷ số kích thước hai cạnh bản:

$$\frac{l_{02}}{l_{01}} = \frac{3250}{2180} = 1,5 < 2$$

=> Vậy bản làm việc theo hai phương. Tính theo bản kê bốn cạnh

b. *Xác định nội lực:*

Xác định nội lực nhô sàn Ô1 ta có:

$$M_2 = 0,5M_1 = 52,08(kG.m).$$

$$M_I = M_{I'} = 1,5.M_1 = 156,25(kG.m).$$

$$M_{II} = M_{II'} = 1,5.M_2 = 78,12(kG.m).$$

c. *Tính toán cốt thép:*

Tương tự ta tính được các giá trị nhô sàn Ô1:

- Tính toán cốt thép theo phương cạnh ngắn :

+ Mômen dương:  $M_1 = 104,17(kG.m)$ .

$$F_a = 0,58(cm^2). \text{ Chọn } \phi 6 \text{ a200 có } A_s = 1,415 (cm^2).$$

+ Mômen âm:  $M_I = M_{I'} = 156,25(kG.m)$ .

$$F_a = 0,88(cm^2). \text{ Chọn } \phi 6 \text{ a200 có } A_s = 1,415 (cm^2).$$

- Tính theo phương cạnh dài :

+ Mômen dương:  $M_2 = 52,08(kG.m)$ .

$$F_a = 0,29(cm^2). \text{ Chọn } \phi 6 \text{ a200 có } A_s = 1,415 (cm^2).$$

+ Mômen âm:  $M_{II} = M_{II'} = 78,12(kG.m)$ .

$$F_a = 0,44(cm^2). \text{ Chọn } \phi 6 \text{ a200 có } A_s = 1,415 (cm^2).$$

2.2.4: *Tính toán ô sàn vệ sinh (ô sàn Ô4).*

Do yêu cầu chống thấm nên tại khu vực này không cho phép nứt. Vậy ô sàn vệ sinh ta sẽ tính toán theo sơ đồ đàn hồi:

a. *Nhập tính toán:*

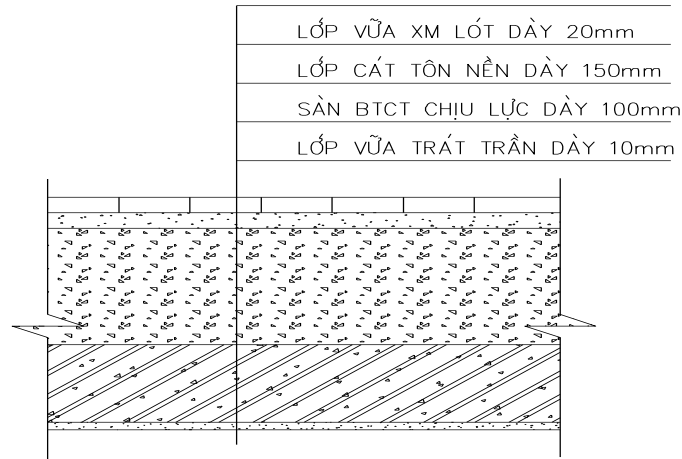
$$l_{01} = l_1 - b_{dâm} = 3600 - 350 = 3250(mm).$$

$$l_{02} = l_2 - b_{dâm} = 4050 - 220 = 3830(mm).$$

Xét tỷ số kích thước hai cạnh bản:

$$\frac{l_{02}}{l_{01}} = \frac{3830}{3250} = 1,178 < 2$$

=> Vậy bản làm việc theo hai phương. Tính theo bản kê bốn cạnh.



**b. Tải trọng tính toán:**

- Tĩnh tải bản:  $g_b = 717,2(kG / m^2)$
- Hoạt tải hành lang:  $p^{tt} = n.p^{tc} = 1,2 \cdot 200 = 240 kG / m^2$
- => Tải trọng toàn phần của bản:  $q = g_b + p^{tt} = 717,2 + 240 = 957,2(kG / m^2)$ .

**c. Xác định nội lực:**

(Sơ đồ tính của ô bản nh- hình 1)

$$\begin{aligned} M_I &= \alpha_1 \cdot P; M_{I'} = M_{I''} = -\beta_1 \cdot P; \\ M_{II} &= \alpha_2 \cdot P; M_{II'} = M_{II''} = -\beta_2 \cdot P; \end{aligned} \quad (4)$$

Trong đó: -  $\alpha_1, \alpha_2, \beta_1, \beta_2$  là hệ số tra bảng trong phụ lục 16 ( Sách “Sàn s- ờn BTCT toàn khối “ ), phụ thuộc vào điều kiện liên kết của các cạnh và tỷ số  $\frac{l_2}{l_1}$ .

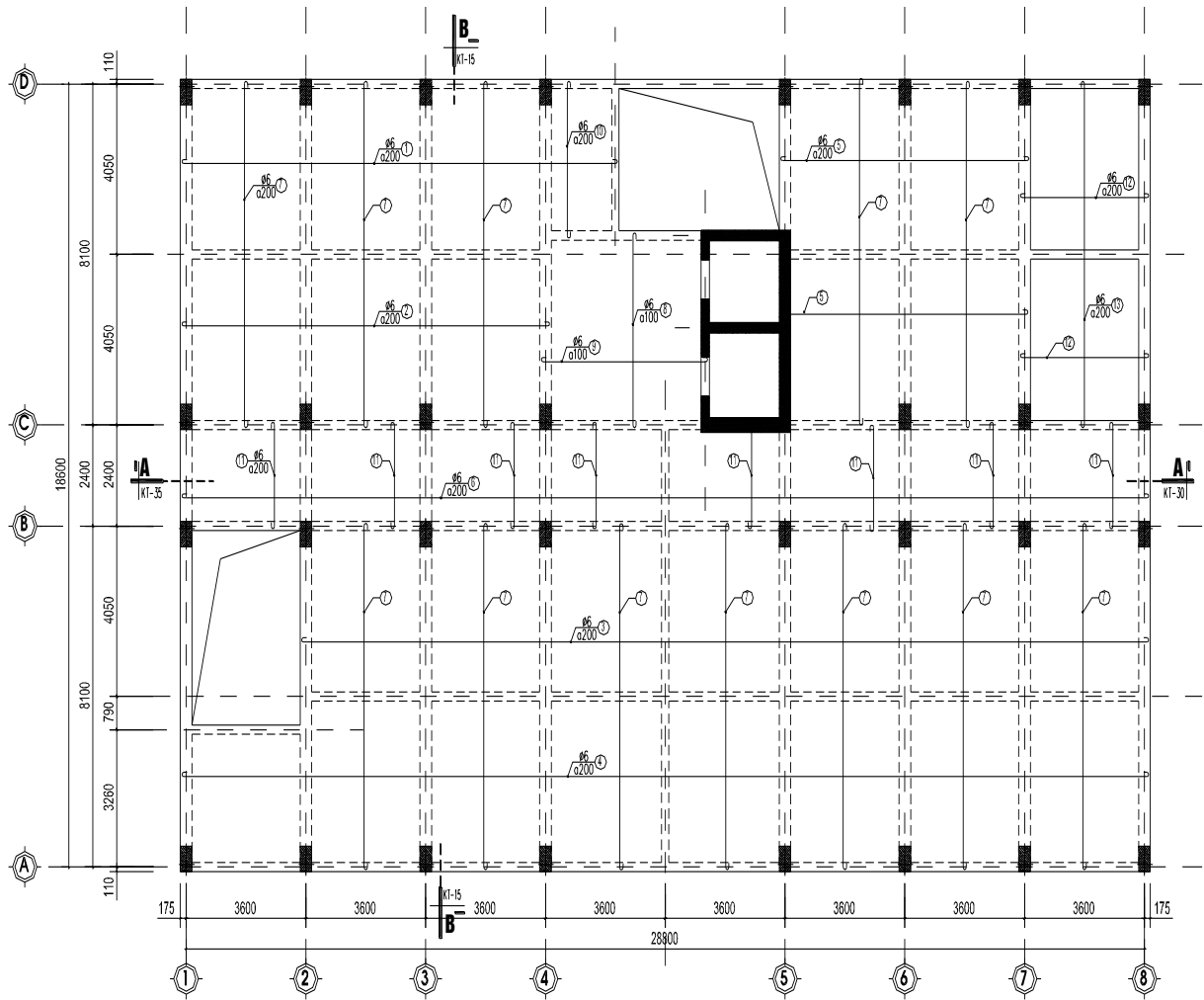
- P là tổng tải trọng :  $P = q.l_{01}.l_{02} = 957,2 \cdot 3,25 \cdot 3,83 = 11915(Kg)$ .

$$\begin{aligned} M_I &= 241(kG.m) \\ M_{II} &= 174(kG.m). \\ M_{I'} &= M_{I''} = -554(kG.m). \\ M_{II'} &= M_{II''} = -400(kG.m). \end{aligned}$$

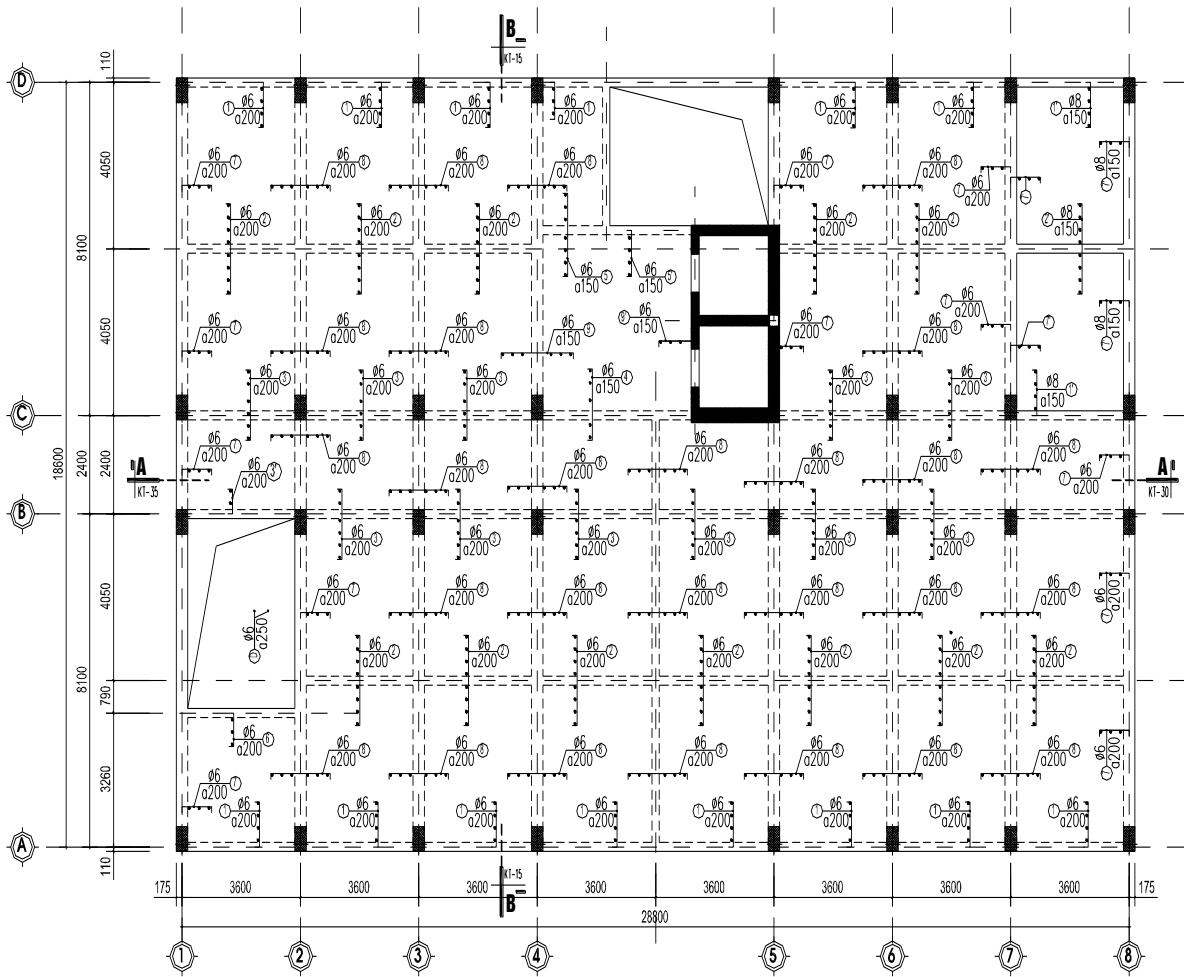
**d. Tính toán cốt thép:**

T- ơng tự ta tính đ- ợc các giá trị nh- sàn Ô1:

- Tính toán cốt thép theo ph- ơng cạnh ngắn :
- + Mômen d- ơng:  $M_I = 241(kG.m)$ .  
 $F_a = 1,22(cm^2)$ . Chọn  $\phi 6 a200$  có  $A_s = 1,415 (cm^2)$ .
- + Mômen âm:  $M_{I'} = M_{I''} = -554(kG.m)$ .  
 $F_a = 0,88(cm^2)$ . Chọn  $\phi 6 a200$  có  $A_s = 1,415 (cm^2)$ .
- Tính theo ph- ơng cạnh dài :
- T- ơng tự ta tính đ- ợc các giá trị sau:
- + Mômen d- ơng:  $M_{II} = 174(kG.m)$ .  
 $F_a = 0,98(cm^2)$ . Chọn  $\phi 6 a200$  có  $A_s = 1,415 (cm^2)$ .
- + Mômen âm:  $M_{II'} = M_{II''} = -400(kG.m)$ .  
 $F_a = 2,27(cm^2)$ . Chọn  $\phi 6 a200$  có  $A_s = 1,415 (cm^2)$ .

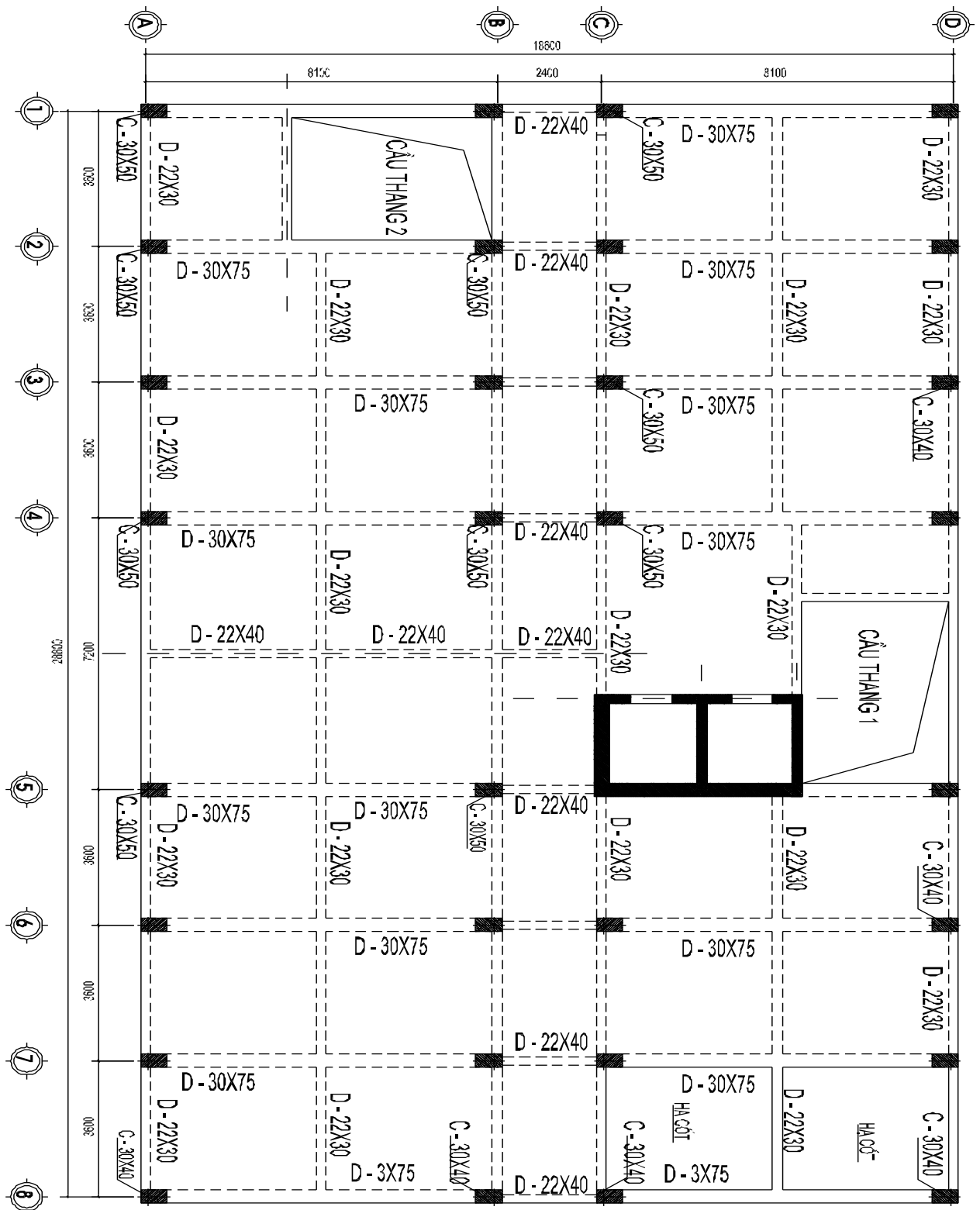


Hình 2..5: Mặt bằng bố trí thép sàn lớp d- ới tầng điển hình.

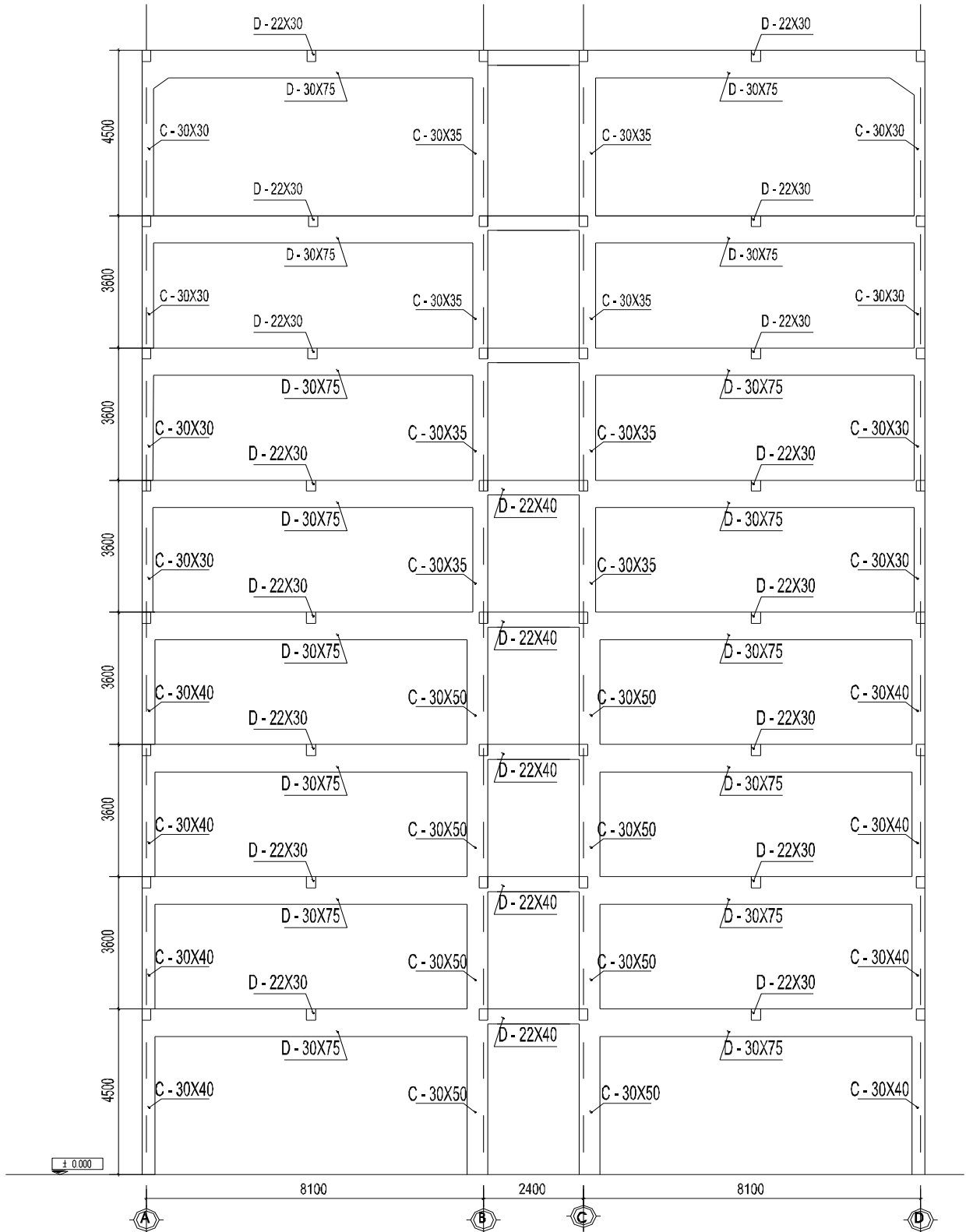


Hình 2.6: Mặt bằng bố trí thép sàn lớp trên tầng điển hình.

CHƯƠNG 3: TÍNH TOÁN KHUNG TRỤC 3

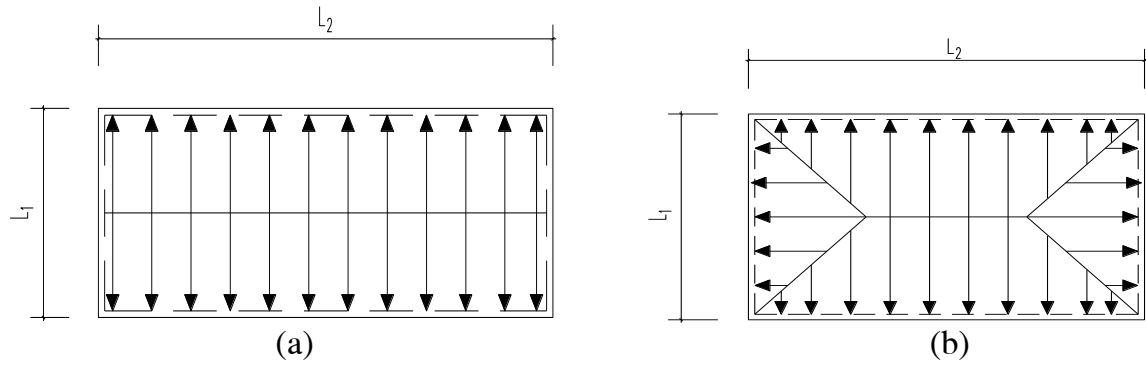


**3.1: Cơ sở tính toán tải trọng.**



**Hình 3.2: Sơ đồ hình học khung trục 3.**

Với  $q$  là tải trọng phân bố,  $P$  là tải trọng tập trung.  
 Theo sơ đồ phân tải ta xác định đ-ợc tải trọng truyền vào khung.  
 Tải trọng từ sàn quy về dầm đ-ợc xác định nh- sau:



**Hình 3.3: Sơ đồ truyền tải tải sàn.**

Trong tr- ờng hợp  $\frac{l_2}{l_1} \geq 2$  :tải trọng truyền tải hình chữ nhật về dầm dọc theo  $l_2$ (hình a)

$$q_{dam} = q_{san} \cdot \frac{l_1}{2} \tag{3.1}$$

Trong tr- ờng hợp  $\frac{l_2}{l_1} < 2$  :tải trọng sàn đ- ợc quy đổi về cả 4 dầm theo dạng hình thang và hình tam giác (hình b)

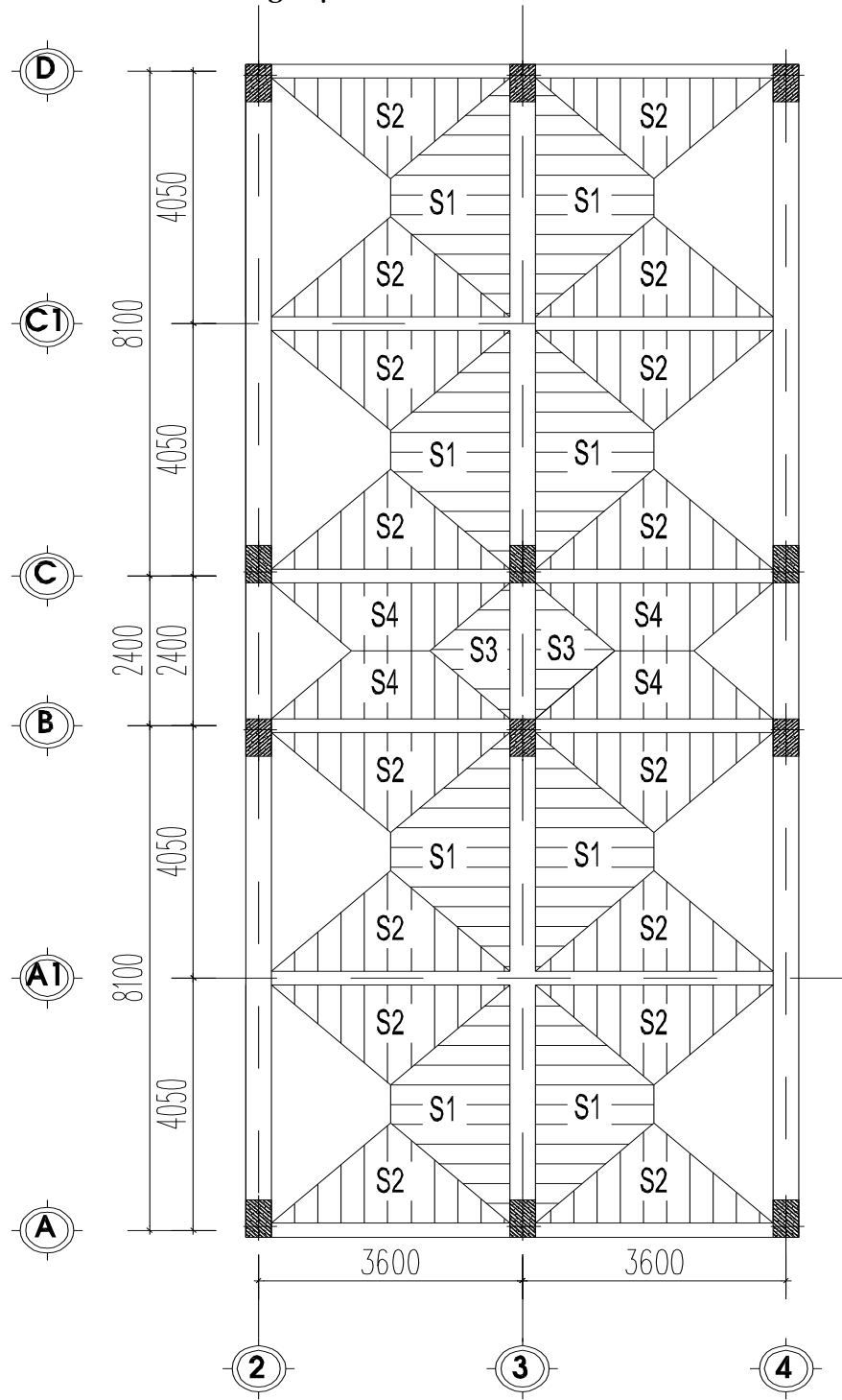
Quy đổi tải trọng hình thang:

$$q^{h.th} = 1 - 2 \cdot \beta^2 + \beta^3 \cdot q_s \cdot l_1 \text{ với } \beta = \frac{l_1}{2 \cdot l_2} \tag{3.2}$$

Quy đổi tải trọng hình tam giác:

$$q^\Delta = \frac{5}{8} \cdot q_s \cdot l_1$$

**3.2: Xác định tĩnh tải trên khung trục 3.**





TÍNH TẢI PHÂN BỐ (kG/m)		
STT	Loại tải trọng và cách tính	Kết quả
<b><math>q_1</math></b>		
1	Do trọng lượng tường xây trên dầm cao: $3,6 - 0,75 = 2,85$ $g_{t2} = 506 \times 2,85$	<b>1442</b>
2	Do tải trọng từ sàn truyền vào dưới dạng hình thang với tung độ lớn nhất: $g_{ht} = 394 \times (3,6 - 0,35) = 1280,5$ Đổi ra phân bố đều với $k = 0,698$ . $1280,5 \times 0,698$ Cộng và làm tròn	<b>893,8</b> <b>2336</b>
<b><math>q_2</math></b>		
1	Do tải trọng từ sàn truyền vào dưới dạng hình tam giác với tung độ lớn nhất: $g_{tg} = 394 \times (2,4 - 0,35) = 807,7$ Đổi ra phân bố đều $k = 0,625$ $807,7 \times 0,625$ Cộng và làm tròn	<b>504,8</b> <b>505</b>

TÍNH TẢI TẬP TRUNG (kG)		
STT	Loại tải trọng và cách tính	Kết quả
<b><math>P_D = P_A</math></b>		
1	Do trọng lượng bản thân dầm dọc: $0,22 \times 0,3$ $203 \times 3,6$	<b>730,8</b>
2	Do tải trọng tường xây trên dầm dọc cao: $3,6 - 0,3 = 3,3$ (với hệ số giảm lỗ cửa 0,7) $506 \times 3,3 \times 3,6 \times 0,7$	<b>4207,8</b>
3	Do trọng lượng sàn truyền vào dầm d-ới dạng hình tam giác với tung độ lớn nhất. $394 \times (3,6 - 0,22)/2 \times 0,625 \times 3,6$ Cộng và làm tròn:	<b>1498,2</b> <b>6437</b>
<b><math>P_B = P_C</math></b>		
1	Giống như mục 1,2,3 của $G_A$ đã tính ở trên.	<b>6437</b>
2	Do trọng lượng sàn hành lang truyền vào dầm d-ới dạng hình thang với tung độ cao nhất (hệ số quy đổi là $k=0,815$ ) $394 \times (2,4 - 0,22)/2 \times 0,815 \times 3,6$ Cộng và làm tròn:	<b>1260</b> <b>7697</b>
<b><math>P_C = P_{A'}</math></b>		
1	Giống như mục 1, của $G_A$ đã tính ở trên.	<b>730,8</b>
2	Do trọng lượng sàn truyền vào dầm d-ới dạng hình tam giác với tung độ lớn nhất. $394 \times (3,6 - 0,22) \times 0,625 \times 3,6$ Cộng và làm tròn:	<b>2996,4</b> <b>3727</b>

Dạng chất tải	Tải trọng tập trung (Kg)	Tải trọng phân bố (Kg/m)
<p style="text-align: center;"><b>Tầng 3, 7</b></p>	$P_A=6437$	$q_1=2336$
	$P_{A'}=3727$	$q_2=505$
	$P_B=7697$	
	$P_C=7697$	
	$P_{C'}=3727$	
	$P_D=6437$	

T-ong tự cách tính toán nh- tầng 3 và tầng 7, ta có dạng chất tĩnh tải sàn của các tầng còn lại là:

Dạng chất tải	Tải trọng tập trung (Kg)	Tải trọng phân bố (Kg/m)
<p style="text-align: center;"><b>Tầng 2</b></p>	$P_A=6437$	$q_1=894$
	$P_{A'}=3727$	$q_2=505$
	$P_B=7697$	
	$P_C=7697$	
	$P_{C'}=3727$	
	$P_D=6437$	
<p style="text-align: center;"><b>Tầng 4,5,6</b></p>	$P_A=6437$	$q_1=894$
	$P_{A'}=3727$	$q_2=505$
	$P_B=7697$	$q_3=2336$
	$P_C=7697$	
	$P_{C'}=3727$	
	$P_D=6437$	

Để tính toán tải trọng tĩnh tải phân bố đều trên mái, trước hết ta phải xác định đường kính thủng thu hồi xây trên mái (thủng thu hồi là thủng 220 mm).

Dựa vào mặt cắt kiến trúc, ta có diện tích thủng thu hồi trên nhịp AB và nhịp CD là:  $S_{th}=9,7$  (m<sup>2</sup>).

Như vậy, nếu coi tải trọng thủng thu hồi phân bố đều trên nhịp thì chiều cao trung bình của thủng thu hồi là:

Mặt khác, riêng khung K3 còn có tĩnh tải của thủng kính chịu lực của tầng tum tác dụng vào. Cũng tính toán thủng tự thủng thu hồi ta có chiều cao trung bình của thủng kính chịu lực dày 10mm là:  $H_k = 2,1$  (m). Ta có trọng lượng riêng của kính chịu lực là : 40 (kG/m<sup>2</sup>).

Dạng chất tải	Tải trọng tập trung (Kg)	Tải trọng phân bố (Kg/m)
<p>Tầng mái</p>	$P_A=2743$	$q_1=1585$
	$P_{A'}=3727$	$q_2=575$
	$P_B=3792$	
	$P_C=3792$	
	$P_{C'}=3727$	
	$P_D=2743$	

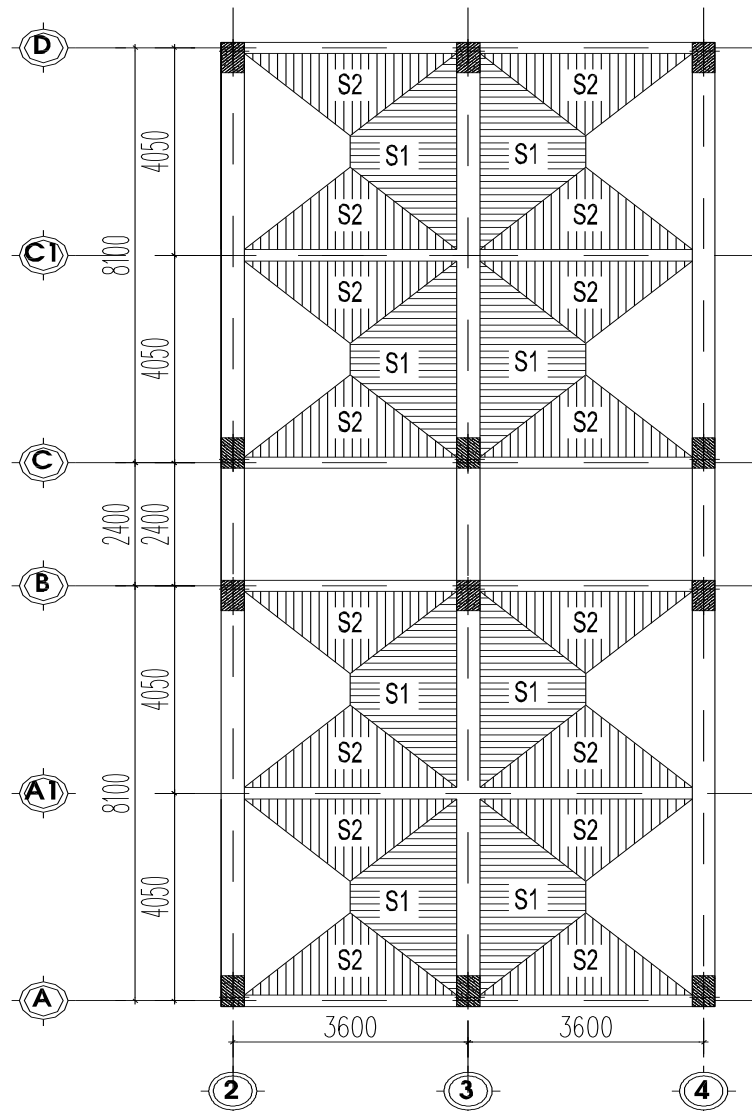
Tầng tum không đổ mái BTCT mà lớp tôn kết hợp khung BTCT. Sơ bộ lấy trọng lượng của mái tôn và hệ vì kèo là 5(kG/m<sup>2</sup>). Tính toán thủng tự các phần trên ta có tính tải truyền vào khung K3 như sau:

Dạng chất tải	Tải trọng tập trung (Kg)	Tải trọng phân bố (Kg/m)
<p>Tầng tum</p>	$P_A=735$	$q_1=15$
	$P_{A'}=740$	
	$P_B=745$	
	$P_C=745$	
	$P_{C'}=740$	
	$P_D=735$	

**3.3: Xác định hoạt tải trên khung trục 3:**

3.3.1: Tr-ờng hợp hoạt tải tầng 3,5,7 trên khung trục 3.

a) Hoạt tải.



**Hình 3.5 : Sơ đồ hoạt tải 1 tầng 3, 5,7 truyền vào khung trục 3.**  
 Cách tính toán nh- trong bảng sau:

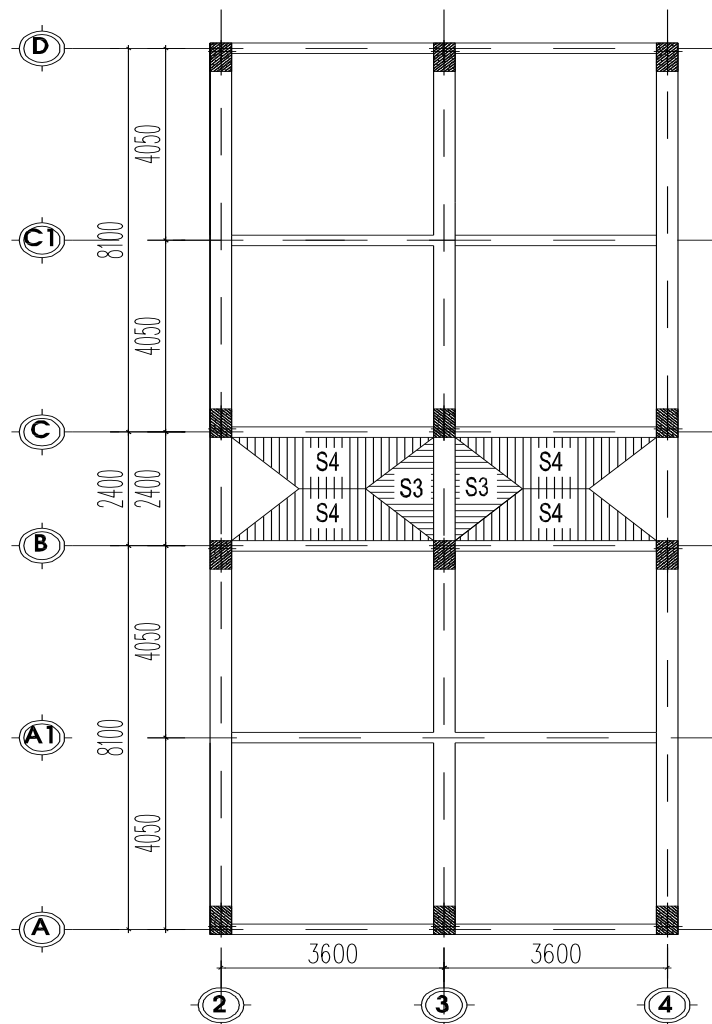
HOẠT TẢI 1 – TẦNG 3,5 VÀ 7	
Loại tải trọng và cách tính	Kết quả
$p_I^I$ (kG/m) Do tải trọng từ sàn truyền vào dưới dạng hình thang với tung độ lớn nhất: $p_{ht}^I = 240 \times 3,6 = 864$ Đổi ra phân bố đều với $k = 0,698$ $864 \times 0,698$	<b>603</b>
$P_A^I = P_D^I = P_C^I = P_B^I$ (kG) Do tải trọng sàn truyền vào: $240 \times 3,6 \times 3,6 / 4$	<b>778</b>

$P_{A'}^I = P_{C'}^I$ Do tải trọng sàn truyền vào: $240 \times 3,6 \times 3,6 / 2$	1556
---	------

Dạng chất tải nh- trong bảng:

Dạng chất tải hoạt tải 1	Tải trọng tập trung (Kg)	Tải trọng phân bố (Kg/m)
	$P_{A'}^I = 778$ $P_{B'}^I = 778$ $P_{C'}^I = 778$ $P_{D'}^I = 778$ $P_{A'}^I = 1556$ $P_{C'}^I = 1556$	$p_1^I = 603$

b) Hoạt tải 2.



Hình 3.6 : Sơ đồ hoạt tải 2 tầng 3, 5,7 truyền vào khung trục 3.

HOẠT TẢI 2 – TẦNG 3,5 VÀ 7	
Loại tải trọng và cách tính	Kết quả
<p><math>p_I^{II}</math> (kG/m)</p> <p>Do tải trọng từ sàn truyền vào dưới dạng hình tam giác với tung độ lớn nhất:</p> $p_{ht}^{II} = 360 \times 2,4 = 864$ <p>Đổi ra phân bố đều với <math>k = 0,625</math></p> $864 \times 0,625$	<b>540</b>
<p><math>P_C^{II} = P_B^{II}</math> (kG)</p> <p>Do tải trọng sàn truyền vào:</p> $360 \times [3,6 + (3,6 - 2,4)] \times 3,6 / 4$	<b>1400</b>

Dạng chất tải hoạt tải 2	Tải trọng tập trung (Kg)	Tải trọng phân bố (Kg/m)
	$P_B^{II} = 1400$ $P_C^{II} = 1400$	$p_1^{II} = 504$

3.3.2: Tr- ờng hợp hoạt tải tầng 2,4,6 trên khung trục 3.

T- ờng tự cách tính toán hoạt tải 1, hoạt tải 2 của tầng 3 truyền vào khung trục 3, ta có dạng chất tải hoạt tải 1, hoạt tải 2 của tầng 2,4,6 truyền vào khung nh- sau:

Dạng chất tải hoạt tải 1	Tải trọng tập trung (Kg)	Tải trọng phân bố (Kg/m)
	$P_B^I = 1400$ $P_C^I = 1400$	$p_1^I = 504$

Dạng chất tải hoạt tải 2	Tải trọng tập trung (Kg)	Tải trọng phân bố (Kg/m)
	$P_A^{II} = 778$ $P_B^{II} = 778$ $P_C^{II} = 778$ $P_D^{II} = 778$ $P_{A,1}^{II} = 1556$ $P_{C,1}^{II} = 1556$	$p_1^{II} = 603$

3.3.3: Tr-ờng hợp hoạt tải tầng mái trên khung trục3.

T-ơng tự cách tính toán hoạt tải 1, hoạt tải 2 của tầng 3 truyền vào khung K3, ta có dạng chất tải hoạt tải 1, hoạt tải 2 của mái truyền vào khung nh- sau:

Dạng chất tải hoạt tải 1	Tải trọng tập trung (Kg)	Tải trọng phân bố (Kg/m)
	$P_B^I = 379$ $P_C^I = 379$	$p_1^I = 146$
Dạng chất tải hoạt tải 2	Tải trọng tập trung (Kg)	Tải trọng phân bố (Kg/m)
	$P_A^{II} = 316$ $P_B^{II} = 316$ $P_C^{II} = 316$ $P_D^{II} = 316$ $P_{A,1}^{II} = 632$ $P_{C,1}^{II} = 632$	$p_1^{II} = 245$

**3.4: Xác định tải trọng gió:**

Công trình xây dựng ở Hà Nội, theo bản đồ phân vùng áp lực gió thì công trình thuộc địa hình II-B có áp lực gió và hệ số nh- sau:

Gió tác dụng lên 1m<sup>2</sup> bề mặt công trình tính theo công thức:

$$W = W_0.k.C.B.n \tag{3.3}$$

Tra bảng 4 (TCVN 2737-95) có: W<sub>0</sub>= 95 kG/m; n = 1,2

C = +0,8: với phía đón gió

C = -0,6: với phía hút gió

k: hệ số kể đến sự thay đổi theo chiều cao: Tra bảng và nội suy.

B: khoảng cách b- ớc gian: B = 3,6 (m).

Công trình cao d- ới 40(m) nên ta chỉ xét tới tác dụng tĩnh của tải trọng gió:

Tầ ng	Cao độ	W <sub>0</sub>	k	C+	C -	n	B (m)	q <sup>d</sup> (kG/m)	q <sup>h</sup> (kG/m)
1	4,5	95	0,86	0,8	0,6	1,2	3,6	282	211
2	8,1	95	0,954	0,8	0,6	1,2	3,6	313	234
3	11,7	95	1,027	0,8	0,6	1,2	3,6	337	252
4	15,3	95	1,083	0,8	0,6	1,2	3,6	355	266
5	18,9	95	1,119	0,8	0,6	1,2	3,6	367	275
6	22,5	95	1,153	0,8	0,6	1,2	3,6	378	283
7	26,1	95	1,185	0,8	0,6	1,2	3,6	389	291
Tầ ng mái	30,6	95	1,224	0,8	0,6	1,2	1,8	201	150

*Bảng 3.1: Tải trọng gió tác động vào khung trục 3.*

Nhận thấy trên tầng tum có lớp mái chéo, vậy ta cần tính áp lực gió tác dụng vào diện tích mái rồi quy về lực tập trung tại đầu cột.

Gọi :q<sub>d</sub>;q<sub>h</sub> :áp lực gió đẩy gió hút tác dụng lên khung (kG/m)

Tải trọng gió trên mái quy về lực tập trung đặt ở đầu cột : S<sub>d</sub> ; S<sub>h</sub> với k=0,75

Tỉ số h<sub>1</sub>/L =4,5/14,4=0,3

Nội suy có : Ce<sub>1</sub> = 0,08

Ce<sub>2</sub> = -0,4

Trị số S tính theo công thức :

$$S = n.k.w_0.B.\sum C_i.h_i = 1,2.0,75.95.1,8. \sum C_i.h_i \tag{3.4}$$

$$= 136,8\sum C_i.h_i$$

(h<sub>i</sub> : chiều cao từng đoạn cột có hệ số khí động C<sub>i</sub> )

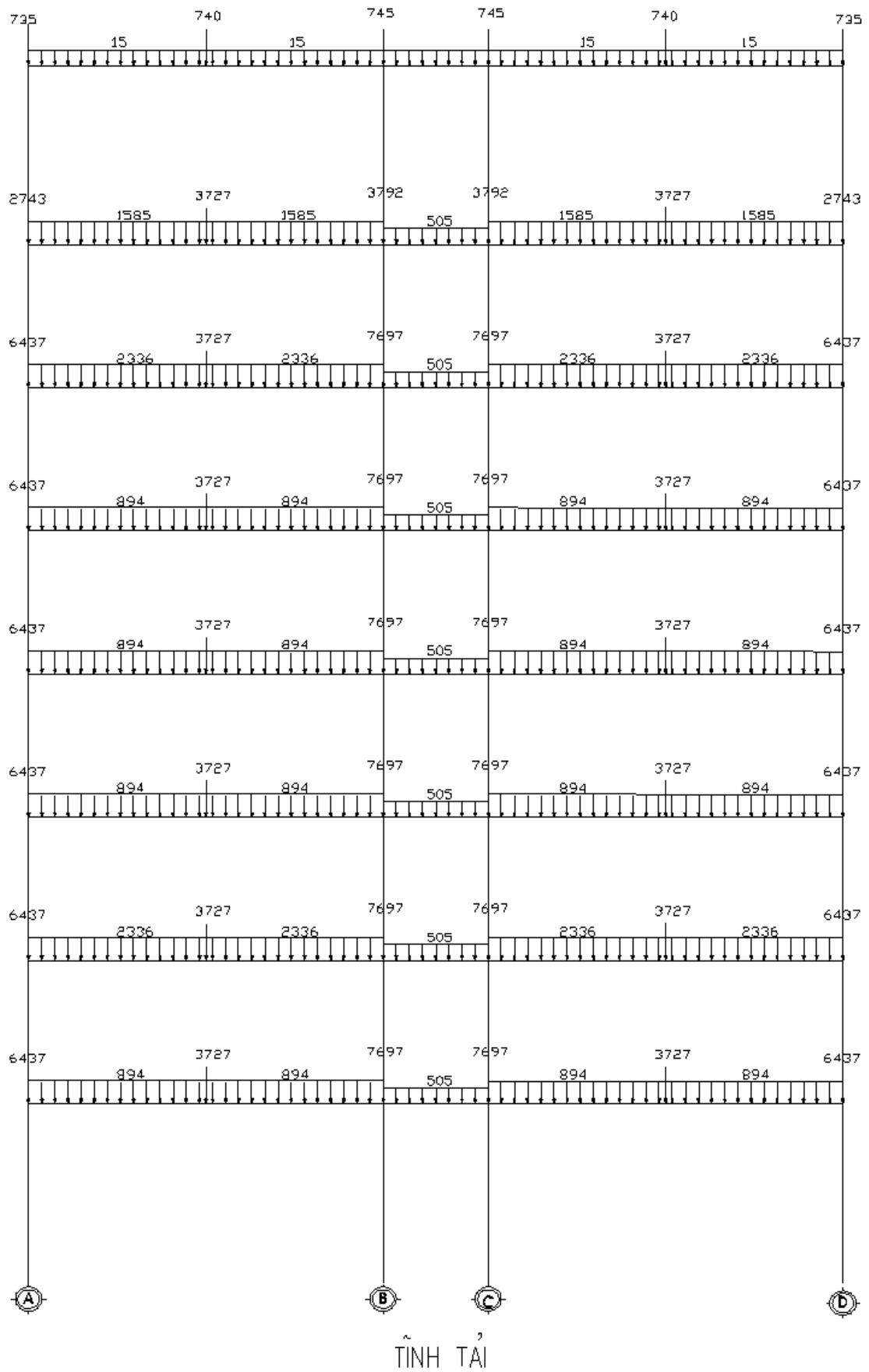
+ Phía gió đẩy :

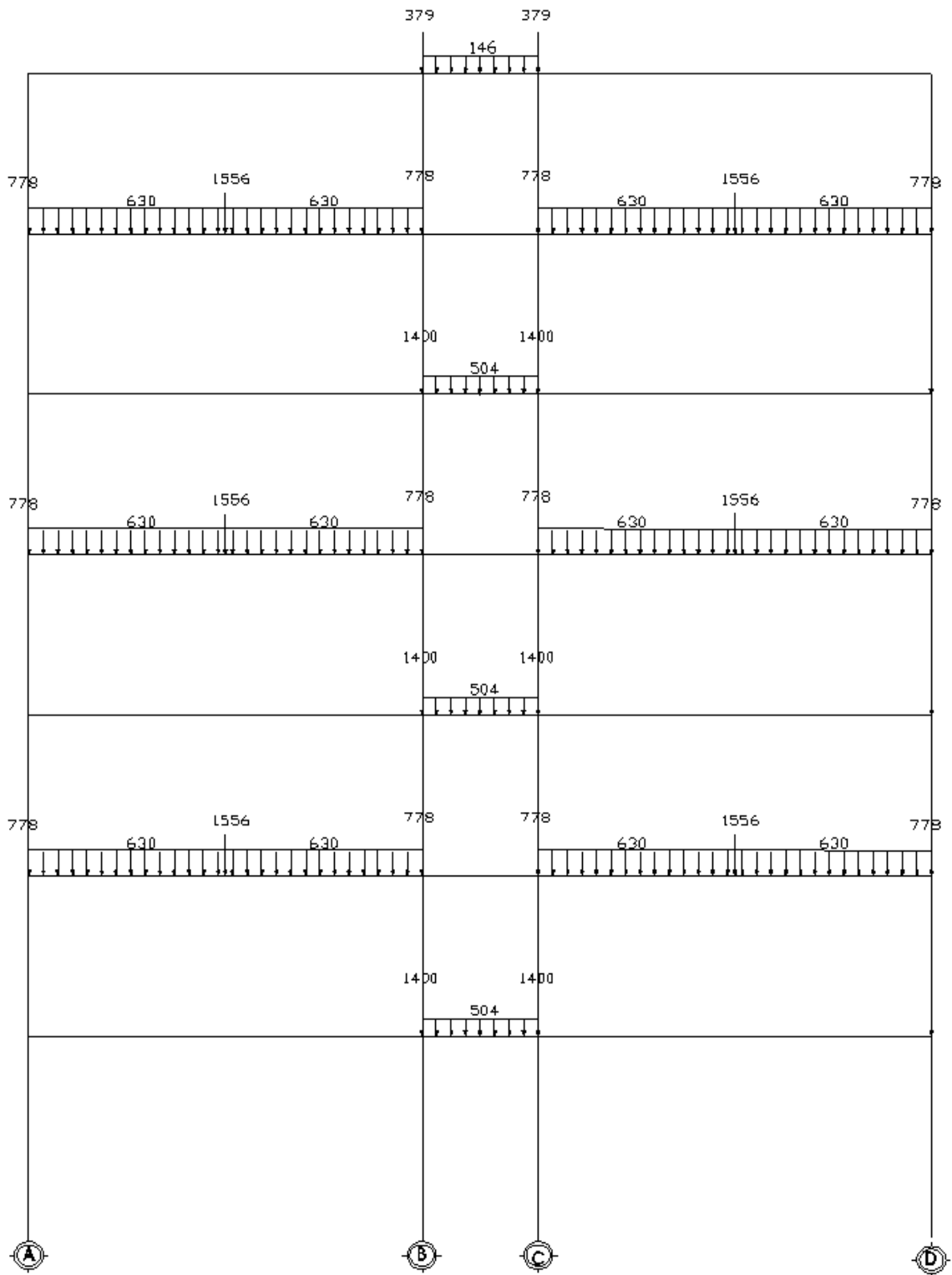
$$S_d = 136,8(0,8.0,6 + 0,08.1,1) = 77,7 \text{ (kG)}.$$

+ Phía gió hút :

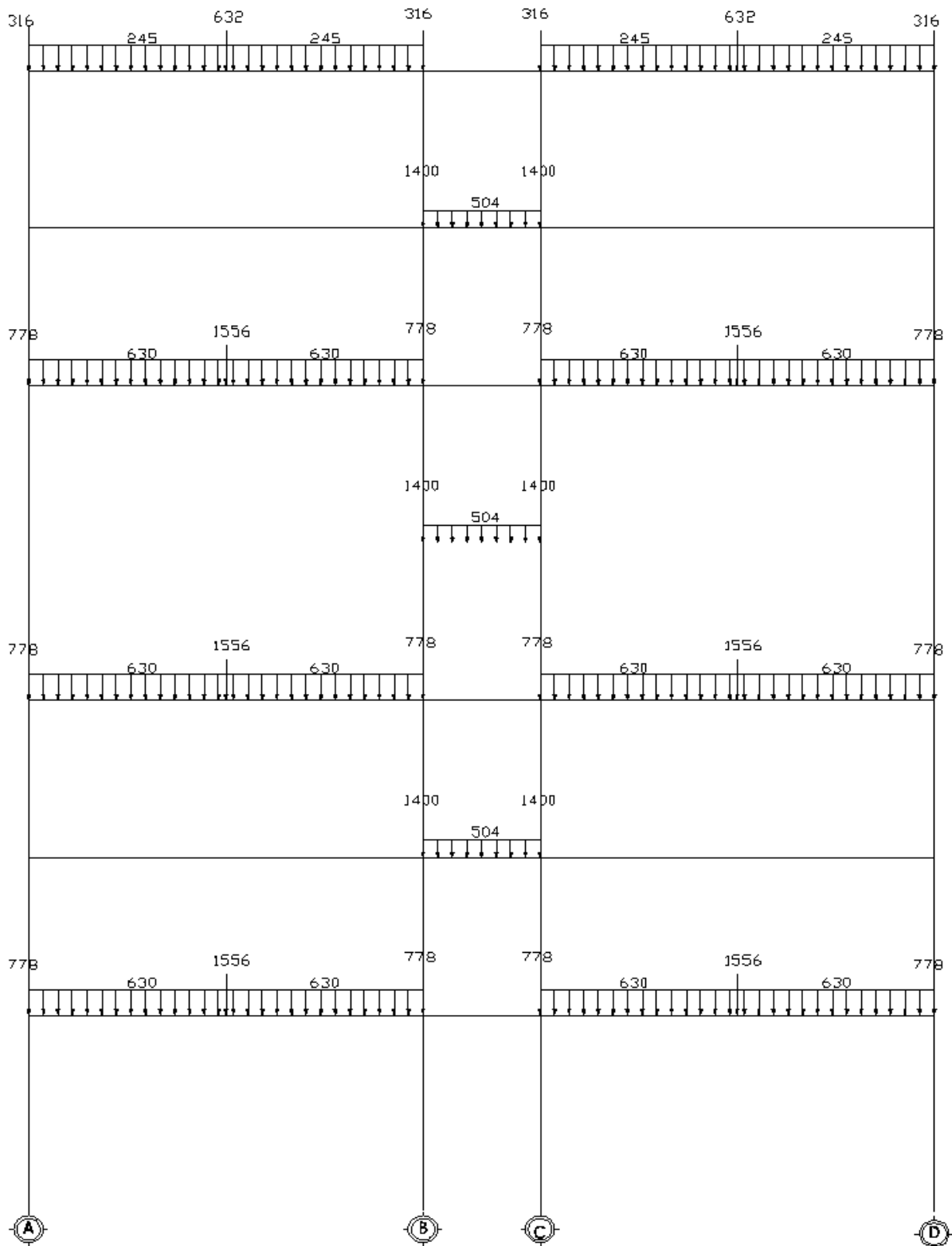
$$S_h = 136,8(0,6.0,6 + 0,4.1,1) = 110 \text{ (kG)}.$$



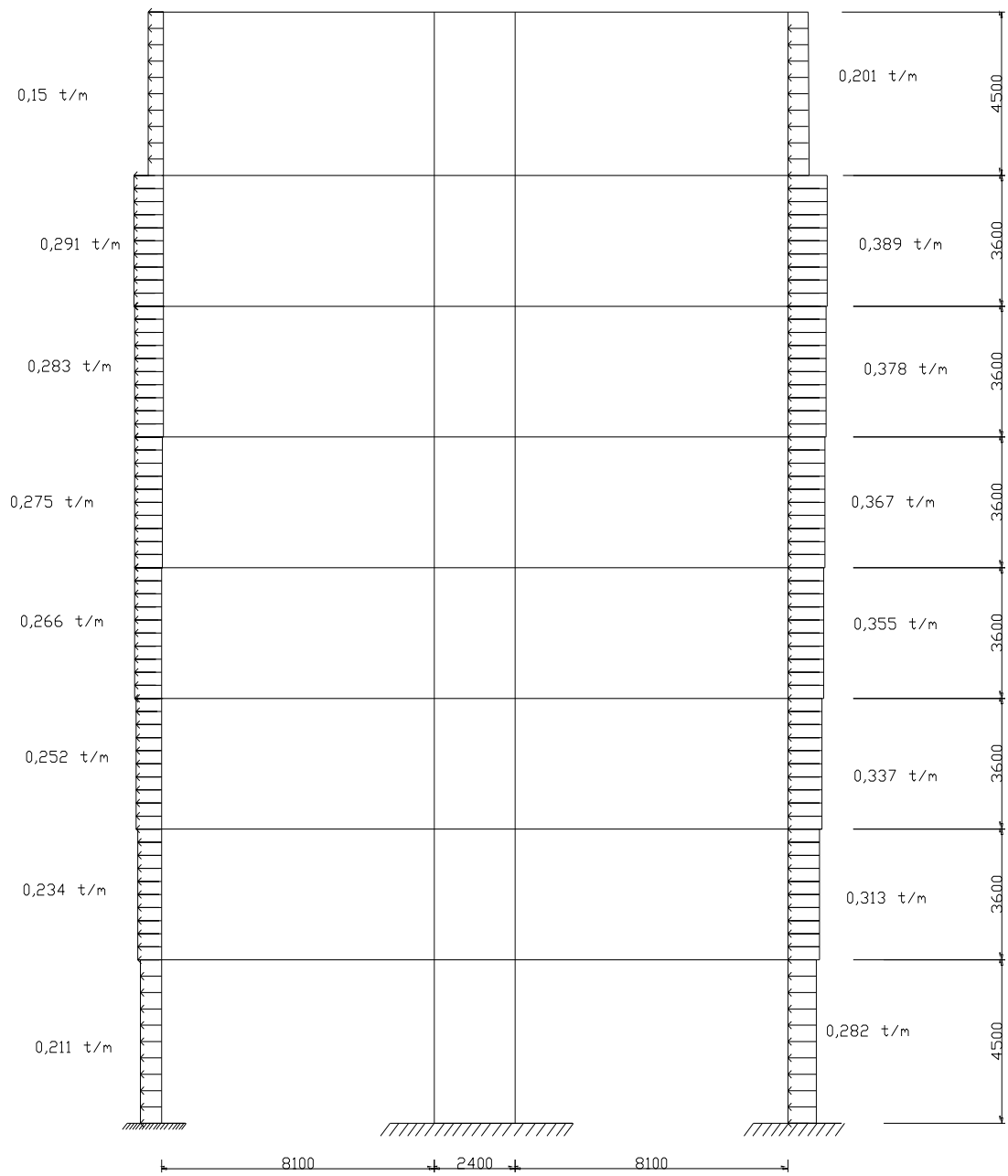




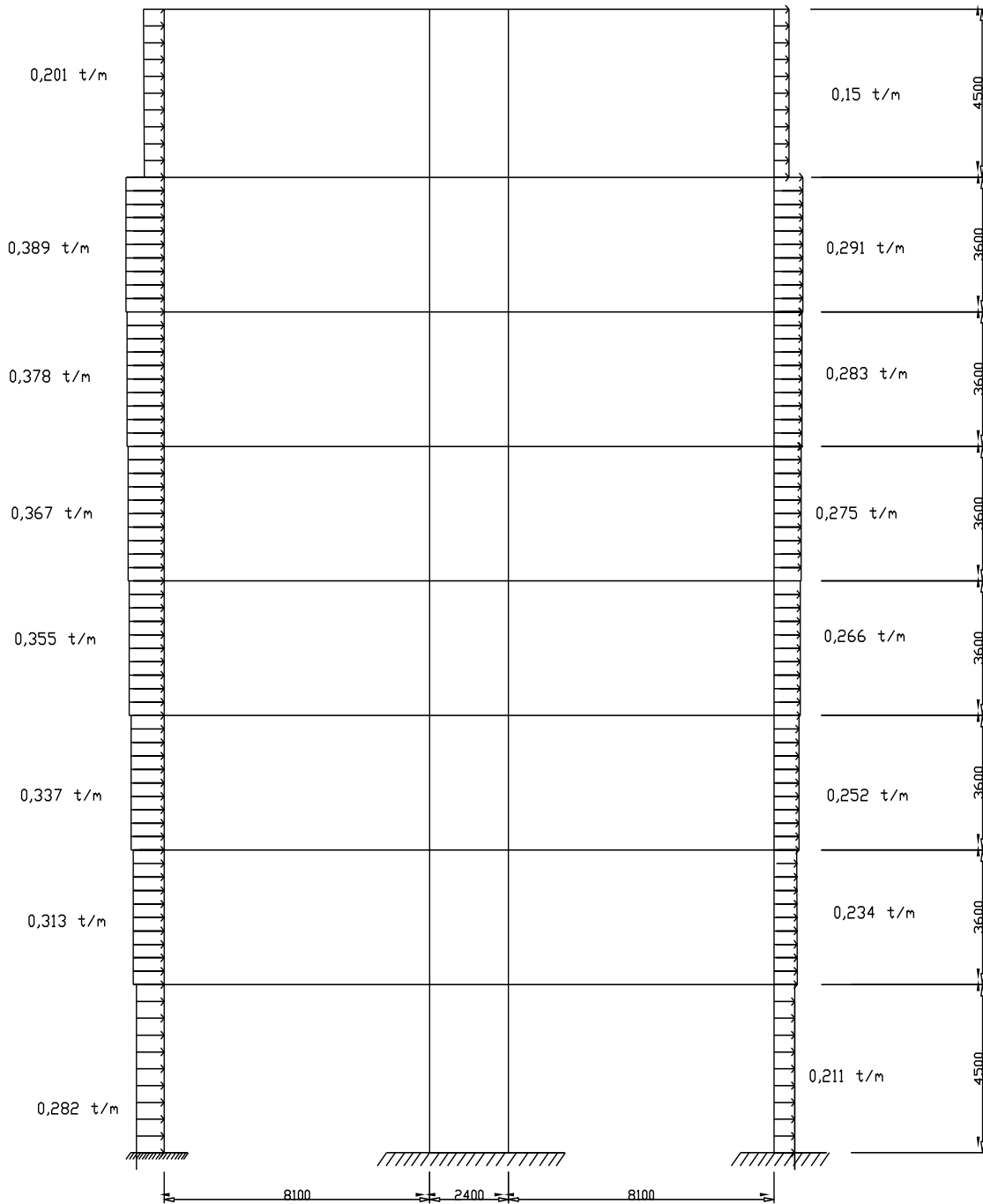
HOẠT TẠI 1



HOẠT TẠI 2



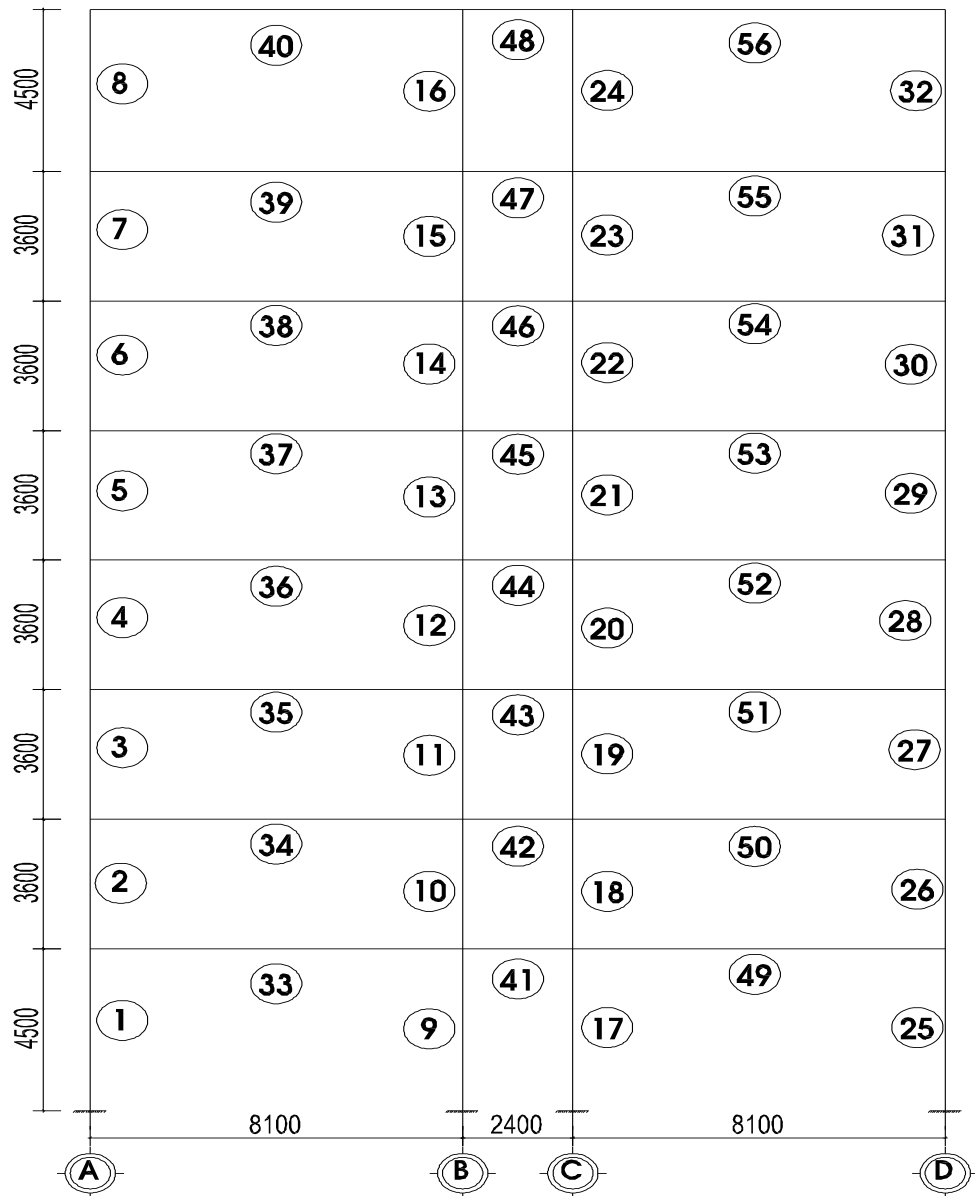
**GIÓ PHẢI**



GIÓ TRÁI

Dựa vào phần mềm SAP2000 V14ta chạy ra các biểu đồ mômen, lực cắt, lực dọc của các tr-ờng hợp tải trọng đã xác định ở trên và ta lập bảng tổ hợp các tải trọng đó để xác định ra nội lực nguy hiểm nhất với 2 tổ hợp cơ bản:

- Tổ hợp cơ bản 1 : gồm tĩnh tải và 1 hoạt tải lớn nhất.
- Tổ hợp cơ bản 2 : gồm 1 tĩnh tải và 4 hoạt tải còn lại với hệ số 0,9.



Hình 3.7 : Sơ đồ hân tử dầm \_ cột.

**3.5: Tính toán cốt thép khung trục 3:**

**3.5.1: Tính toán cốt thép dầm.**

**a) Cơ sở tính toán.**

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

- Tính toán cốt thép tiết diện chịu mômen âm :

Cánh nằm trong vùng nén nên ta bỏ qua, chiều cao làm việc :  $h_0 = h - a$ , với  $a$  là lớp bảo vệ cốt thép.

Tính hệ số: 
$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} \tag{3.5}$$

+) Nếu  $\alpha_m \leq \alpha_R$  thì đặt cốt thép đơn. Diện tích cốt thép đ- ợc tính theo công thức:

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_o^2} \quad (3.6)$$

+) Nếu  $\alpha_m > \alpha_R$  nếu không thể tăng đ- ợc kích th- ớc tiết diện hoặc mác bê tông để giảm  $\alpha_m$  thì phải đặt cốt thép kép ( cốt thép đặt vào vùng nén để giảm  $A_s$  ).

Chọn thép và kiểm tra hàm l- ợng cốt thép:

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_o} \quad (3.7)$$

(Điều kiện thỏa mãn là  $\mu \geq \mu_{\min} = 0,05\%$ ).

- Tính toán cốt thép tiết diện chịu mômen d- ơng :

Sàn nằm trong vùng nén , tham gia chịu lực với s- ờn tính toán theo tiết diện chữ T với chiều rộng cánh đ- a vào tính toán là :  $b_f = b + 2S_f$ .

Trong đó  $S_f$  không v- ợt quá trị số bé nhất trong ba trị số sau :

+) Nếu bề dày bản  $h_b < 0,1h_{dc}$  thì lấy  $S_f \leq 6h_b$ .

+) Nếu bề dày bản  $h_b \geq 0,1h_{dc}$  thì lấy  $S_f$  không v- ợt quá một nửa khoảng cách thông thủy giữa hai dầm chính.

+)  $S_f$  không v- ợt quá 1/6 nhịp của dầm chính.

Xác định vị trí trục trung hòa bằng cách tính  $M_f$ . Tính  $M_f$  bằng cách giả thiết trục trung hòa qua mép d- ới cánh:

$$M_f = R_n \cdot b_f \cdot h_f \cdot (h_o - 0,5 h_f) \quad (3.8)$$

+) Nếu  $M < M_f$  trục trung hòa qua cánh. Tính nh- tiết diện chữ nhật  $b_f \times h$ .

+) Nếu  $M \geq M_f$  trục trung hòa đi qua s- ờn. Tính nh- sau:

$$\alpha_m = \frac{M - R_n (b'_f - b) h_f (h_o - 0,5 h_f)}{R_n b h_o^2} \quad (3.9)$$

+) Nếu  $\alpha_m \leq \alpha_R$  , từ  $\alpha_m$  tính ra  $\xi$  , diện tích cốt thép dọc:

$$A_s = \frac{R_b}{R_s} [\xi b h_o + (b'_f - b) h_f] \quad (3.10)$$

+) Nếu  $\alpha_m > \alpha_R$  , tính toán và đặt cốt dọc  $A_{sc}$  vào vùng nén.

- Tính toán cốt đai cho dầm.

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

$$Q_{bt} = 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_o \quad (3.11)$$

Kiểm tra khả năng chịu cắt của bê tông:

$$Q_o = \varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o \quad (3.12)$$

Trong đó  $\varphi_{b3} = 0,6$  đối với dầm.

Nếu điều kiện này thỏa mãn thì không cần tính toán chỉ cần đặt cốt đai, cốt xiên theo cấu tạo. Nếu không thì phải tính toán.

Chọn đ- ờng kính cốt đai có diện tích tiế diện là  $f_d$ , số nhánh của cốt đai là  $n$ :

Khoảng cách tính toán của cốt đai:

$$s_{it} = \frac{R_{sw} \cdot n \cdot f_d}{q_{sw}} \tag{3.13}$$

Khoảng cách cực đại của cốt đai:

$$s_{max} = \frac{\varphi_4 R_{bt} b h_0^2}{Q} \tag{3.14}$$

Với bê tông nặng  $\varphi_4 = 1,5$

Khoảng cách giữa các lớp cốt đai theo yêu cầu cấu tạo ( $s_{ct}$ ):

$S_{ct}$  phụ thuộc chiều cao  $h$  của tiết diện dầm. Lấy  $s_{ct}$  nh- sau:

+) Khi dầm có chiều cao tiết diện  $h \leq 450$  mm thì  $s_{ct} = \min(h/2, 150\text{mm})$ .

+) Khi  $h > 450$  mm thì  $s_{ct} = \min(h/3, 500\text{mm})$ .

b) *Tính toán cốt thép dầm nhịp AB, CD tầng 3 (Phần tử 34, 50).*

- Kích th- ớc hình học:

+) Tiết diện dầm:  $h = 75$  (cm);  $b = 30$  (cm)

+) Nhịp dầm:  $L = 810$ (cm)

+)Nhịp tính toán:  $L_{tt} = 799$  (cm).

- Nội lực tính toán:

Nội lực dầm đ- ọc 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:

**Bảng 3.2 : Nội lực dầm nhịp CD**

Tiết diện	Gối C	Nhịp CD	Gối D
M (T.m)	-23,14	22,34	-30,3
Q (T)	18,17	3,46	19,76

**Bảng 3.3: Nội lực dầm nhịp AB**

Tiết diện	Gối A	Nhịp AB	Gối B
M (T.m)	-30,9	22,48	-22,2
Q (T)	19,95	3,65	17,98

*Nhận xét:* Dựa vào hai bảng trên( bảng 2,3) ,ta thấy nội lực giữa hai nhịp AB và CD của tầng 3 chênh lệch nhau không nhiều. Vậy ta lựa chọn giá trị lớn nhất để tính toán.

- Thiết kế cốt dọc.

+) Tiết diện chịu mômen d- ơng

Lấy:  $M_{max}^+ = 22,48(T.m)$ .

Giá thiết lớp bảo vệ bê tông là :  $a = 4$ (cm).

Vậy chiều cao làm việc của dầm là:  $h_0 = 75 - 4 = 71$  cm .

Tính toán theo tiết diện chữ T có cánh nằm trong vùng nén với  $h_f = 10$ (cm).

Chiều rộng cánh đ- a vào tính toán là :  $b_f = b + 2S_f$ .

Với  $S_f$  không v- ợt quá trị số bé nhất trong hai trị số sau :

+) Một phần sáu nhịp của dầm:  $L/6 = 810/6 = 135$ (cm).

+) Bề dày bản  $h_b \geq 0,1h_{dc} = 0,75$  thì lấy  $S_f$  không v- ợt quá một nửa khoảng cách thông thủy giữa hai dầm chính:  $330/2 = 165$ (cm).

Vậy ta lấy  $S_f = 100$ (cm).

$\Rightarrow b_f = 30 + 2 \times 100 = 230$ (cm).



Xác định vị trí trục trung hoà:

$$M_f = R_b \cdot b_f \cdot h_f \cdot h_0 - 0,5 \cdot h_f$$

$$= 115 \cdot 230 \cdot 10 \cdot 71 - 0,5 \cdot 10 = 17,457 \cdot 10^6 \text{ kG.cm} = 174,57 \text{ T.m}$$

$$\Rightarrow M_f > M = 22,48 \text{ T.m}$$

Vậy trục trung hoà qua cánh, coi tiết diện dầm nh- hcn: 75x230.

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b_f h_0^2} = \frac{22,48 \cdot 10^5}{115 \cdot 230 \cdot 71^2} = 0,017 < \alpha_R$$

$$\rightarrow \zeta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,016}) = 0,991$$

Vậy ta có :

$$\rightarrow A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{22,48 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,991 \cdot 71} = 11,41 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{Chọn } 3\phi 22 + 2\phi 20 \text{ có } \sum F_a = 17,68(\text{cm}^2)..$$

Kiểm tra hàm l- ợng cốt thép:  $\mu = \frac{14,51}{30 \cdot 71} \cdot 100 = 0,68\% > \mu_{\min} = 0,05\%$  thoả mãn

điều kiện.

+) Tiết diện chịu mômen âm

Lấy :  $M_{max}^- = 30,9(\text{T.m})$

Tính theo tiết diện chữ nhật 30x71:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{30,9 \cdot 10^5}{115 \cdot 30 \cdot 71^2} = 0,178 < \alpha_R$$

$$\rightarrow \zeta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,178}) = 0,901$$

Vậy ta có:

$$\rightarrow A_s'' = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{30,9 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,90 \cdot 71} = 17,25 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{Chọn } 3\phi 25 + 2\phi 22 \text{ có } \sum F_a = 22,33(\text{cm}^2).$$

Kiểm tra hàm l- ợng cốt thép:  $\mu = \frac{17,68}{35 \cdot 71} \cdot 100 = 0,71\% > \mu_{\min} = 0,05\%$  thoả mãn

điều kiện.

- Thiết kế cốt đai.

Dựa vào bảng trên ta thấy lực cắt lớn nhất tại gối:  $Q_{max} = 19,95 \text{ (T)}$ .

+) Kiểm tra khả năng chịu cắt của bê tông:

$$Q_0 = \varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$$

Trong đó: Với bê tông nặng tra bảng ta có:  $\varphi_b = 0,6$ ;

$$\rightarrow Q_0 = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 710 = 115020(\text{N}) = 11,5(\text{T})$$

$Q_{max} = 19,95 > Q_0 = 11,5(\text{T}) \Rightarrow$  Không thoả mãn điều kiện, vậy phải tính cốt đai.

+) Kiểm tra điều kiện về ứng suất nén chính:

Do ch- a có bố trí cốt đai nên ta giả thiết:  $\varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} = 1$

$$Q_{bt} = 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 1,11 \cdot 5 \cdot 300 \cdot 710 = 682859(N) = 68,2859(T)$$

Thoả mãn điều kiện  $Q_{\max} = 19,95 < Q_{bt} = 68,2859(T)$ .

Lực cắt không lớn, có thể tính toán theo công thức thực hành

+) Tính toán cốt đai:

Xác định giá trị  $M_b$ :

$$M_b = \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 = 2 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 710^2 = 27220(T \cdot mm)$$

Do dầm có phần cánh nằm trong vùng chịu kéo nên lấy  $\varphi_f = 0, \varphi_n = 0$

$$C_0 = \frac{2 \cdot M_b}{Q_{\max}} = \frac{2 \cdot 27220}{19,95} = 2742(mm) > 2 \cdot h_0 = 1420(mm)$$

Lấy  $C = C_0 = 2742 (mm), 2 \cdot h_0 = 1420(mm)$

$$Q_b = \frac{M_b}{C} = \frac{27220}{2742} = 9,927(T)$$

$$Q_{b \min} = \varphi_3 \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 300 \cdot 710 = 11,5(T)$$

Lấy  $Q_b$  không nhỏ hơn  $Q_{b \min} \rightarrow Q_b = 11,5 (T)$ .

$$q_{sw1} = \frac{Q_{\max} - Q_b}{2 \cdot h_0} = \frac{19,95 - 11,5}{1420} = 58,8(N / mm)$$

$$q_{sw2} = \frac{Q_{b \min}}{2 \cdot h_0} = \frac{11,5 \cdot 10^4}{1420} = 81(N / mm)$$

Yêu cầu  $q_{sw} \geq (q_{sw1}; q_{sw2})$ , nên ta lấy  $q_{sw} = 110 (N/mm)$  để tính cốt đai.

Với  $h=750$ , chọn dùng đai  $\phi 8$ , hai nhánh,  $a_{sw} = 2 \cdot 50,3 = 100,6(mm^2)$

$$s = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{175 \cdot 100,6}{110} = 160(mm)$$

Chọn thép đai tại đầu dầm đoạn 1/4 dầm là  $\phi 8a100$ , đoạn giữa dầm chọn  $\phi 8a150$ .

Kiểm tra lại điều kiện c- ờng độ trên tiết diện nghiêng theo ứng suất nén chính khi đã có bố trí cốt đai:

$$Q_{bt} = 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$$

Trong đó: +,  $\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 7,78 \cdot 0,00223 = 1,086 \leq 1,3$

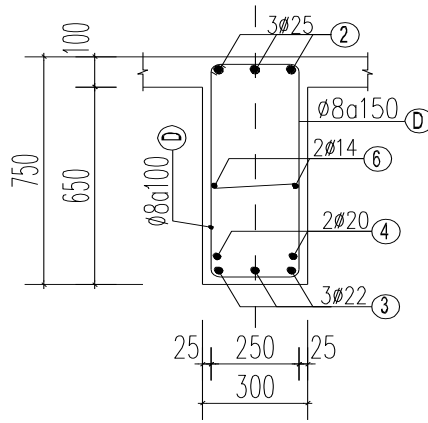
$$(Dầm bố trí f8a150 có  $\mu_w = \frac{n \cdot a_{sw}}{b \cdot s} = \frac{2 \cdot 0 \cdot 503}{30 \cdot 15} = 0,00223; \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210 \cdot 10^4}{270 \cdot 10^3} = 7,78)$$$

$$+, \varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot 9 = 0,91$$

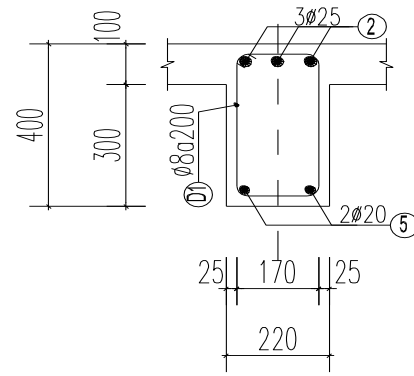
Ta thấy:  $\varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} = 1,086 \cdot 0,91 = 0,998 \approx 1$ .

Ta có  $Q_{\max} = 19,95 (T) < Q_{bt} = 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 0,998 \cdot 11,5 \cdot 300 \cdot 710 = 72,6(T)$ .

=> Dầm đủ khả năng chịu ứng suất nén chính.



**MC 2-2**



**MC 3-3**

c) Tính toán cốt thép cấu kiện dầm nhịp BC tầng 3 (Phần tử 42).

- Kích thước hình học:
- +) Tiết diện dầm:  $h = 40$  (cm);  $b = 22$  (cm)
- +) Nhịp dầm:  $L = 240$  (cm)
- +) Nhịp tính toán:  $l_{tt} = 218$  (cm).
- Nội lực tính toán:

Nội lực dầm đã đọc 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:

**Bảng 3. 4: Nội lực dầm nhịp BC**

Tiết diện	Gói B	Nhịp CB	Gói C
M (T.m)	-5,42	-2,91	-6,78
Q (T)	3,78	3,96	4,9

- Thiết kế cốt dọc.

Nhận thấy mômen dương tại giữa nhịp mang giá trị âm, do đó ta không cần tính thép tại giữa nhịp mà chỉ cần bố trí theo cấu tạo, đặt 2  $\phi 20$  có  $\sum F_a = 6,28$  (cm<sup>2</sup>).

- +) Tiết diện chịu mômen âm

Lấy:  $M_{max}^- = 6,78$  (T.m) .

Giả thiết lớp bảo vệ bê tông là:  $a = 4$  (cm).

Vậy chiều cao làm việc của dầm là:  $h_0 = 40 - 4 = 36$  cm .

Tính theo tiết diện chữ nhật 22x36:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{6,78 \cdot 10^5}{115 \cdot 30 \cdot 36^2} = 0,147 < \alpha_R$$

$$\rightarrow \zeta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,147}) = 0,92$$

Vậy ta có:

$$\rightarrow A_s'' = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{6,78 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,92 \cdot 36} = 7,08 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{Chọn } 3\phi 25 \text{ có } \sum F_a = 14,73 \text{ (cm}^2\text{)}.$$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:  $\mu = \frac{9,42}{22 \cdot 36} \cdot 100 = 1,18\% > \mu_{min} = 0,05\%$  thỏa mãn điều kiện.

- Thiết kế cốt ngang.

Dựa vào bảng trên ta thấy lực cắt lớn nhất tại gối:  $Q_{max} = 4,9$  (T).

+) Kiểm tra khả năng chịu cắt của bê tông:

$$Q_0 = \varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$$

Trong đó: Với bê tông nặng tra bảng ta có:  $\varphi_b = 0,6$ ;

$$\rightarrow Q_0 = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 220 \cdot 360 = 42700(N) = 4,27(T).$$

$Q_{max} = 4,9 > Q_0 = 4,27(T) \Rightarrow$  Không thỏa mãn điều kiện, vậy phải tính cốt đai.

+) Kiểm tra điều kiện về ứng suất nén chính:

Do ch- a có bố trí cốt đai nên ta giả thiết:  $\varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} = 1$

$$Q_{bt} = 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 1 \cdot 11,5 \cdot 220 \cdot 360 = 273200(N) = 27,32(T)$$

Thỏa mãn điều kiện:  $Q_{max} = 4,9 < Q_{bt} = 27,32(T)$ .

Lực cắt không lớn, có thể tính toán theo công thức thực hành

+) Tính toán cốt đai:

Xác định giá trị  $M_b$ :

$$M_b = \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 = 2 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 220 \cdot 360^2 = 5132(T \cdot mm)$$

Do dầm có phần cánh nằm trong vùng chịu kéo nên lấy  $\varphi_f = 0$ ,  $\varphi_n = 0$

$$C_0 = \frac{2 \cdot M_b}{Q_{max}} = \frac{2 \cdot 5132}{4,9} = 2147(mm) > 2 \cdot h_0 = 720(mm)$$

Lấy  $C = C_0 = 2147$  (mm),  $2 \cdot h_0 = 720$ (mm)

$$Q_b = \frac{M_b}{C} = \frac{5132}{2147} = 2,39(T)$$

$$Q_{bmin} = \varphi_3 \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 220 \cdot 360 = 4,27(T)$$

Lấy  $Q_b$  không nhỏ hơn  $Q_{bmin} \rightarrow Q_b = 4,27$  (T).

$$q_{sw1} = \frac{Q_{max} - Q_b}{2 \cdot h_0} = \frac{4,9 - 4,27}{720} = 7,08(N / mm).$$

$$q_{sw2} = \frac{Q_{bmin}}{2 \cdot h_0} = \frac{4,27 \cdot 10^4}{1420} = 59(N / mm).$$

Yêu cầu  $q_{sw} \geq (q_{sw1}; q_{sw2})$ , nên ta lấy  $q_{sw} = 80$  (N/mm) để tính cốt đai.

Với  $h=400$ , chọn dùng đai  $\phi 8$ , hai nhánh,  $a_{sw} = 2.50,3 = 100,6(mm^2)$

$$s = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{175 \cdot 100,6}{80} = 220(mm)$$

=> Chọn thép đai  $\phi 8a200$  cho toàn bộ dầm.

Kiểm tra lại điều kiện c- ở góc độ trên tiết diện nghiêng theo ứng suất nén chính khi đã có bố trí cốt đai:  $Q_{bt} = 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$

Trong đó: +,  $\varphi_{\omega 1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 7,78 \cdot 0,003 = 1,11 \leq 1,3$

$$(Dầm bố trí  $\phi 8a200$  có  $\mu_w = \frac{n \cdot a_{sw}}{b \cdot s} = \frac{2 \cdot 0 \cdot 503}{22 \cdot 20} = 0,003$ ;  $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210 \cdot 10^4}{270 \cdot 10^3} = 7,78$ )$$

$$+, \varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot 9 = 0,91$$

Ta thấy:  $\varphi_{\omega 1} \cdot \varphi_{b1} = 1,11 \cdot 0,91 = 1,01 \approx 1$ .

Ta có  $Q_{max} = 4,9$  (T)  $< Q_{bt} = 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 1,01 \cdot 11,5 \cdot 220 \cdot 360 = 27,59$ (T).

=> Đảm đủ khả năng chịu ứng suất nén chính.

d) Tính toán cốt thép dầm các tầng còn lại.

**Bảng 3.5 : Tính thép Dầm**

Kí hiệu phần tử dầm	Tiết diện	M (T.m)	Q (T)	b x h (cm)	$\alpha_m$	$\zeta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Chọn thép	$\mu$ (%)
Dầm 33 (Nhịp CD Tầng 2)	Gối C,D	-25,5	14,14	30 x 75	0,147	0,92	13,94	3 $\phi$ 25+2 $\phi$ 22	0,65
	Nhịp CD	16,53	5,82	30 x 75	0,012	0,994	8,37	3 $\phi$ 22+2 $\phi$ 20	0,39
Dầm 49 (Nhịp AB Tầng 2)	Gối A,B	-25,4	12,9	30 x 75	0,146	0,921	13,87	3 $\phi$ 25+2 $\phi$ 22	0,65
	Nhịp AB	16,4	5,88	30 x 75	0,012	0,994	8,3	3 $\phi$ 22+2 $\phi$ 20	0,39
Dầm 35 (Nhịp CD Tầng 4)	Gối C,D	-29,22	19,35	30 x 75	0,168	0,907	16,21	3 $\phi$ 25+2 $\phi$ 22	0,76
	Nhịp CD	21,78	5,19	30 x 75	0,016	0,992	11,04	3 $\phi$ 22+2 $\phi$ 20	0,52
Dầm 51 (Nhịp AB Tầng 4)	Gối A,B	-23,57	13,47	30 x 75	0,136	0,927	12,79	3 $\phi$ 25+2 $\phi$ 22	0,6
	Nhịp AB	15,41	5,14	30 x 75	0,012	0,994	7,8	3 $\phi$ 22+2 $\phi$ 20	0,37
Dầm 36 (Nhịp CD Tầng 5)	Gối C,D	-25,65	19,01	30 x 75	0,147	0,92	14,02	3 $\phi$ 22+2 $\phi$ 20	0,66
	Nhịp CD	23,89	4,85	30 x 75	0,018	0,991	12,13	3 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	0,57
Dầm 52 (Nhịp AB Tầng 5)	Gối A,B	-20,42	13,15	30 x 75	0,117	0,938	10,95	3 $\phi$ 22+2 $\phi$ 20	0,51
	Nhịp AB	17,2	4,82	30 x 75	0,013	0,993	8,71	3 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	0,41
Dầm 37 (Nhịp CD Tầng 6)	Gối C,D	-21,1	18,62	30 x 75	0,121	0,935	11,35	3 $\phi$ 22+2 $\phi$ 20	0,53
	Nhịp CD	26,82	4,46	30 x 75	0,02	0,99	13,63	3 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	0,64
Dầm 53 (Nhịp AB Tầng 6)	Gối A,B	-16,65	12,64	30 x 75	0,096	0,949	8,83	3 $\phi$ 22+2 $\phi$ 20	0,41
	Nhịp AB	18,84	4,31	30 x 75	0,014	0,993	9,54	3 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	0,45
Dầm 38 (Nhịp CD Tầng 7)	Gối C,D	-19,01	18,17	30 x 75	0,109	0,942	10,15	3 $\phi$ 22+2 $\phi$ 20	0,48
	Nhịp CD	26,94	4,01	30 x 75	0,02	0,99	13,69	3 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	0,64
Dầm 54 (Nhịp AB Tầng 7)	Gối A,B	-20,19	18,43	30 x 75	0,109	0,942	10,15	3 $\phi$ 22+2 $\phi$ 20	0,51
	Nhịp AB	26,79	4,26	30 x 75	0,02	0,99	13,61	3 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	0,64
Dầm 39 (Nhịp CD Tầng mái)	Gối C,D	-12,61	12,85	30 x 75	0,073	0,962	6,59	3 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	0,31
	Nhịp CD	20,09	3,03	30 x 75	0,015	0,992	10,19	3 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	0,48
Dầm 55	Gối A,B	-13,9	13,06	30 x 75	0,08	0,958	7,3	3 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	0,34

(Nhịp AB Tầng mái)	Nhịp AB	19,64	3,24	30 x 75	0,015	0,992	9,96	3φ20+2φ18	0,47
Dầm 40 (Nhịp CD Tầng tum)	Gối C,D	-1,91	-2,90	30 x 75	0,115	0,994	1,41	3φ20+2φ18	0,5
	Nhịp CD	5,08	0,57	30 x 75	0,008	0,998	2,56	3φ20+2φ18	0,34
Dầm 56 (Nhịp AB Tầng tum)	Gối A,B	-3,3	-3,4	30 x 75	0,125	0,99	1,68	3φ20+2φ18	0,55
	Nhịp AB	4,82	0,314	30 x 75	0,008	0,998	2,43	3φ20+2φ18	0,34
Dầm 43 (Nhịp BC Tầng 4)	Gối B,C	-4,99	3,93	22 x 40	0,152	0,917	5,4	3φ25	0,68
	Nhịp BC	-2,03	2,76	22 x 40				2φ20	
Dầm 44 (Nhịp BC Tầng 5)	Gối B,C	-5,06	3,39	22 x 40	0,154	0,916	5,48	3φ22	0,69
	Nhịp BC	-2,62	2,22	22 x 40				2φ18	
Dầm 45 (Nhịp BC Tầng 6)	Gối B,C	-5,7	3,21	22 x 40	0,174	0,904	6,26	3φ22	0,79
	Nhịp BC	-3,2	1,74	22 x 40				2φ18	
Dầm 46 (Nhịp BC Tầng 7)	Gối B,C	-6,24	3,06	22 x 40	0,19	0,894	6,92	3φ22	0,87
	Nhịp BC	-4,12	1,9	22 x 40				2φ18	
Dầm 47 (Nhịp BC Tầng mái)	Gối B,C	-4,52	2,14	22 x 40	0,138	0,925	4,85	3φ20	0,61
	Nhịp BC	-2,99	1,24	22 x 40				2φ18	

3..5.2: *Tính toán cốt thép cột.*

a) *Nguyên lý tính toán.*

Tính theo cấu kiện chịu nén lệch tâm đặt cốt đối xứng  $A_s = A'_s$  (Lý thuyết tính d-ợc trình bày trong giáo trình bê tông 1).

Trình tự tính toán nh- sau:

- Tra số liệu:  $R_b; R_s; R_{SC}, E_b, \xi_R$

- Tính độ lệch tâm của lực do N đối với trọng tâm cốt thép chịu kéo ( $A_s$ ).

+ Đối với kết cấu siêu tĩnh :  $e_o = \max(e_a; e_1)$  (3.15)

+ Đối với kết cấu tĩnh định :  $e_o = (e_a + e_1)$  (3.16)

Trong đó :  $e_1$  là độ lệch tâm tĩnh học :  $e_1 = \frac{M}{N}$

$e_a$  là độ lệch tâm ngẫu nhiên :  $e_a = \max(\frac{l}{600}; \frac{h}{30})$

- Chiều dài tính toán:  $l_o = 0,7H$  (3.17)

- Tính  $\lambda = \frac{l_o}{h}$

+ Nếu  $\lambda = \frac{l_o}{h} \leq 8$  : Bỏ qua ảnh h- ợng của lực uốn dọc, lấy  $\eta = 1$ .

+ Nếu  $\lambda = \frac{l_o}{h} > 8$  : Xét đến ảnh h- ợng của lực uốn dọc.

$$\text{Tính hệ số xét đến ảnh hưởng của uốn dọc } \eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{th}}} \quad (3.18)$$

$$\text{Trong đó: } N_{th} = \frac{2,5 \cdot \theta \cdot E_b \cdot J_b}{l_o^2}; \theta = \frac{0,2e_o + 1,05 \cdot h}{1,5e_o + h} \quad (3.19)$$

$E_b$ : tra bảng, phụ thuộc vào cấp độ bền của bê tông

$$J_b \text{ Môđun quán tính: } J_b = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (3.20)$$

$l_o = \varphi \cdot l$  ( $\varphi$  là hệ số phụ thuộc vào dạng liên kết).

Khi có  $\eta$ , tính  $e$ :

$$e = \eta \cdot e_o + 0,5h - a \quad (3.21)$$

- Tính  $x$ : Chiều cao vùng bê tông chịu nén:

$$x = \frac{N}{R_b \cdot b} \quad (3.22)$$

- So sánh, sẽ xảy ra 3 trường hợp sau:

+) Nếu  $2a' < x < \xi_R \cdot h_0$ : Trường hợp lệch tâm lớn thông thường.

$$\text{Tính } A_s = A'_s = \frac{N(e - h_0 + 0,5x)}{R_{sc} \cdot Z_a} \quad (3.23)$$

+) Nếu  $x < 2a'$ : Trường hợp lệch tâm lớn đặc biệt.

$$\text{Tính } A_s = A'_{sc} = \frac{N(e - Z_a)}{R_s \cdot Z_a} \quad (3.24)$$

+) Nếu  $x > \xi_R \cdot h_0$ : Trường hợp lệch tâm bé.

Tính lại  $x_1$ :

$$x_1 = \left[ \xi_R + \frac{1 - \xi_R}{1 + 50 \cdot \left(\frac{e_o}{h}\right)^2} \right] \quad (3.25)$$

$$\text{Tính } A_s = A'_{sc} = \frac{N \cdot e - R_b \cdot b \cdot x_1 \cdot (h_0 - 0,5x_1)}{R_{sc} \cdot Z_a} \quad (3.26)$$

Tính cho cả ba trường hợp mà ta chọn nội lực rồi chọn trường hợp có tiết diện thép lớn nhất.

b) Tính toán cốt thép cột D tầng 1: (Phần tử 1).

- Tính toán cốt dọc cho cột.

Kích thước cột:  $h = 40 \text{ cm}$ ,  $b = 30 \text{ cm}$

Chọn  $a = a' = 4(\text{cm})$ ;  $h_0 = h - a = 40 - 4 = 36(\text{cm})$ ;  $Z_a = h - (a + a') = 40 - 2 \cdot 4 = 32(\text{cm})$

$l = 450(\text{cm}) \rightarrow l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 450 = 315(\text{cm})$

Từ bảng tổ hợp ta chọn ra 3 cặp nội lực tiêu biểu sau:

*Bảng 3.6 : Tổ hợp cặp nội lực nguy hiểm của phần tử 1.*

Kí hiệu cặp nội lực	Đặc điểm cặp nội lực	M (kG.m)	N (kG)	$e_1 = M/N$ (cm)	$e_a$ (cm)	$e_0 = \max(e_1, e_a)$ (cm)
1	$e_{\max}$	8610	147680	5,83	1,3	5,83
2	$ M_{\max} $	8610	147680	5,83	1,3	5,83
3	$N_{\max}$	8300	168820	4,92	1,3	4,92

$$e_a = \max\left(\frac{l}{600}; \frac{h}{30}\right) = \max\left(\frac{450}{600}; \frac{40}{30}\right) = \max(0,75; 1,3) = 1,3(\text{cm}).$$

+) Tính cốt thép đối xứng cho cặp 1, cặp 2:

-  $M = 8610$  (kG.m) ;  $N = 147680$ (kG).

Độ mảnh  $\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{315}{40} = 7,875 < 8$  ng- òi ta bỏ qua ảnh h- ỏng của uốn dọc,  $\eta = 1$ .

Độ lệch tâm  $e = \eta \cdot e_0 + 0,5 \cdot h - a = 1,5 \cdot 83 + 0,5 \cdot 40 - 4 = 21,83$  (cm).

Chiều cao vùng nén:

$$x = \frac{N}{R_b \cdot b} = \frac{147680}{115 \cdot 30} = 42,8(\text{cm}).$$

Tính:  $\xi_R \cdot h_0 = 0,623 \cdot 36 = 22,428$  (cm);  $2a' = 2 \cdot 4 = 8$ (cm).

Vậy xảy ra tr- ờng hợp :  $x > \xi_R \cdot h_0$  : Tr- ờng hợp lệch tâm bé.

Tính lại  $x$ :

$$x_1 = \left(\xi_R + \frac{1 - \xi_R}{1 + 50 \cdot \left(\frac{e_0}{h}\right)^2}\right) \cdot h_0 = \left(0,623 + \frac{1 - 0,623}{1 + 50 \cdot \left(\frac{5,83}{40}\right)^2}\right) \cdot 36$$

$$\rightarrow x_1 = 29$$
 (cm).

Diện tích cốt thép là:

$$A_s = A'_s = \frac{N \cdot e - R_b \cdot b \cdot x_1 \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x_1)}{R_{SC} \cdot Z_a}$$

$$A_s = A'_s = \frac{147680 \cdot 21,83 - 115 \cdot 30 \cdot 29 \cdot (36 - 0,5 \cdot 29)}{2800 \cdot 32} = 11,97(\text{cm}^2).$$

+) Cặp 3:  $M = 8300$  (kG.m) ;  $N = 168820$  (kG).

Độ mảnh  $\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{315}{40} = 7,875 < 8$  ng- òi ta bỏ qua ảnh h- ỏng của uốn dọc,  $\eta = 1$ .

Độ lệch tâm  $e = \eta \cdot e_0 + 0,5 \cdot h - a = 1,4,92 + 0,5 \cdot 40 - 4 = 0,92$  (cm).

Chiều cao vùng nén

$$x = \frac{N}{R_b \cdot b} = \frac{168820}{115 \cdot 30} = 48,9(\text{cm}).$$

Tính:  $\xi_R \cdot h_0 = 0,623 \cdot 36 = 22,428$  (cm);  $2a' = 2 \cdot 4 = 8$ (cm).

Vậy xảy ra tr- ờng hợp :  $x > \xi_R \cdot h_0$  : Tr- ờng hợp lệch tâm bé.

Tính lại  $x$ :



$$x_1 = \left( \xi_R + \frac{1 - \xi_R}{1 + 50 \cdot \left( \frac{e_0}{h} \right)^2} \right) \cdot h_0 = \left( 0,623 + \frac{1 - 0,623}{1 + 50 \cdot \left( \frac{4,92}{40} \right)^2} \right) \cdot 36$$

$$\rightarrow x_1 = 30,2 \text{ (cm)}.$$

Diện tích cốt thép là:

$$A_s = A'_s = \frac{N \cdot e - R_b \cdot b \cdot x_1 \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x_1)}{R_{sc} \cdot Z_a}$$

$$A_s = A'_s = \frac{168820 \cdot 20,92 - 115 \cdot 30 \cdot 30,2 \cdot (36 - 0,5 \cdot 30,2)}{2800 \cdot 32} = 15,11 \text{ (cm}^2\text{)}.$$

Lấy  $A_s = A'_s = 15,11 \text{ (cm}^2\text{)}$  để lựa chọn thép.

Vậy chọn 3φ22 và 2φ20 có  $\sum F_a = 17,68 \text{ (cm}^2\text{)}$ .

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu_t = \frac{2 \cdot A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{2 \cdot 12,83}{30 \cdot 36} \cdot 100\% = 2,37\%.$$

- Tính toán cốt đai cho cột.

+ ) Đ-ờng kính cốt đai:

$\phi_{sw} \geq (\phi_{max}/4; 5 \text{ mm}) = (25/4; 5) = 6,25 \text{ (mm)}$ . Ta chọn cốt đai φ8 ,2 nhánh, nhóm AI.

+ ) Khoảng cách cốt đai “s”.

Trong đoạn nối chồng cốt thép dọc:

$$s \leq (8\phi_{min}; 500\text{mm}) = (8 \cdot 22; 500) = 176 \text{ (mm)}.$$

Ta chọn  $s = 150 \text{ (mm)}$ .

Các đoạn còn lại

$$s \leq (10\phi_{min}; 500\text{mm}) = (10 \cdot 22; 500) = 220 \text{ (mm)}. \text{ Ta chọn } s = 200 \text{ (mm)}.$$

c) Tính toán cốt thép cột C tầng 1( Phần tử 9).

- Tính toán cốt dọc cho cột.

Kích thước cột:  $h = 50 \text{ cm}$ ,  $b = 30 \text{ cm}$

Chọn  $a = a' = 4 \text{ (cm)}$ ;  $h_0 = h - a = 50 - 4 = 46 \text{ (cm)}$ ;  $Z_a = h - (a + a') = 50 - 2 \cdot 4 = 42 \text{ (cm)}$

$$l = 450 \text{ (cm)} \rightarrow l_0 = 0,7 \cdot l = 0,7 \cdot 450 = 315 \text{ (cm)}$$

Thép AII: có  $R_s = R_{sc} = 2800 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$   $R_{sw} = 2250 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$ .

Bê tông B20 có  $R_b = 115 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$   $R_{bt} = 9 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$ .

$$E_b = 270 \cdot 10^3 \text{ (kG/cm}^2\text{)} \quad \xi_R = 0,623$$

Từ bảng tổ hợp ta chọn ra 3 cặp nội lực tiêu biểu sau:

*Bảng 3.7 : Tổ hợp cặp nội lực nguy hiểm của phần tử 9.*

Kí hiệu cặp nội lực	Đặc điểm cặp nội lực	M (kG.m)	N (kG)	$e_1 = M/N$ (cm)	$e_a$ (cm)	$e_0 = \max(e_1, e_a)$ (cm)
1	$e_{\max}$	14400	155920	9,24	1,67	9,24
2	$ M_{\max} $	14400	155920	9,24	1,67	9,24
3	$N_{\max}$	9997	198400	5,04	1,67	5,04

$$e_a = \max\left(\frac{l}{600}; \frac{h}{30}\right) = \max\left(\frac{450}{600}; \frac{50}{30}\right) = \max(0,75; 1,67) = 1,67(\text{cm}).$$

Tính toán nh- phần tử 1:

+ ) Tính cốt thép đối xứng với cặp 1 và cặp 2 có:  $A_s = A_{s'} = 10,08(\text{ cm}^2)$ .

+ ) Tính toán cốt thép đối xứng cho cặp 3 có:  $A_s = A_{s'} = 15,39(\text{ cm}^2)$ .

Lấy  $A_s = A_{s'} = 15,39(\text{ cm}^2)$  để lựa chọn thép.

Vậy chọn 2 $\phi$ 20 và 3 $\phi$ 22 có  $\sum F_a = 17,68(\text{ cm}^2)$ .

$$\mu_t = \frac{2.A_s}{b.h_0} . 100\% = \frac{2.15,38}{30.46} . 100\% = 2,22\%$$

- *Tính toán cốt đai cho cột.*

+ ) Đ- ờng kính cốt đai:

$\phi_{sw} \geq (\phi_{\max}/4; 5 \text{ mm}) = (22/4; 5) = 5,5 \text{ mm}$ . Ta chọn cốt đai  $\phi 8,2$  nhánh, nhóm AI.

+ ) Khoảng cách cốt đai “s”.

Trong đoạn nối chồng cốt thép dọc:

$$s \leq (8\phi_{\min}; 500\text{mm}) = (8.20; 500) = 160(\text{mm}).$$

Ta chọn  $s = 150(\text{mm})$ .

Các đoạn còn lại

$$s \leq (10\phi_{\min}; 500\text{mm}) = (10.20; 500) = 200(\text{mm}). \text{ Ta chọn } s = 200(\text{mm}).$$

Tương tự như vậy ta có bảng tính thép cho các cột cho các tầng nh- sau.

Cột D tầng 2,3,4

Cột D tầng 5,6,7,tum

Cột C tầng 2,3,4

Cột C tầng 5,6,7,tum

**Bảng 3.8 : Tính và lựa chọn thép cột các tầng trực A,D.**

Phân tử		Cột D tầng 2,3,4			Cột D tầng 5,6,7, tum		
		Cặp nội lực	$M (kG.m)$	11090	11440	10510	7260
	$N (kG)$	147230	146040	128040	68720	68720	60550
Tiết diện cột	$h (cm)$	40	40	40	30	30	30
	$b (cm)$	30	30	30	30	30	30
$abv = a' (cm)$		4	4	4	4	4	4
$h_0 (cm)$		36	36	36	26	26	26
$Za$		32	32	32	22	22	22
Chiều dài Cột	$l (cm)$	360	360	360	360	360	360
	$l_0 (cm)$	252	252	252	252	252	252
$e_0 (cm)$		4,92	7,83	8,21	10,56	10,56	11,11
Xét uốn dọc	$l_0/h$	6,3	6,3	6,3	8,4	8,4	8,4
	$\eta$	1	1	1	1,15	1,15	1,13
$e (cm)$		23,53	23,83	24,21	23,14	23,14	23,55
$x_1 (cm)$		27,3	27,1	26,8	17,6	17,6	17,4
$\xi_R \cdot h_0$		22,428	22,428	22,428	16,198	16,198	16,198
$As=A's (cm^2)$		15,17	15,41	11,28	8,86	8,86	6,29
Chọn thép		3 $\phi$ 22 và 2 $\phi$ 20 có $\sum F_a = 17,68$			3 $\phi$ 20 Có $\sum F_a = 9,42$		

**Bảng 3.9 : Tính và lựa chọn thép cột các tầng trực B,C.**

Phân tử		Cột C tầng 2,3,4			Cột D tầng 5,6,7,tum		
		Cặp nội lực	$M (kG.m)$	8420	16410	1550	5210
	$N(kG)$	173600	166730	136940	81980	78990	65930
Tiết diện cột	$h(cm)$	50	50	50	35	35	35
	$b(cm)$	30	30	30	30	30	30
$abv = a'(cm)$		4	4	4	4	4	4
$h_0 (cm)$		46	46	46	31	31	31
$Za$		42	42	42	27	27	27
Chiều dài Cột	$l(cm)$	360	360	360	360	360	360
	$l_0 (cm)$	252	252	252	252	252	252
$e_0 (cm)$		4,85	9,84	11,32	6,36	12,08	13,67
Xét uốn dọc	$l_0/h$	5,04	5,04	5,04	7,2	7,2	7,2
	$\eta$	1	1	1	1	1	1
$e (cm)$		25,85	30,84	32,32	19,86	25,58	27,17
$x_1 (cm)$		40,5	34,6	33,5	23,7	21	19,1
$\xi_R \cdot h_0$		28,658	28,658	38,658	19,313	19,313	19,313
$As=A's (cm^2)$		7,56	14,6	8,9	0,82	7,08	4,2
Chọn thép		2 $\phi$ 20 và 3 $\phi$ 22 có $\sum F_a = 17,68 \text{ cm}^2$			3 $\phi$ 20 Có $\sum F_a = 9,42 (cm^2)$		

d) *Tính toán cấu tạo nút góc trên cùng.*

Nút góc là nút giao giữa:

- +) Phần tử dầm 40 và phần tử cột 8;
- +) Phần tử dầm 56 và phần tử cột 32.

Chiều dài neo cốt thép ở nút góc phụ thuộc vào tỉ số  $e_0/h_{cột}$ .

+ ) Dựa vào bảng tổ hợp nội lực cột , ta chọn ra cặp nội lực M, N của phần tử số 8 có độ lệch tâm  $e_0$  lớn nhất. Đó là cặp có  $M = 3134$  (kG.m);  $N = 4835$ (kG) có  $e_0 = 64$  (cm)

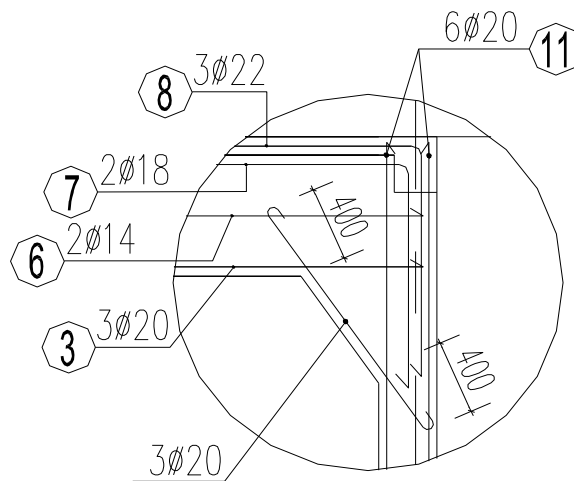
$$\Rightarrow \frac{e_0}{h} = \frac{64}{30} = 2,13 > 0,5 . \text{ Vậy ta sẽ cấu tạo cốt thép nút góc trên cùng theo tr-ờng}$$

hợp có  $\frac{e_0}{h} > 0,5$ .

+ ) Dựa vào bảng tổ hợp nội lực cột , ta chọn ra cặp nội lực M, N của phần tử số 32 có độ lệch tâm  $e_0$  lớn nhất. Đó là cặp có  $M = 2970$  (kG.m);  $N = 4750$  (kG) có  $e_0 = 62$  (cm)

$$\Rightarrow \frac{e_0}{h} = \frac{62}{30} = 2,06 > 0,5 . \text{ Vậy ta sẽ cấu tạo cốt thép nút góc trên cùng theo tr-ờng}$$

hợp có  $\frac{e_0}{h} > 0,5$ .



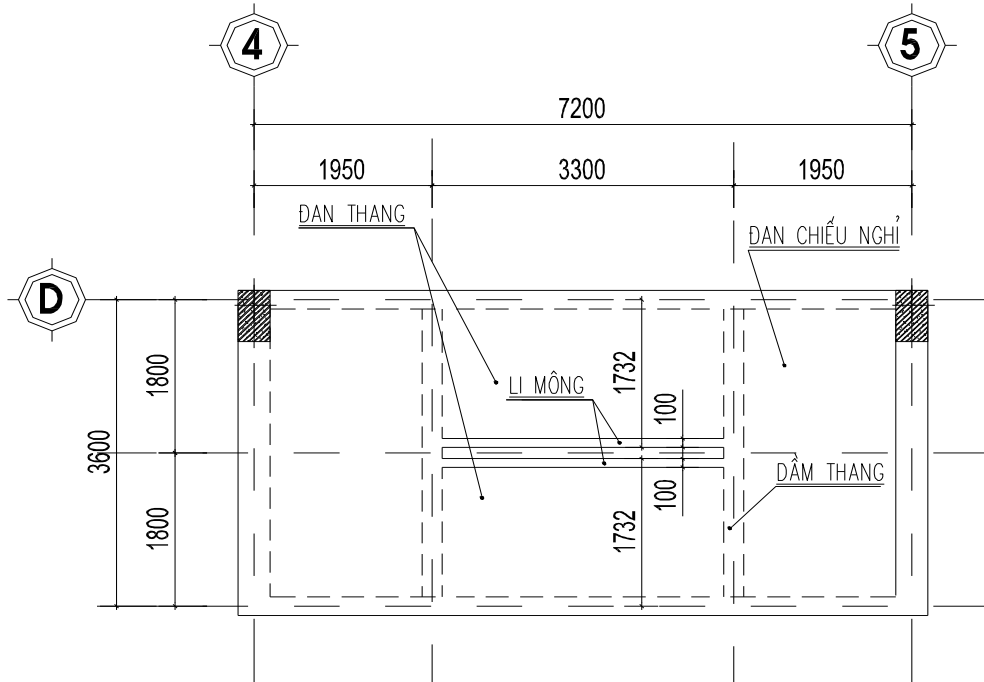
**Cấu tạo nút góc trên cùng.**

## CHƯƠNG 4: TÍNH TOÁN CẦU THANG BỘ.

Công trình gồm hai thang bộ và một thang máy. Các cầu thang chạy suốt từ tầng 1 tới tầng 7 phục vụ giao thông theo ph-ong đứng và là nơi để thoát hiểm khi xảy ra sự cố. Ta tiến hành tính toán thang bộ CT1 của tầng điển hình là tầng 3.

### 4.1: Số liệu tính toán cầu thang.

- Sơ đồ kết cấu:



Hình 4.1: Mặt bằng kết cấu thang bộ CT1 tầng điển hình.

Thang CT1 thuộc loại thang 2 vế, có cốn thang. Bản đàn thang có cấu tạo gồm hai đầu, một đầu vào dầm li mông và một đầu gối lên t-ờng nên ta tính toán bản đàn thang theo bản chịu lực một ph-ong.

Sơ đồ tính bản thang: Cắt một dải rộng 1m theo chiều song song với cạnh ngắn để tính toán.

- Kích th-ớc tiết diện:

Bản thang chọn sơ bộ chiều dày là 100(mm) cho cả bản chéo và bản nằm ngang. Chọn kích th-ớc tiết diện dầm thang là:  $b \times h = 220 \times 300$ .

### 4.2: Tính toán bản thang.

a) *Nhịp tính toán:*

Chiều dài hình học của bản thang:

$$l_2 = \sqrt{1,8^2 + 3,08^2} = 3,567(\text{m})$$

$$l_{01} = l_1 - b_{\text{dầm}} = 1732 - 130 = 1602(\text{mm}).$$

$$l_{02} = l_2 = 3567(\text{mm}).$$

Xét tỷ số kích th-ớc hai cạnh bản:

$$\frac{l_{02}}{l_{01}} = \frac{3567}{1602} = 2,22 > 2$$

=> Vậy bản làm việc theo một ph-ong. Tính theo bản kê loại dầm.

b) *Xác định tải trọng tính toán.*

- *Tĩnh tải.*

+) *Trọng l- ọng lớp Granito ốp bậc thang:  $\delta = 1 \text{ cm}$  ;  $\gamma = 2000 \text{ kG/m}^3$*

$$g_1 = 1,1 \times 0,01 \times 2000 = 22 \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

+) *Gạch bản thang: bậc rộng 260 (mm),cao 150 (mm); xem nh- 1m dài có 4 bậc*

$$g_2 = 2 \times 0,15 \times 0,26 \times 1800 \times 1,2 = 168,5 \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

+) *Vữa trát:  $\delta = 1,5 \text{ cm}$*

$$g_3 = 1,3 \times 0,015 \times 1800 = 35,1 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

+) *Bản thang BTCT:  $\delta = 10 \text{ cm}$*

$$g_4 = 1,1 \times 0,1 \times 2500 = 275 \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

+) *Vữa lát:  $\delta = 1,5 \text{ cm}$*

$$g_5 = 1,3 \times 0,015 \times 1800 = 35,1 \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

=>  *Tổng tĩnh tải:  $g = 535,7 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$ .*

- *Hoạt tải.*

$$p_{tt} = 1,2 \times 400 = 480 \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

=>  *Tổng tải trọng tính toán tác dụng lên bản thang:*

$$q = 535,7 + 480 = 1015,7 \text{ (kG/m}^2\text{)}.$$

c) *Nội lực tính toán:*

*Góc nghiêng của bản thang so với ph- ơng ngang:*

$$\text{Tg}\alpha = \frac{1,8}{3,08} = 0,58 \Rightarrow \alpha = 30^\circ$$

$$\Rightarrow \cos\alpha = 0,866$$

=>  *Mômen lớn nhất tại giữa nhịp là:*

$$M = \frac{q \cdot \cos\alpha \cdot l^2}{8} = \frac{1015,7 \cdot 0,866 \cdot 1,567^2}{8} = 270 \text{ (kG.m)} . \tag{4.1}$$

d) *Tính toán cốt thép.*

*Chọn  $a = 1,5 \text{ cm} \Rightarrow h_0 = 10 - 1,5 = 8,5 \text{ cm}$*

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{27000}{115 \cdot 100 \cdot 8,5^2} = 0,025 \tag{4.2}$$

$$\zeta = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,025}) = 0,987 \tag{4.3}$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{27000}{2250 \cdot 0,987 \cdot 8,5} = 1,43 \text{ (cm}^2\text{)} . \tag{4.4}$$

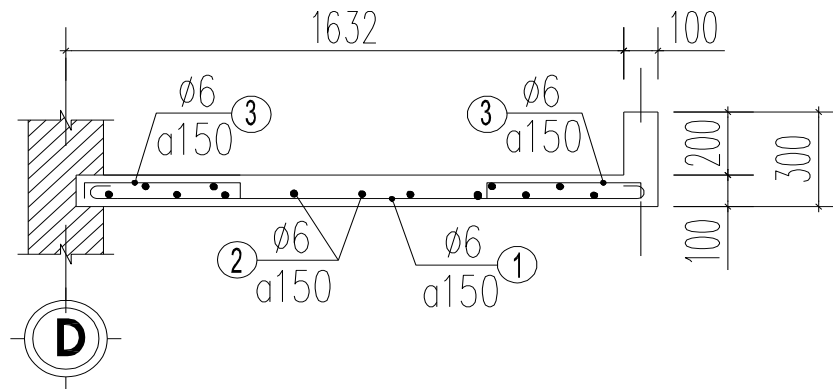
*Dự kiến dùng thép  $\phi 6$  có  $a_s = 0,283 \text{ (cm}^2\text{)}$ . Khoảng cách giữa các cốt thép là:*

$$s = \frac{b \cdot a_s}{A_s} = \frac{100 \cdot 0,283}{1,43} = 20 \text{ (cm)} \tag{4.5}$$

=>  *Chọn  $\phi 6$  a150 có  $A_s = 1,98 \text{ (cm}^2\text{)}$ .*

*Kiểm tra hàm l- ượng cốt thép:*

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{1,43}{100 \cdot 8,5} \cdot 100\% = 0,295\% > \mu_{\min} = 0,05\% \tag{4.6}$$



Hình 4.2: Bố trí thép bản thang.

4.3: Tính bản chiếu nghỉ:

a) Nhịp tính toán:

$$l_{01} = l_1 - b_{dâm} = 1950 - 220 = 1730(mm).$$

$$l_{02} = l_2 - b_{dâm} = 3600 - 220 = 3380(mm).$$

Xét tỷ số kích thước hai cạnh bản:

$$\frac{l_{02}}{l_{01}} = \frac{3380}{1730} = 1,9 \leq 2$$

=> Vậy bản làm việc theo hai phương. Tính theo bản kê bốn cạnh.

b) Tải trọng tác dụng :

- Tĩnh tải.

+) Trọng lượng lớp Granito ốp bậc thang:  $\delta = 1 \text{ cm}$  ;  $\gamma = 2000 \text{ kG/m}^3$

$$g_1 = 1,1 \times 0,01 \times 2000 = 22 \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

+) Vữa trát:  $\delta = 1,5 \text{ cm}$

$$g_2 = 1,3 \times 0,015 \times 1800 = 35,1 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

+) Bản thang BTCT:  $\delta = 10 \text{ cm}$

$$g_3 = 1,1 \times 0,1 \times 2500 = 275 \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

+) Vữa lát:  $\delta = 1,5 \text{ cm}$

$$g_4 = 1,3 \times 0,015 \times 1800 = 35,1 \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

=> Tổng tĩnh tải:  $g = 367,2 \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$

- Hoạt tải.

$$p_{tt} = 1,2 \times 400 = 480 \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

=> Tổng tải trọng tính toán tác dụng lên bản thang:

$$q = 367,2 + 480 = 847,2 \text{ (kG/m}^2\text{)}.$$

c) Xác định nội lực:

Khi cốt thép trong mỗi phương được bố trí đều nhau. Các mômen trong bản quan hệ bằng biểu thức:

$$\frac{ql_{01}^2(3l_{02} - l_{01})}{12} = (2M_1 + M_I + M_{I'})l_{02} + (2M_2 + M_{II} + M_{II'})l_{01} \quad (4.7)$$

Chọn tỷ số nội lực giữa các tiết diện:

$$\frac{M_1}{M_2} = 3,3; \frac{M_I}{M_1} = 2,5; \frac{M_{II}}{M_2} = 2,5; M_I = M_{I'}; M_{II} = M_{II'}$$

Vậy:

$$\frac{847,2.1,73^2.(3,3,38-1,73)}{12} = 7M_1.3,38 + 7.0,3M_1.1,73 = 27,3M_1$$

Giải phương trình ta tìm được:  $M_1 = 76(kG.m)$ .

$$M_2 = 0,3M_1 = 23(kG.m).$$

$$M_I = M_{I'} = 2,5.M_1 = 190(kG.m).$$

$$M_{II} = M_{II'} = 2,5.M_2 = 57,5(kG.m).$$

d) *Tính toán cốt thép:*

- Tính toán cốt thép theo phương cạnh ngắn :

+) Mômen design:  $M_1 = 76(kG.m)$ .

Giả thiết  $a_0 = 1,5(cm) \Rightarrow h_0 = h - a = 10 - 1,5 = 8,5(cm)$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{7600}{115 \cdot 100 \cdot 8,5^2} = 0,007 < \alpha_R = 0,427$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5.(1 + \sqrt{1 - 2.\alpha_m}) = 0,5.(1 + \sqrt{1 - 2.0,007}) = 0,996$$

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

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{7600}{2250 \cdot 0,996 \cdot 8,5} = 0,58(cm^2)$$

Dự kiến dùng thép  $\phi 6$  có  $a_s = 0,283(cm^2)$ . Khoảng cách giữa các cốt thép là:

$$s = \frac{b.a_s}{A_s} = \frac{100.0,283}{0,58} = 40(cm)$$

$\Rightarrow$  Chọn  $\phi 6 a200$  có  $A_s = 1,415 (cm^2)$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu = \frac{A_s}{b.h_0} . 100\% = \frac{0,58}{100.8,5} . 100\% = 0,068\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$

Vậy cốt thép đã chọn thỏa mãn yêu cầu.

+) Mômen âm:  $M_I = M_{I'} = 190(kG.m)$ .

Giả thiết  $a_0 = 1,5(cm) \Rightarrow h_0 = h - a = 10 - 1,5 = 8,5(cm)$ .

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{19000}{115 \cdot 100 \cdot 8,5^2} = 0,018 < \alpha_R = 0,427$$

$$\Rightarrow \zeta = 0,5.(1 + \sqrt{1 - 2.\alpha_m}) = 0,5.(1 + \sqrt{1 - 2.0,018}) = 0,991$$

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

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{19000}{2250 \cdot 0,991 \cdot 8,5} = 1(cm^2)$$

Dự kiến dùng thép  $\phi 6$  có  $a_s = 0,283(cm^2)$ . Khoảng cách giữa các cốt thép là:

$$s = \frac{b.a_s}{A_s} = \frac{100.0,283}{0,58} = 48,79(cm)$$

$\Rightarrow$  Chọn  $\phi 6 a200$  có  $A_s = 1,415 (cm^2)$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:

$$\mu = \frac{A_s}{b.h_0} . 100\% = \frac{1}{100.8,5} . 100\% = 0,11\% > \mu_{\min} = 0,05\%$$



Vậy cốt thép đã chọn thoả mãn yêu cầu.

- Theo ph-ơng cạnh dài :

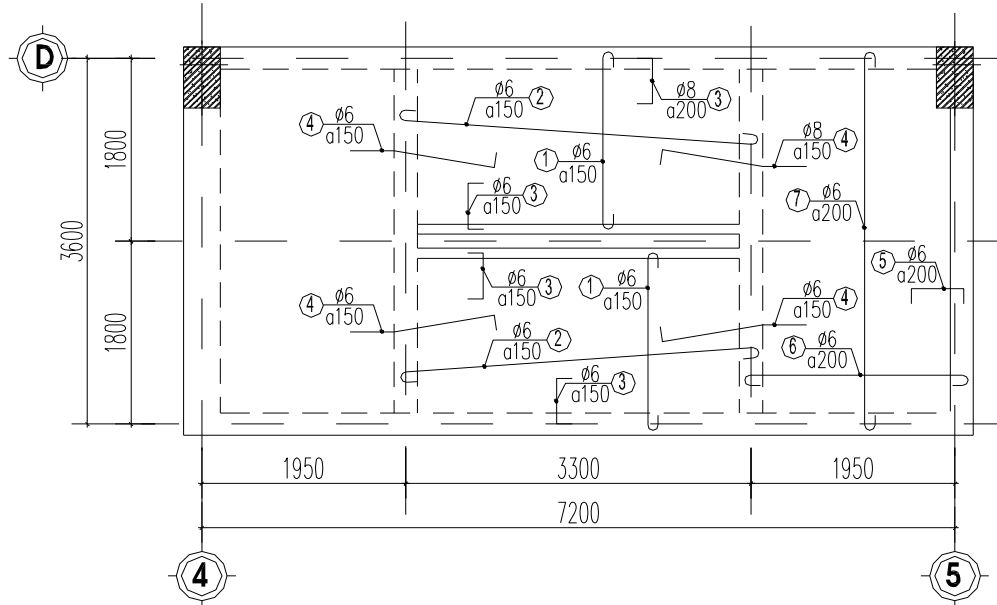
T-ơng tự ta tính đ-ợc các giá trị sau:

+) Mômen d-ơng:  $M_2 = 52,08(kG.m)$ .

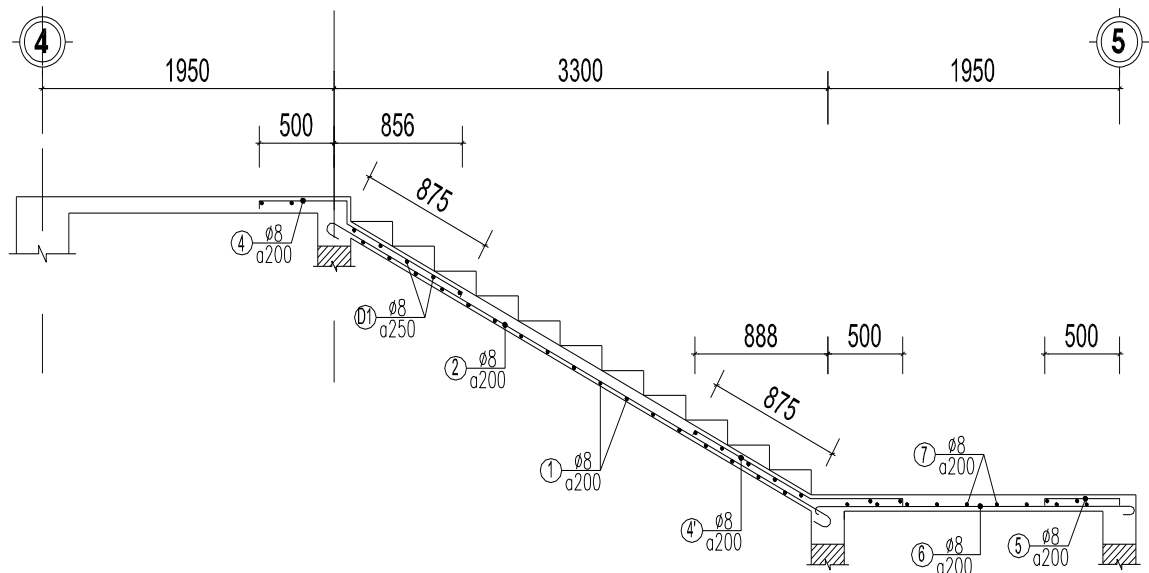
$F_a = 0,12(cm^2)$ . Chọn  $\phi 6$  a200 có  $A_s = 1,415 (cm^2)$ .

+) Mômen âm:  $M_{II} = M_{II'} = 78,12(kG.m)$ .

$F_a = 0,3(cm^2)$ . Chọn  $\phi 6$  a200 có  $A_s = 1,415 (cm^2)$ .



**Hình 4.3: Mặt bằng bố trí thép cầu thang CT1.**



**Hình 4.4: Mặt cắt bố trí thép cầu thang CT1.**

**4.4: Tính toán dầm cốn thang:**

a) Thông số tính toán:

- Tiết diện cốn thang( limông) chọn sơ bộ:  $b \times h = 100 \times 300$ .

- Nhịp tính toán của cốn thang tính từ mép ngoài của hai dầm chiếu tới và dầm chiếu nghỉ là:  $L = 3567 (mm)$ .

- Sơ đồ tính: Dầm đơn giản, hai đầu liên kết ngàm vào dầm chiếu tới và dầm chiếu nghỉ.

b) *Xác định tải trọng:*

+ ) Tải bản thân dầm cốt thép:

$$g_1 = 1,1 \cdot 0,1 \cdot 0,3 \cdot 2500 = 82,5 \text{ (kG/m)}.$$

+ ) Tải bản thang truyền vào:

$$g_2 = 0,5 \cdot 1,632 \cdot 1015,7 = 829 \text{ (kG/m)}.$$

+ ) Tải do lan can tay vịn bằng sắt:

$$g_3 = 1,1 \cdot 50 = 55 \text{ (kG/m)}.$$

+ ) Tổng tải trọng tác dụng lên cốt thép theo phương đứng là:

$$q = 82,5 + 829 + 55 = 966,5 \text{ (kG/m)}.$$

c) *Tính toán cốt thép:*

- Tính toán cốt thép dọc:

Mômen lớn nhất ở hai đầu ngàm là:

$$M = \frac{ql^2}{12 \cdot \cos \alpha} = \frac{966,5 \cdot 3,567^2}{12 \cdot \cos 30} = 1184 \text{ (kG.m)}.$$

Chọn  $a = 2 \text{ cm} \Rightarrow h_0 = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{118400}{115 \cdot 10 \cdot 28^2} = 0,104$$

$$\zeta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m}) = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,104}) = 0,947$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \zeta \cdot h_0} = \frac{118400}{2800 \cdot 0,947 \cdot 28} = 1,6 \text{ (cm}^2\text{)}.$$

Thép trong dầm thang đặt  $1\phi 16, F_a = 2,01 \text{ (cm}^2\text{)}$  cho thanh thép trên chịu mômen âm và  $1\phi 14, F_a = 1,539 \text{ (cm}^2\text{)}$  cho thanh thép dưới chịu mômen dương.

- Tính toán cốt thép ngang:

$$\text{Lực cắt lớn nhất tại gối: } Q_{\max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{966,5 \cdot 3,567}{2} = 1724 \text{ (kG)} = 1,724 \text{ (T)}.$$

Để dầm không bị phá hoại do bê tông bị ép vỡ theo dải nén nghiêng. Lực cắt phải thỏa mãn:

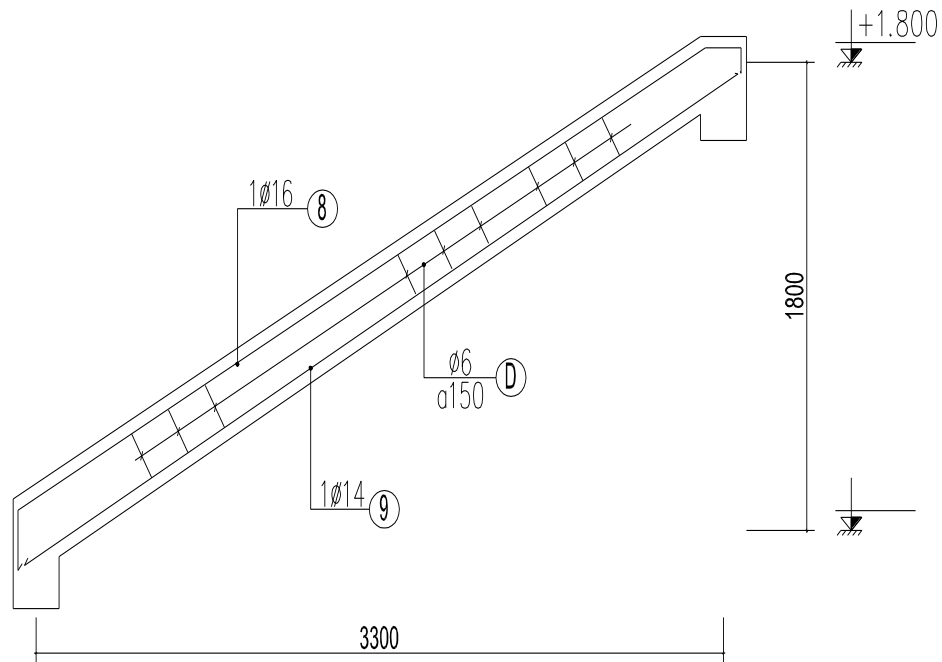
$$Q_{\max} \leq 0,3 \cdot \varphi_{01} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$$

+ ) Kiểm tra điều kiện tính toán:

$$Q_{b \min} = \varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$$

$$\Rightarrow Q_{b \min} = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 100 \cdot 280 = 17640 \text{ (N)} = 1,764 \text{ (T)}$$

$Q_{\max} = 1,724 < Q_{b \min} = 1,764 \text{ (T)} \Rightarrow$  Không phải tính cốt đai chịu cắt mà chỉ bố trí cốt đai theo cấu tạo.



Hình 4.5: Bố trí thép cốn cầu thang CT1.

4.5: Tính toán dầm chiếu nghỉ, chiếu tới.

a) Tải trọng:

Chọn dầm tiết diện 220 x 300 (mm).

+) Tải bản thân dầm thang:

$$g_1 = 1,1 \cdot 0,22 \cdot 0,3 \cdot 2500 = 181,5 \text{ (kG/m)}.$$

+) Tải bản chiếu nghỉ truyền vào:

$$\text{Bản chiếu nghỉ có } r = \frac{l_2}{l_1} = \frac{3,6}{1,95} = 1,84 < 2$$

$$\beta = \frac{l_1}{2.l_2} = \frac{1,9}{2.3,6} = 0,27$$

$$\rightarrow K = 1 - 2.\beta^2 + \beta^3 = 1 - 2.0,27^2 + 0,27^3 = 0,87$$

$$g_2 = 0,87.0,5 \cdot 1,95 \cdot 847,2 = 719 \text{ (kG/m)}.$$

+) Tải do lan can tay vịn bằng sắt:

$$g_3 = 1,1 \cdot 50 = 55 \text{ (kG/m)}.$$

+) Tổng tải trọng tác dụng lên dầm thang theo ph-ong đứng là:

$$q = 181,5 + 719 + 55 = 955,5 \text{ (kG/m)}.$$

+) Tải tập trung do cốn thang truyền vào:

$$P = 966,5 \cdot 3,567/2 = 1723,7 \text{ (kG)}.$$

Dầm thang đ-ợc xem gần đúng nh- một dầm đơn giản

b) Tính toán cốt thép:

- Tính toán cốt thép dọc:

Mômen lớn nhất ở giữa nhịp là:

$$M = \frac{ql^2}{8} + \frac{P.l}{4} = \frac{955,5.3,6^2}{8} + \frac{1723,7.3,6}{4} = 3100 \text{ (kG.m)}$$

Chọn a = 2 cm  $\Rightarrow h_0 = 30 - 2 = 28$  cm

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{310000}{115.22.28^2} = 0,124$$

$$\zeta = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2.\alpha_m}) = 0,5 \cdot (1 + \sqrt{1 - 2.0,124}) = 0,934$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{310000}{2800 \cdot 0,934 \cdot 28} = 4,23 \text{ (cm}^2\text{)}.$$

Thép trong dầm thang đặt 2φ18, Fa=5,09 (cm<sup>2</sup>) cho thanh thép d- ới chịu mômen d- ơng và 2φ16 làm cốt giá.

- Tính toán cốt thép ngang:

Lực cắt lớn nhất tại gối:

$$Q_{\max} = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{P \cdot l}{2} = \frac{955,5 \cdot 3,6}{2} + \frac{1723,7 \cdot 3,6}{2} = 4822,7 \text{ (kG)} = 4,82 \text{ (T)}$$

Để dầm không bị phá hoại do bê tông bị ép vỡ theo ph- ơng đứng. Lực cắt phải thỏa mãn:

$$Q_{\max} \leq 0,3 \cdot \varphi_{\omega 1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$$

+) Kiểm tra điều kiện tính toán:

$$Q_{b \min} = \varphi_{b 3} \cdot R_{b r} \cdot b \cdot h_0$$

$$\Rightarrow Q_{b \min} = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 220 \cdot 280 = 38808 \text{ (N)} = 3,881 \text{ (T)}$$

$$Q_{\max} = 4,82 > Q_{b \min} = 3,881 \text{ (T)} \Rightarrow \dots$$

$$\dots \varphi_{\omega 1} = 1,05 \quad \varphi_{b 1} = 1 - \beta \cdot R_b = 1 - 0,01 \cdot 13 = 0,87$$

$$Q_{b r} = 0,3 \cdot \varphi_{\omega 1} \cdot \varphi_{b 1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0 = 0,3 \cdot 1,05 \cdot 0,87 \cdot 14,5 \cdot 220 \cdot 280 = 244781,46 \text{ (N)} = 24,5 \text{ (T)}$$

$$\dots Q_{\max} = 4,82 < Q_{b r} = 19,2 \text{ (T)}$$

$$\dots Q_{\max} = 4,8 < 0,7 \cdot Q_{b r} = 17,15 \text{ (T)}$$

$$M_b = \varphi_{b 2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{b r} \cdot b \cdot h_0^2 = 2,0 \cdot 9 \cdot 220 \cdot 280^2 = 3,6 \cdot 10^7 \text{ (N} \cdot \text{mm)}$$

$$C_* = \frac{2 \cdot M_b}{Q_{\max}} = \frac{2 \cdot 3,6 \cdot 10^7}{4,8 \cdot 10^4} = 1500 \text{ (mm)} > 2 \cdot h_0 = 560$$

$$Q_b = \frac{M_b}{C} = \frac{3,6 \cdot 10^7}{1500} = 24 \cdot 10^3 \text{ (N)}$$

$$Q_{b \min} = 38808 \text{ (N)}$$

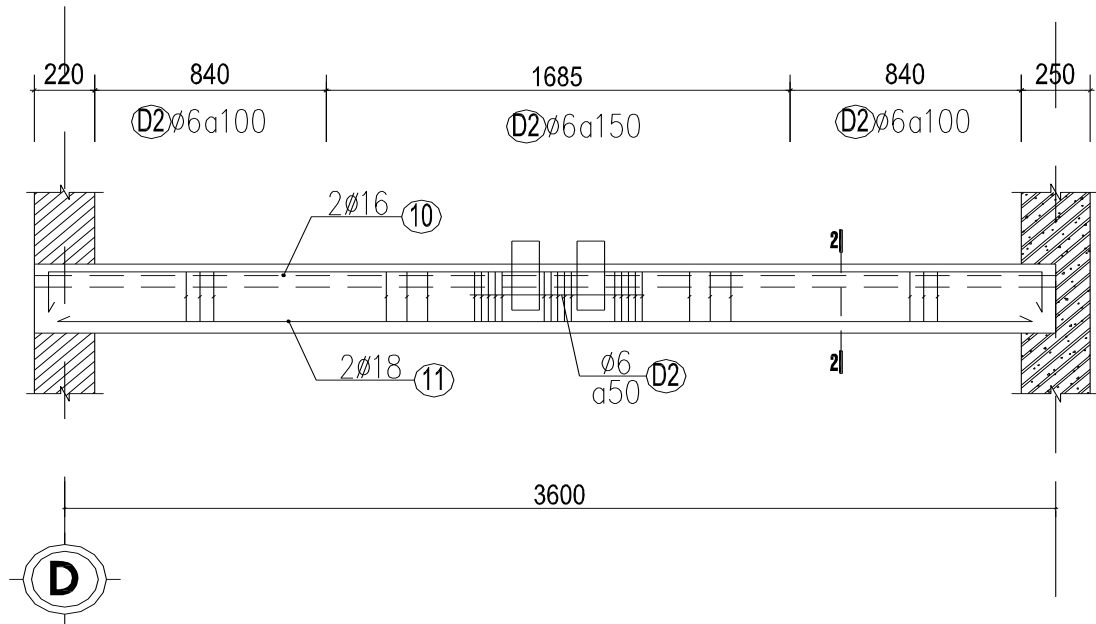
$$q_{sw1} = \frac{Q_{\max} - Q_b}{C_0} = \frac{4,8 \cdot 10^4 - 38808}{560} = 16,77 \text{ (N / mm)}$$

$$q_{sw2} = \frac{Q_{b \min}}{2 \cdot h_0} = \frac{38808}{560} = 69 \text{ (N / mm)}$$

$$\dots \phi 6 \quad A_{sw} = 2 \cdot 28,3 = 56,6 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$s = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{175 \cdot 56,6}{69} = 144 \text{ (cm)}$$

Chọn thép đai tại đầu dầm đoạn 1/4 dầm là φ6a100 , đoạn giữa dầm chọn φ6a150



Hình 4.6: Bố trí thép dầm chiếu tới- chiếu nghỉ thang CT1.

4.6: Tính toán dầm thang.

a) Tải trọng:

Chọn dầm tiết diện 220 x300(mm).

+) Tải bản thân dầm thang:

$$g_1 = 1,1 \cdot 0,22 \cdot 0,3 \cdot 2500 = 181,5(\text{kG/m}).$$

+) Tải bản chiếu nghỉ truyền vào:

$$\text{Bản chiếu nghỉ có } r = \frac{l_2}{l_1} = \frac{3,6}{1,95} = 1,84 < 2$$

$$\beta = \frac{l_1}{2.l_2} = \frac{1,9}{2.3,6} = 0,27$$

$$\rightarrow K = 1 - 2.\beta^2 + \beta^3 = 1 - 2.0,27^2 + 0,27^3 = 0,87$$

$$g_2 = 0,87.0,5 \cdot 1,95 \cdot 847,2 = 719 (\text{kG/m}).$$

+) Tải do lan can tay vịn bằng sắt:

$$g_3 = 1,1 \cdot 50 = 55(\text{kG/m}).$$

+ ) Tổng tải trọng tác dụng lên dầm thang theo ph- ơng đứng là:

$$q = 181,5 + 719 + 55 = 955,5(\text{kG/m}).$$

Dầm thang đ- ọc xem gần đúng nh- một dầm đơn giản

b) Tính toán cốt thép:

- Mômen lớn nhất ở giữa nhịp là:

$$\text{Chọn } a = 2 \text{ cm} \Rightarrow h_0 = 30 - 2 = 28 \text{ cm}$$

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{955,6.3,6^2}{8} = 548,1 (\text{kG.m}).$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b.b.h_0^2} = \frac{154810}{115.22.26^2} = 0,062$$

$$\zeta = 0,5.(1 + \sqrt{1 - 2.\alpha_m}) = 0,5.(1 + \sqrt{1 - 2.0,062}) = 0,967$$

$$A_s = \frac{M}{R_s.\zeta.h_0} = \frac{154810}{2800.0,967.28} = 2,04 (\text{cm}^2)$$

Thép trong dầm thang đặt 2 $\phi$ 16, Fa = 4,02 cm<sup>2</sup> cho thanh thép d-ới chịu mômen d-ơng và 2 $\phi$ 14 làm cốt giá.

- Tính toán cốt thép ngang:

$$\text{Lực cắt lớn nhất tại gối: } Q_{\max} = \frac{q.l}{2} = \frac{955,6.3,567}{2} = 1704,3(kG) = 1,71(T)$$

Để dầm không bị phá hoại do bê tông bị ép vỡ theo dải nén nghiêng. Lực cắt phải thỏa mãn:

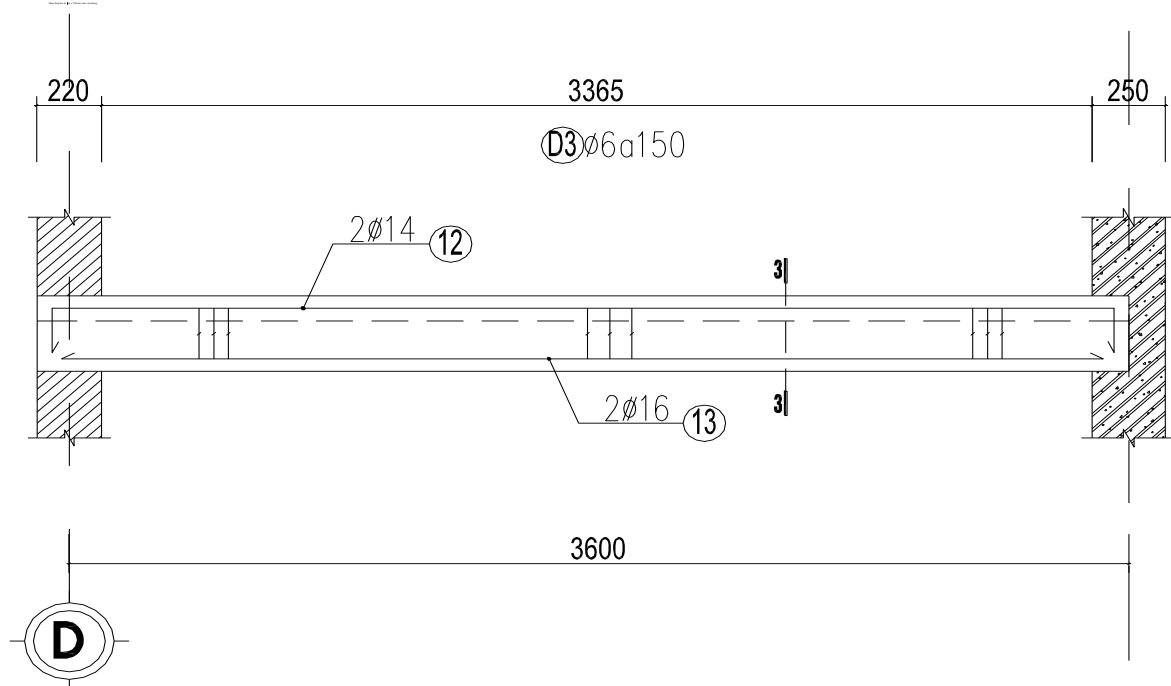
$$Q_{\max} \leq 0,3.\varphi_{\omega 1}.R_b.b.h_0$$

+) Kiểm tra điều kiện tính toán:

$$Q_{b \min} = \varphi_{b3}.R_{bt}.b.h_0$$

$$\Rightarrow Q_{b \min} = 0,6.0,9.220.280 = 38808(N) = 3,8(T)$$

$$Q_{\max} = 1,71 < Q_0 = 3,8(T) \Rightarrow \text{-----}$$



**Hình 4.7: Bố trí thép dầm thang CT1.**

**CHƯƠNG 5: THIẾT KẾ MÓNG.**

**5.1 : Cơ sở tính toán.**

**5.1.1: Quy trình thiết kế móng.**

1. Thống kê các tài liệu, thông số thiết kế : đất nền, vật liệu, tải trọng, tiêu chuẩn thiết kế, các yêu cầu riêng đối với công trình nếu có.
2. Chọn loại cọc, chiều sâu hạ cọc, chiều sâu chôn đài. Việc chọn loại cọc tiến hành trên cơ sở các ph- ơng án cọc đ- ợc đề xuất, đánh giá tùy theo điều kiện cụ thể của công trình, khả năng thi công, các chỉ tiêu về kinh tế kỹ thuật tổng hợp.
3. Xác định sức chịu tải của cọc đơn.
4. Xác định số l- ợng cọc, bố trí cọc trong đài.
5. Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc.
6. Kiểm tra tính toán cọc và đài cọc.
7. Kiểm tra ổn định tổng thể, dự báo độ lún của móng cọc.
8. Hoàn thiện thiết kế và bản vẽ

**5.1.2: Số liệu thiết kế móng cho công trình.**

**a) Tài liệu địa chất.**

Theo “ Báo cáo khảo sát địa chất công trình VIỆN KIỂM DỊCH SINH HỌC QUỐC GIA - ĐỒNG ĐA\_ HÀ NỘI “ gia đoạn phục vụ thiết kế thi công:

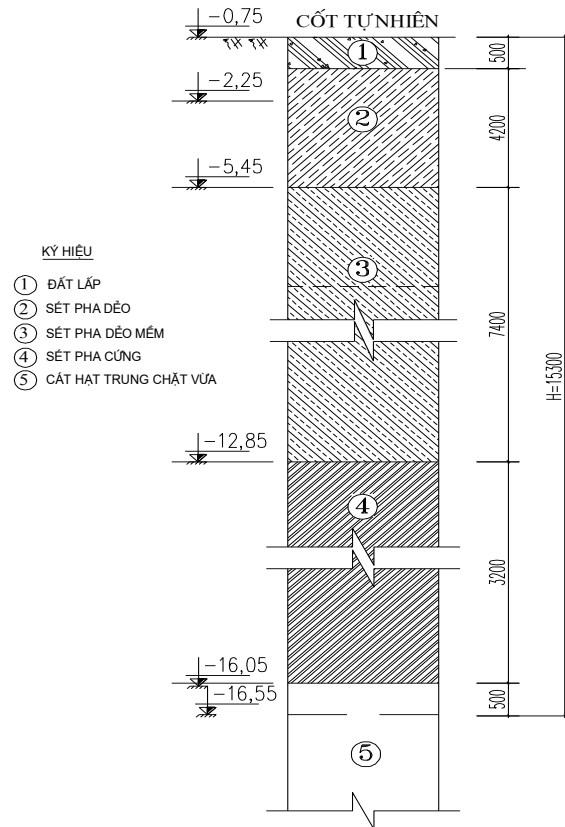
Khu đất xây dựng t- ơng đối bằng phẳng đ- ợc khảo sát bằng ph- ơng pháp khoan thăm xuyên tĩnh SPT từ trên xuống gồm các lớp đất có chiều dày ít thay đổi trên mặt bằng.

Địa tầng tại vị trí công trình nh- sau :

- Lớp 1: Đất trồng trọt dày trung bình 0,5(m).
- Lớp 2: Sét pha dẻo dày trung bình 4,2 (m).
- Lớp 3: Sét pha dẻo mềm dày trung bình 7,4 (m).
- Lớp 4: Sét pha cứng dày trung bình 3,2 (m).
- Lớp 5: Cát hạt trung, chặt vừa có chiều dày ch- a kết thúc trong phạm vi hố khoan sâu 32 (m).

**Bảng 5.1: Chỉ tiêu cơ học, vật lí của đất.**

Lớp	Tên đất (trạng thái)	Chiều dày (m)	Dung trọng tn $\gamma_w$ (t/m <sup>3</sup> )	W %	W <sub>d</sub> %	W <sub>c</sub> %	I <sub>d</sub> %	I <sub>l</sub>	C kg/c m <sup>2</sup>	$\phi$ độ	E t/m <sup>2</sup>	$\phi$ °	N <sub>60</sub> t/m <sup>2</sup>
1	Đất trồng trọt	0,5	1,6										
2	Sét pha (dẻo)	4,2	1,85	31,2	22	36	14	0,65	0,1	16	1000	16	16
3	Sét pha (dẻo mềm)	7,4	1,75	39	31	45	14	0,57	0,055	11	700	11	10
4	Sét pha (cứng)	3,2	1,9	23,9	26,5	37,7	11,2	<0	0,2	13,5	1600	13,5	21
5	Cát trung(chặt vừa)	25,7	1,87	18,9					0,18	30	2500	30	32



Hình 5.1: Trụ địa chất của công trình.

b) Phương pháp thi công móng.

Với các lớp đất nh- trên thì không thể sử dụng ph- ơng án móng nông đ- ợc mà phải sử dụng ph- ơng án móng sâu để truyền tải trọng xuống lớp đất tốt ở phía d- ới.

Giả sử nếu dùng ph- ơng án móng nông đặt ở lớp 2 :

Lực dọc truyền xuống móng có tải trọng lớn nhất là  $N = - 198,4 (T)$

Sức chịu tải của đất ở lớp 2:  $R_0 = 250 \text{ KG/m}^2$

Diện tích móng sơ bộ sẽ là:  $F = N / R_0 = 198400 / 250 = 794 (m^2)$ .

Nh- vậy diện tích móng sẽ là rất lớn do đó ph- ơng án móng nông là không hợp lí.

Với ph- ơng án móng sâu có thể truyền tải trọng xuống các lớp đất tốt, có các ph- ơng án móng sâu nh- sau:

- Phương án cọc ép:

Với móng cọc ép sức chịu tải của cọc nhỏ do đó số l- ợng cọc trong đài sẽ lớn dẫn đến đài móng lớn làm cho giá thành tăng, mặt khác với cọc ép giá thành để ép cọc đắt hơn cọc đóng và với mặt bằng khu đất rộng rãi thì có thể dùng cọc đóng để giá thành hạ và sức chịu tải của cọc đóng cũng cao , nh- ng - u điểm của cọc ép là không gây ồn trong quá trình thi công.

- Phương án cọc nhồi:

Với móng cọc nhồi có sức chịu tải rất lớn mà tải trọng công trình truyền xuống lại không lớn do đó công trình này dùng móng cọc nhồi không kinh tế. Cọc nhồi có sức chịu tải lớn nh- ng khâu kiểm tra chất l- ợng của cọc rất khó khăn, vấn đề thi công cũng



khá phức tạp đòi hỏi phải có trình độ mới thi công đ-ợc. Giá thành để thi công cọc khoan nhồi cũng đắt hơn thi công cọc đóng và cọc ép.

- *Ph-ơng án cọc đóng:*

Ph-ơng án móng cọc đóng tỏ ra hiệu quả hơn cả vì các lí do sau:

+ ) Sức chịu tải của cọc đóng bao giờ cũng cao hơn cọc ép do đó số l-ợng cọc giảm, làm cho diện tích móng giảm làm giảm giá thành công trình

+ ) Thời gian thi công nhanh, vấn đề kiểm tra chất l-ợng đ-ợc chặt chẽ và đơn giản hơn.

+ ) Giá thành thi công cọc đóng rẻ hơn 2 loại cọc ép và cọc nhồi

Nh-ng cọc đóng lại gây ồn trong qua tình thi công

Các ph-ơng án so sánh ở đây chỉ là định tính, còn nếu chính xác thì phải tính toán với từng ph-ơng án sau đó dùng các chỉ tiêu để so sánh rồi quyết định lựa chọn ph-ơng án.

Căn cứ vào đặc điểm công trình, điều kiện thủy văn, ta chọn giải pháp móng cọc ép. Để các cọc trong đài chỉ chịu lực dọc trục nên ta tính toán theo móng cọc đài thấp.

c) *Vật liệu thiết kế móng.*

Vật liệu làm đài móng là bê tông cốt thép có:

+ ) BT B20 có  $R_b = 115$  (kG/cm<sup>2</sup>) ;  $R_{bt} = 9,0$  (kG/cm<sup>2</sup>)

+ ) Thép <  $\phi 10$ : Dùng loại AI có:  $R_s = 2250$  (kG/cm<sup>2</sup>),  $R_{sw} = 1750$  (kG/cm<sup>2</sup>).

+ ) Thép >  $\phi 10$ : Dùng loại AII có:  $R_s = 2800$  (kG/cm<sup>2</sup>),  $R_{sw} = 2250$  (kG/cm<sup>2</sup>).

Vật liệu làm cọc:

- BT B25 có  $R_b = 145$  (kG/cm<sup>2</sup>) ;  $R_{bt} = 10,5$  (kG/cm<sup>2</sup>)

- Thép <  $\phi 10$ : Dùng loại AI có:  $R_s = 2250$  (kG/cm<sup>2</sup>),  $R_{sw} = 1750$  (kG/cm<sup>2</sup>).

- Thép >  $\phi 10$ : Dùng loại AII có:  $R_s = 2800$  (kG/cm<sup>2</sup>),  $R_{sw} = 2250$  (kG/cm<sup>2</sup>).

d) *Tải trọng thiết kế móng.*

Từ bảng tổ hợp ta lựa chọn nội lực để tính toán móng, tổ hợp đ-ợc dùng để tính toán là tổ hợp  $N_{max}, M_t$ .

Giá trị nội lực tính toán d-ới chân cột khung trục 3 là:

Cột trục A:	M = 8,5 (T.m)	Cột trục C:	M = 14,4 (T.m)
	N = 150(T)		N = 198(T)
	Q = 4,14(T)		Q = 6,15 (T)
Cột trục B:	M = 14,4 (T.m)	Cột trục D:	M = 8,61 (T.m)
	N = 185 (T)		N = 168,82 (T)
	Q = 6,14 (T)		Q = 4,17 (T)

## 5.2 : *Thiết kế móng.*

### 5.2.1: *Chọn chiều sâu chôn móng.*

Tính  $h_{min}$ -chiều sâu chôn móng yêu cầu nhỏ nhất

$$h_{min} = 0,7.tg(45^\circ - \frac{\varphi}{2}).\sqrt{\frac{Q}{\gamma' b}}$$

Trong đó:

Q: Tổng lực ngang:  $Q_x^{Max} = 6,15$ (T).

$\gamma'$ : Dung trọng riêng của lớp đất đặt đài  $\gamma' = 1,85$ (T/m<sup>3</sup>)

b: Bề rộng đài chọn sơ bộ  $b = 1,5$ (m)

$\varphi$ : Góc ma sát trong  $\varphi = 10^\circ$

Ta có :  $h_{min} = 0,85$ (m); Ta chọn  $h_m = 1,5$  (m) >  $h_{min} = 0,85$ (m)

Với độ sâu đáy đài đủ lớn, lực ngang Q nhỏ, trong tính toán gần đúng coi nh- bỏ qua tải trọng ngang.

5.2.2: Chọn cọc và xác định sức chịu tải của cọc.

a) Chọn cọc.

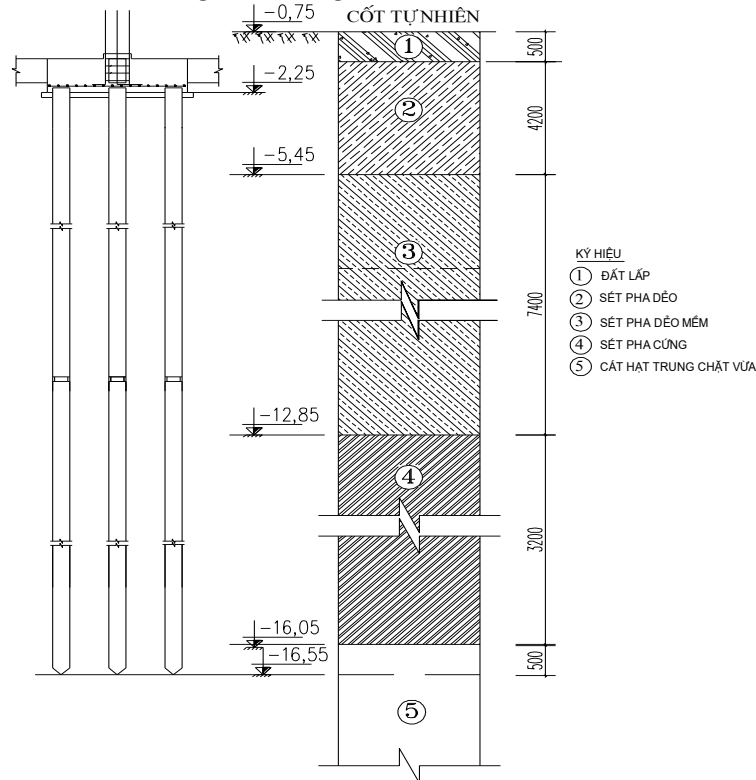
Tiết diện cọc 300 x 300(mm).

Chiều dài cọc cần thiết là: đáy đài đặt sâu 1,5(m) so với cốt tự nhiên: - 2,25(m) so với cốt 0.000, phân cọc ngầm vào đài là 10 (cm) phân đập bỏ đầu cọc là 60 (cm). Cọc đ-ợc đóng sâu vào lớp 5 là 0,5(m):

Chiều dài cọc là:

$$L = 0,6 + 0,1 + ( 0,5 + 4,2 + 7,4 + 3,2 - 1,5 ) + 0,5 = 15 (m)$$

Chọn chiều dài cọc là 15 (m). Cọc chia làm hai đoạn: đoạn cọc đầu dài 7(m), đoạn cuối cọc dài 8(m). Nối bằng hàn bằng bản mã.



Hình 5.2: Chiều sâu chôn cọc .

b) Sức chịu tải của cọc.

- Sức chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc.

Dự kiến đặt 4φ18  $F_a = 10,18 (cm^2)$ , thép nhóm AII có  $R_a = 2800 KG/cm^2$ .

Bê tông B25 có  $R_b = 145 (kG/cm^2)$

Sức chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc :

$$P_{vl} = .(R_b \cdot F_b + R_a \cdot F_a) \tag{5.1}$$

( m : hệ số điều kiện làm việc phụ thuộc loại móng và số l-ợng cọc trong móng, ở đây dự kiến khoảng 5 ÷ 8 cọc nên chọn m = 0,9)

$$\Rightarrow P_{vl} = 0,9 \cdot (145 \cdot 30 \cdot 30 + 2800 \cdot 10,18) = 143 \cdot 10^3 (kG) = 143 (T).$$

- Sức chịu tải của cọc theo đất nền.

+) Xác định theo kết quả của thí nghiệm trong phòng ( ph-ơng pháp thống kê).

Sức chịu tải của cọc theo nền đất xác định theo công thức:

$$P_{gh} = Q_s + Q_c \tag{5.2}$$

Sức chịu tải tính toán:  $[P] = \frac{P_{gh}}{k_{tc}} \tag{5.3}$

$$Q_s : \text{ma sát giữa cọc và đất xung quanh cọc: } Q_s = \alpha_1 \sum_{i=1}^n u_i \tau_i h_i \quad (5.4)$$

$h_i$  - Chiều dày lớp đất mà cọc đi qua

$$Q_c : \text{lực kháng mũi cọc: } Q_c = \alpha_2 . R . F \quad (5.5)$$

Trong đó:

$\alpha_1; \alpha_2$  - hệ số điều kiện làm việc của đất với cọc vuông, hạ bằng phương pháp ép. Tra bảng 3.5 trang 110 sách “*Giáo trình nền và móng*” có  $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$

F - Là diện tích cọc:  $F = 0,3.0,3 = 0,09(m^2)$

$u_i$  - chu vi cọc:  $u_i = 4 \times 0,3 = 1,2(m)$ .

R: sức kháng giới hạn của đất ở mũi cọc. Với  $h_m = 16,55(m)$ , mũi cọc đặt ở lớp cát trung, chặt vừa. Tra bảng 3.4 trang 110 sách “*Giáo trình bài giảng nền và móng*” ta được  $R \approx 4400(kPa) = 440(T / m^2)$

$\tau_i$  - lực ma sát trung bình của lớp đất thứ i quanh mặt cọc. Chia đất thành các lớp đất đồng nhất, chiều dày mỗi lớp  $\leq 2m$  như hình vẽ. Ta lập bảng tra được  $\tau_i$  theo  $h_i$  ( $h_i$  - khoảng cách từ mặt đất đến điểm giữa của mỗi lớp chia. Tra bảng 3.3 trang 109 sách “*Giáo trình bài giảng nền và móng*” ta đ- ợc:

**Bảng 5.2: Lực ma sát trung bình của các lớp đất**

$Z_i(m)$	Độ sụt $I_1$	$\tau_i T/m^2$	$h_i(m)$	$\tau_i . h_i$
2,1	0,65	0,953	1,2	1,1436
3,1	0,65	1,27	2	2,54
5,7	0,57	1,93	2	3,86
7,7	0,57	2,03	2	4,06
9,7	0,57	2,21	2	4,42
11,4	0,57	2,35	1,4	3,29
13,1	<0	6,64	2	13,28
14,7	<0	6,83	1,2	8,196
15,8	Cát hạt trung	7,55	1	7,555

$$\Rightarrow P_{gh} = \alpha_1 \sum u_i \tau_i h_i + \alpha_2 R F$$

$$P_{gh} = [1.1, 2. 1,1436 + 2,54 + 3,86 + 4,06 + 4,42 + 3,29 + 13,28 + 8,196 + 7,555 + 1.440.0,09] = 58 + 39,6 = 97,6(T)$$

Theo TCXD 205:  $k_{tc}$  là hệ số an toàn, cọc chịu nén lấy  $k_{tc} = 1,4$

$$\Rightarrow [P] = \frac{97,6}{1,4} = 69,7 \approx 70(T)$$

+) Theo kết quả của thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT (theo công thức Meyerhof).

$$P_{gh} = Q_s + Q_c \quad (5.6)$$

$$\left[ P \right] \leq \frac{P_{gh}}{F_s} \quad (5.7)$$

$$Q_c = K_1 N_m \cdot F_c \quad \text{sức kháng phá hoại của đất ở mũi cọc} \quad (5.8)$$

( $N_m$  - số SPT của lớp đất tại mũi cọc).

$$Q_s = \sum_{i=1}^n u \cdot K_2 \cdot N_i \cdot l_i : \text{sức kháng ma sát của đất ở thành cọc.} \quad (5.9)$$

( $N_i$  - số SPT của lớp đất thứ  $i$  mà cọc đi qua (bỏ qua lớp 2)

Với cọc ép:  $K_1 = 400 \text{ (Kn/m}^2\text{)}, K_2 = 2 \text{ (Kn/m}^2\text{)}.$

$$\Rightarrow Q_c = K_1 \cdot N_m \cdot F_c = 400 \cdot 28 \cdot 0,09 = 1008 \text{ (kN)}$$

$$\Rightarrow Q_s = \sum_{i=1}^n U \cdot K_2 \cdot N_i \cdot l_i = 1,2 \cdot 2 \cdot (4 \cdot 2,14 + 10,7 \cdot 4 + 18,3 \cdot 2 + 28 \cdot 0,5) = 490,56 \text{ (kN)}$$

$$\Rightarrow P_{gh} = Q_s + Q_c = 1008 + 490,56 = 1498,56 \text{ (kN)}$$

$$\left[ P \right] \leq \frac{P_{gh}}{F_s} \quad \text{Theo TCXD 205: } F_s = 2,5 \div 3. \text{ Ta chọn } F_s = 3$$

$$\Rightarrow P = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{1498,56}{3} = 499,52 \text{ (kN)} \approx 50 \text{ (T)}$$

$\Rightarrow$  Sức chịu tải của cọc lấy theo kết quả xuyên tiêu chuẩn SPT  $[P] = 50 \text{ (T)}$

### 5.2.3: Thiết kế móng trục B-C khung trục 3 (Móng M2).

a) Xác định số l- ợng cọc và bố trí cọc trong móng.

Khoảng cách 2 cọc là 2,4(m).

Tải trọng tính toán tại chân cột trục B của khung K3 là:

$$M_B = 14,4 \text{ (T.m)}$$

$$N_B = 185 \text{ (T)}$$

$$Q_B = 6,14 \text{ (T)}$$

Tải trọng tính toán tại chân cột trục C của khung K3 là:

$$M_C = 14,4 \text{ (T.m)}$$

$$N_C = 198 \text{ (T)}$$

$$Q_C = 6,15 \text{ (T)}$$

Tải trọng trên là tải trọng ch- a kể đến trọng l- ợng bản thân của giàng, t- ờng tầng 1. Do đó ta phải tính thêm tải trọng của phần này.

- T- ờng tầng 1 là t- ờng 220( tính toán có trừ cửa):

$$g_1 = l_t \cdot h_t \cdot b_t \cdot \gamma_t \cdot n \cdot k \quad (5.10)$$

Trong đó:  $l_t$  là chiều dài t- ờng xây

$h_t$  là chiều cao t- ờng xây

$b_t$  là chiều rộng t- ờng xây

$\gamma_t$  là trọng l- ợng riêng của gạch, lấy  $\gamma_t = 1,8 \text{ (T/m}^3\text{)}$

$n$  là hệ số an toàn, lấy  $= 1,1$

$k$  là hệ số trừ cửa, lấy  $= 0,7$

Dựa vào bản vẽ kiến trúc ( mặt bằng tầng 1) ta có tải trọng t- ờng tác dụng lên chân cột trục B và trục C là:

$$g_B = ((3,6-0,3) \times 4,2 + (4,05-0,5) \times 3,75) \times 0,22 \times 1800 \times 1,1 \times 0,7 = 8120 \text{ (kG)} = 8,12 \text{ (T)}$$

$$g_C = (3,6-0,3) \times 4,2 \times 0,22 \times 1800 \times 1,1 \times 0,7 = 4200 \text{ (kG)} = 4,2 \text{ (T)}$$

- Tải trọng do giàng móng, giàng móng lấy tiết diện  $b \times h = 0,3 \times 0,5 \text{ (m)}$ .

$$g_2 = (0,3 \times 0,5 \times 2500 \times 1,1) \times (3,6 + 4,05 + 1,2) = 3650 \text{ (kG)} = 3,65 \text{ (T)}$$

- Tải trọng do t- ờng và giàng tác dụng lên chân cột trục B là:

$$N_{0B} = g_B + g_2 \tag{5.11}$$

$$N_{0B} = 8,12 + 3,65 = 11,77 \text{ (T)} \approx 12 \text{ (T)}$$

- Tải trọng do t-ờng và giàng tác dụng lên chân cột trục C là:

$$N_{0C} = 4,2 + 3,65 = 7,8 \text{ (T)} \approx 8 \text{ (T)}$$

$$\Rightarrow N_B^{tt} = N_{0B} + N_B = 12 + 185 = 197 \text{ (T)}$$

$$\Rightarrow N_C^{tt} = N_{0C} + N_C = 8 + 198 = 206 \text{ (T)}$$

Tổng nội lực tác dụng lên đài móng là:

$$\sum M_0^{tt} = M_B + M_C = 14,4 + 14,4 = 28,8 \text{ (T.m)}$$

$$\sum N_0^{tt} = N_B^{tt} + N_C^{tt} = 197 + 206 = 403 \text{ (T)}$$

$$\sum Q_0^{tt} = Q_B + Q_C = 6,14 + 6,15 = 12,29 \text{ (T)}$$

*Nhận thấy:* M và Q rất nhỏ nên tính gần nh- móng chịu nén đúng tâm. Ta có nội lực tiêu chuẩn tác dụng tại đỉnh móng là:

$$M_0^{tc} = \frac{M_0^{tt}}{1,15} = \frac{28,8}{1,15} = 25,1 \text{ (T)} \qquad Q_0^{tc} = \frac{Q_0^{tt}}{1,15} = \frac{12,29}{1,15} = 10,68 \text{ (T)}$$

$$N_0^{tc} = \frac{N_0^{tt}}{1,15} = \frac{403}{1,15} = 350 \text{ (T)}$$

Xác định sơ bộ chọn số l-ợng cọc:  $n = \beta \cdot \frac{N_0^{tc}}{[P]} \tag{5.12}$

$\beta = 1,2$  : hệ số kể đến độ lệch tâm và đất ở trên đài và trọng l-ợng đài.

$$\Rightarrow n = 1,2 \cdot \frac{350}{50} = 8,4 \text{ (cọc)}. \text{ Vậy chọn số l-ợng cọc là } 10 \text{ (cọc)}$$

Từ kích th-ớc cọc và số l-ợng cọc ta chọn đ-ợc kích th-ớc đài nh- hình vẽ trên cơ sở của các nguyên tắc sau:

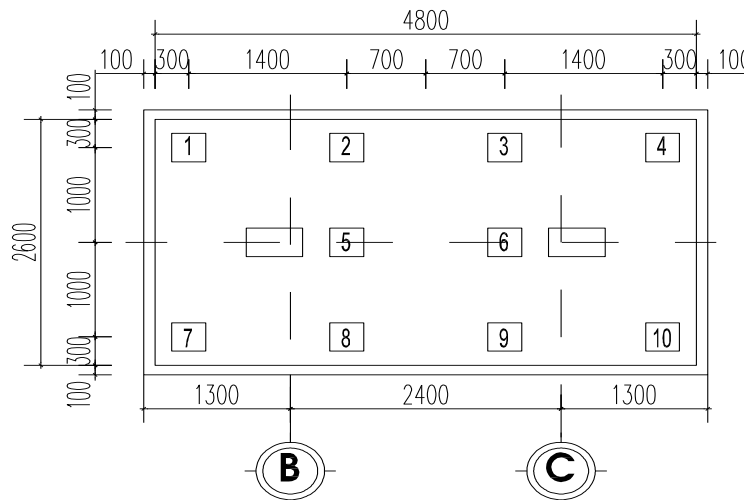
- Khoảng cách giữa các cọc trong đài đảm bảo điều kiện  $l > 3D$  ( D là đ-ờng kính cọc). Ta có  $D = 300 \text{ (mm)} \Rightarrow 3D = 900 \text{ (mm)}$ , ta chọn theo ph-ơng cạnh đài là 1400(mm), cạnh ngắn là 1000(mm).

- Khoảng cách từ mép ngoài của cọc biên tới mép ngoài gần nhất của đài cọc  $s > D/2$ . Ta có  $D/2 = 0,5 \cdot 300 = 150 \text{ (mm)}$ . Chọn 150(mm).

- Lớp bê tông lót d-ới đáy đài rộng hơn mép đài là 100(mm)

- Đài cọc bố trí nh- hình vẽ, kích th-ớc sơ bộ đài cọc là: 2,6 x 4,8 x 08(m)

Bố trí cọc nh- sau:



**Hình 5.4: Bố trí cọc trong đài.**

b) Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc.

Do bố trí hệ cọc trong đài là đối xứng nh- hình 5.4 nên ta dễ nhận thấy trọng tâm nhóm cọc là trọng tâm của hình chữ nhật có kích th- ớc 4,8 x2,6(m).

=> Khoảng cách từ trọng tâm cột trục B tới trọng tâm nhóm cọc là:  $e_B = 1,34(m)$ .

=> Khoảng cách từ trọng tâm cột trục C tới trọng tâm nhóm cọc là:  $e_C = 1,34(m)$ .

Diện tích đáy đài thực:

$$F_d = 2,6.4,8 = 12,48 (m^2).$$

Chọn chiều cao đài chọn  $h_d = 0,8(m)$ .

Trọng l- ọng đài và đất trên đài:

$$N_d^{tt} = 1,1.12,48.2,25.2 = 61(T)$$

$$\Rightarrow N_d^{tc} = 61/1,15 = 53(T)$$

Nội lực tại đáy đài là:

$$N^{tc} = N_0^{tc} + N_d^{tc} = 350 + 53 = 403(T) \tag{5.13}$$

$$M^{tc} = M_0^{tc} + Q_0^{tc} \cdot h_d + 1,34(N_C^{tc} - N_B^{tc}) \tag{5.14}$$

$$= 25,1 + 10,68.0,8 + 1,34(179 - 171) = 43,3(T.m)$$

Lực truyền xuống các dẫy cọc biên là:

$$P_{\max, \min} = \frac{N_0^{tc}}{n} \pm \frac{M_y^{tc} \cdot x_{\max}}{\sum_{i=1}^n x_i^2} \pm \frac{M_x^{tc} \cdot y_{\max}}{\sum_{i=1}^n y_i^2} = \frac{403}{10} \pm \frac{43,3.2,1}{4,2.1^2 + 6,0.7^2} \tag{5.15}$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 45(T)$$

$$\Rightarrow P_{\min} = 35,5(T)$$

Trọng l- ọng cọc:  $P_c = 0,3.0,3.2,5.1,1.15 = 3,71(T)$

$$P_{\max}^{tc} = P_c + P_{\max} = 48,71(T) < [P] = 50(T)$$

$$P_{\min}^{tc} = 35,5 > 0, \text{ tức không có cọc bị nhỏ}$$

=> Cọc đủ khả năng chịu lực.

c) Kiểm tra tổng thể đài cọc.

Giả thiết coi móng cọc là khối móng quy - ớc nh- hình vẽ:

- Kiểm tra áp lực d- ới đáy khối móng.

+) Điều kiện kiểm tra:

$$P_{qr} \leq R_d$$

$$P_{\max qr} \leq 1,2.R_d \tag{5.16}$$

+) Xác định khối móng quy ước:

Chiều cao khối móng quy ước tính từ mặt đất đến mũi cọc  $H_M = 15,8(m)$ .

Dùng sơ đồ 1° đối với nền nhiều lớp:

Diện tích đáy móng khối quy - ớc xác định theo công thức sau đây:

$$F_{dq} = L_{qu} \times B_{qu} = (L_1 + 2Ltg\alpha)(B_1 + 2Ltg\alpha) \tag{5.17}$$

$$\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} \text{ (trong đó } \varphi_{tb} \text{ - góc ma sát trung bình của các lớp đất từ mũi cọc trở lên)}$$

$$\Rightarrow \varphi_{tb} = \frac{\phi_2 h_2 + \phi_3 h_3 + \phi_4 h_4 + \phi_5 h_5}{h_2 + h_3 + h_4 + h_5} = \frac{16.3,2 + 11.7,4 + 13.5,3 + 30.0,5}{3,2 + 7,4 + 3,2 + 0,5} = 13,4^\circ \tag{5.18}$$

$$\Rightarrow \alpha = 3,35^\circ$$

$L_1 = 4,8(m)$  - khoảng cách giữa 2 mép ngoài cùng của cọc theo ph- ơng x

$B_1 = 2,6(m)$  - khoảng cách giữa hai mép ngoài cùng của cọc theo ph- ơng y

Vậy kích th- ớc đáy móng khối quy - ớc nh- sau:

$$F_{dq} = (4,8 + 2 \times 14,3 \times tg3^\circ 35') \times (2,6 + 2 \times 14,3 \times tg3^\circ 35') =$$

$$= (4,8 + 1,67) \times (2,6 + 1,67) = 8 \times 4,34 = 34,7(m^2)$$

+) *Xác định tải trọng tiêu chuẩn d-ới đáy khối móng quy ước(mũi cọc):*

Diện tích đáy móng khối quy - ước:

$$F_{qu} = L_{qu} \times B_{qu} = 8m \times 4,34m = 34,7(m^2)$$

Mô men chống uốn  $W_x$  của  $F_{qu}$  là:

$$W_x = \frac{B_{qu} \times L_{qu}^2}{6} = \frac{4,34 \times 8^2}{6} = 46,3(m^3) \quad (5.19)$$

Tải trọng thẳng đứng tại đáy móng khối quy - ước:

$$N_{tc} + \gamma \cdot F_{qu} \cdot h_{qu} = 403 + 2 \cdot 34,7 \cdot 15,8 = 403 + 1097 = 1500(T) \quad (5.20)$$

Mômen tiêu chuẩn tại đáy móng quy - ước là:

$$M^{tc} = M_0^{tc} = 43,3(T)$$

Áp lực tiêu chuẩn tác dụng tại đáy móng khối quy - ước:

$$P_{\max, \min}^{tc} = \frac{N_0^{tc}}{F_{qu}} \pm \frac{M_0^{tc}}{W_{qu}} \quad (5.21)$$

$$\Rightarrow P_{\max} = \frac{1500}{34,7} + \frac{43,3}{46,3} = 44,2(T / m^2)$$

$$\Rightarrow P_{\min} = \frac{1500}{34,7} - \frac{43,3}{46,3} = 42,2(T / m^2)$$

$$\Rightarrow P_{tb} = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} = \frac{44,2 + 42,2}{2} = 43,2(T / m^2)$$

+) *C-ờng độ tính toán của đất ở đáy khối quy - ước (Theo công th-c của Terzaghi):*

$$R_d = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{0,5 \cdot S_\gamma \cdot \gamma \cdot B_{qu} \cdot N_\gamma + S_q \cdot q \cdot N_q + S_c \cdot c \cdot N_c}{F_s} \quad (5.22)$$

$$q = \gamma \cdot h_{qu} \quad (5.23)$$

$$\gamma = \frac{\gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3 + \gamma_4 \cdot h_4 + \gamma_5 \cdot h_5}{h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5} \quad (5.24)$$

$$\gamma = \frac{1,6 \cdot 0,5 + 1,85 \cdot 4,2 + 1,75 \cdot 7,4 + 1,9 \cdot 3,2 + 1,87 \cdot 0,5}{0,5 + 4,2 + 7,4 + 3,2 + 0,5} = 1,8(T / m^3)$$

$$P_{gh} = 0,5 \cdot S_\gamma \cdot \gamma \cdot B_{qu} \cdot N_\gamma + S_q \cdot q \cdot N_q + S_c \cdot c \cdot N_c \quad (5.25)$$

Trong đó:  $S_\gamma = 1 - 0,2 \frac{B_{qu}}{L_{qu}} = 1 - 0,2 \cdot \frac{4,34}{8} = 0,89$

$$S_q = 1$$

$$S_c = 1 + 0,2 \frac{B_{qu}}{L_{qu}} = 1 + 0,2 \cdot \frac{4,34}{8} = 1 + 0,15 = 1,1$$

c -là lực dính của đất, lớp 5 là cát nên c =0

Lớp 5 có  $\phi = 30^0$  Tra bảng 2.5 trang 36 sách “*Giáo trình bài giảng nền và móng*”  
ta đ-ợc:  $N_\gamma = 21,8$  ;  $N_q = 18,4$  ;  $N_c = 31,1$

$$\Rightarrow R_d = \frac{0,5.0,89.1,87.4,34.21,8 + 1,1.8,15,8.18,4}{3} = 200,6(T / m^2)$$

Kiểm tra điều kiện ứng suất đáy móng khối quy - ớc theo công thức 5.16, ta có :

$$P_{\max}^{lc} = 44,2(T/m^2) < 1,2R_d = 240,7 ( T/m^2)$$

$$P_{tb}^{lc} = 43,2 (T/m^2) < R_d = 200,6 ( T/m^2)$$

Vậy đất nền d- ới móng khối quy - ớc thoả mãn điều kiện về ứng suất .

- Kiểm tra lún cho móng cọc.

Nền đất d- ới đáy móng khối quy - ớc gần nh- là nền đồng nhất vì vậy ta áp dụng phương pháp dự báo lún bằng cách áp dụng trực tiếp lí thuyết đàn hồi.

Độ lún của móng công trình đ- ợc xác định theo công thức :

$$S = \omega_{const} \cdot \frac{P_{gl} \cdot b \cdot (1 - \mu_o)}{E} \tag{5.26}$$

Trong đó: +)  $\omega_{const}$  là hệ số hình dạng ứng với độ lún của móng tuyệt đối cứng. Tra bảng 2.9 trang 52 sách “Giáo trình bài giảng nền và móng”. Ta có  $\omega_{const} = 1,17$ .

$$+) P_{gl} = P_{tb} - \gamma_{tb} \cdot h_{qu} = 43,2 - 1,8.15,8 = 14,7(T / m^2)$$

+ ) b là bề rộng móng: b=2,6(m).

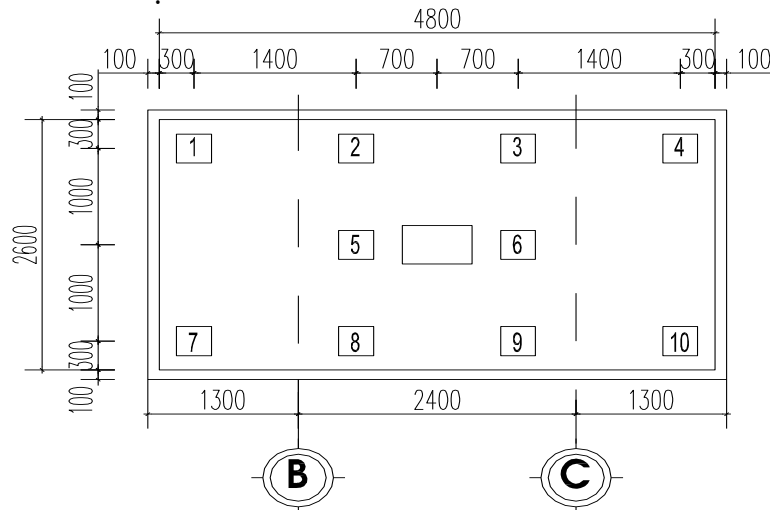
+ )  $\mu_o$  là hệ số nở hông của đất. Tra bảng 2.8 trang 52 “Giáo trình bài giảng nền và móng”. Với nền đất đáy móng là đất cát nên ta có:  $\mu_o = 0,25$ .

+ )  $E_o = 2500(T/m^2)$ .

$$\Rightarrow S = 1,17 \cdot \frac{14,7 \cdot 2,6 \cdot (1 - 0,25)}{2500} = 0,013(m) = 1,3(cm).$$

Vậy ta có :  $S = 1,3 (cm) < S_{gh} = 8 (cm)$ .

- Tính toán đài nhóm cọc.



**Hình 5.5 : Đài cọc hợp khối trục B-C.**

Ta có phản lực đầu cọc:

**Bảng 5.3: Phản lực đầu cọc trong đài.**

cọc	$y_i$ (m)	$\sum y_i^2$	$P_i$ (T)
1	-2,1	20,58	35,5



2	-0,7	20, 58	38,8
3	0,7	20, 58	42
4	2,1	20, 58	45
5	-0,7	20, 58	38,8
6	0,7	20, 58	42
7	-2,1	20, 58	35,5
8	-0,7	20, 58	38,8
9	0,7	20, 58	42
10	2,1	20, 58	45

*+) Tính toán đâm thủng của cột . (TCVN5574-91)*

Ta có tiết diện cột trục B và trục C khung trục 3 là  $b_c \times l_c = 30 \times 50$  (cm).

Ta chọn tiết diện cổ móng là  $40 \times 60$  (cm) để tính toán đài. (Giả thiết bỏ qua ảnh hưởng của cốt thép ngang)

Chọn lớp bảo vệ  $a=10$ (cm). Giả thiết  $h_d=0,8$ (m)  $\Rightarrow h_0 = h_d - a = 80 - 10 = 70$ (cm).

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

$$P_{dt} \leq P_{cdt} \tag{5.27}$$

Trong đó:

$P_{dt}$  - lực đâm thủng, bằng tổng phản lực của cọc nằm ngoài phạm vi của đáy tháp đâm thủng.

$$P_{dt} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7 + P_8 + P_9 + P_{10}$$

$$P_{dt} = (35,5.2) + (38,8.3) + (42.3) + (45.2) = 403,4(T)$$

$P_{cdt}$  - lực chống đâm thủng.

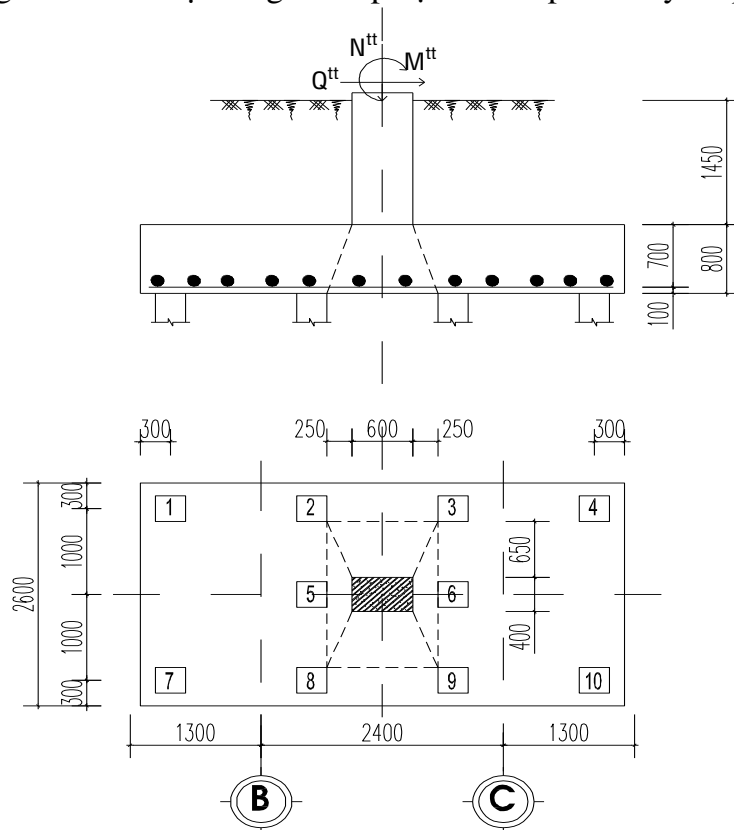
$$P_{cdt} = \alpha_1 (b_c + C_2) + \alpha_2 (h_c + C_1) \bar{h}_0 R_k \quad (\text{theo bê tông II}) \tag{5.28}$$

$\alpha_1, \alpha_2$  các hệ số đ- ợc xác định nh- sau:

$$\alpha_1 = 1,5 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{h_o}{C_1}\right)^2} = 1,5 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{0,7}{0,25}\right)^2} = 4,46 \tag{5.29}$$

$$\alpha_2 = 1,5 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{h_o}{C_2}\right)^2} = 1,5 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{0,7}{0,65}\right)^2} = 2,2 \tag{5.30}$$

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



**Hình 5.6 : Đáy tháp dầm thủng.**

$$C_1 = 0,7 - (0,6/2 + 0,3/2) = 0,25; \quad C_2 = 1 - (0,4/2 + 0,3/2) = 0,65.$$

$$\Rightarrow P_{cdt} = 4,46 \cdot (0,4 + 0,65) + 2,2 \cdot (0,6 + 0,25) \cdot 0,7 \cdot 90 = 4,68 + 1,87 \cdot 0,7 \cdot 90 = 413(T)$$

$$\text{Vậy: } P_{dt} = 403,4(T) < P_{cdt} = 413(T)$$

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

+) *Tính toán c-ờng độ trên tiết diện nghiêng theo lực cắt.*

Điều kiện c-ờng độ đ-ợc viết nh- sau:

$$Q \leq \beta \cdot b \cdot h_o \cdot R_k \tag{5.31}$$

Q- tổng phản lực của các cọc nằm ngoài tiết diện nghiêng:

$$Q = P_3 + P_6 + P_9 + P_4 + P_{10} = 3.42 + 2.45 = 216(T)$$

$\beta$  - hệ số không thứ nguyên

$$\beta = 0,7 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{h_o}{C}\right)^2} \tag{5.32}$$

$$\text{Lấy: } C = C_1 = 0,25(m)$$

$$\beta = 0,7 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{0,7}{0,25}\right)^2} = 2,1$$

$$\Rightarrow \beta \cdot b \cdot h_o \cdot R_k = 2,1 \cdot 2 \cdot 6 \cdot 0,7 \cdot 90 = 344(T)$$

$$\Rightarrow Q = 216(T) < \beta \cdot b \cdot h_o \cdot R_k = 344(T)$$

$\Rightarrow$  thỏa mãn điều kiện phá hỏng trên tiết diện nghiêng theo lực cắt.

*Kết luận:* chiều cao đài thỏa mãn điều kiện đâm thủng của cột và c-ờng độ trên tiết diện nghiêng.

d, *Tính toán cốt thép đài móng.*

Ta xem đài làm việc nh- những bản conson bị ngàm ở tiết diện mép cột, hoặc mép t- òng. Tính mô men tại ngàm (Mô men lớn nhất)

- Mômen tại mép cột theo mặt cắt I-I:

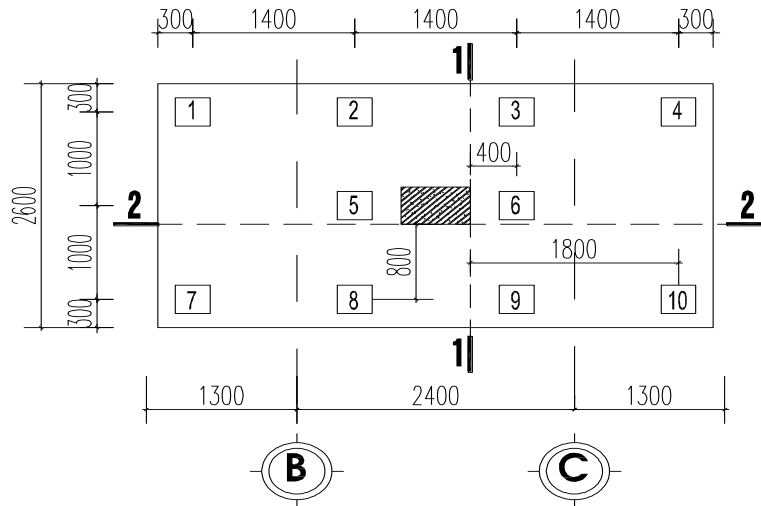
$$M_I = r_1(P_3 + P_6 + P_9) + r_2(P_4 + P_{10}) \tag{5.33}$$

Trong đó:  $M_I$ : Mô men uốn ở tiết diện I-I.

$r_1$ : khoảng cách từ trục cọc 3;6;9 đến mặt cắt I-I.  $r_1 = 0,4(m)$

$r_2$ : khoảng cách từ trục cọc 4;10 đến mặt cắt I-I.  $r_2 = 1,8(m)$

$$\Rightarrow M_I = 0,4.(P_3 + P_6 + P_9) + 1,8.(P_4 + P_{10}) = 0,4.45.3 + 1,8.42.2 = 205,2(T.m)$$



Cốt thép yêu cầu( chỉ đặt cốt đơn)

$$F_{al} = \frac{M_I}{0,9.h_0.R_a} = \frac{205,2 \times 10^5}{0,9.70.2800} = 116,3(cm^2) \tag{5.33}$$

Chọn 20 $\phi$ 28,  $A_s = 123,16 (cm^2)$  khoảng cách các thanh thép  $a = 100 (mm)$

$$\text{Hàm l- ượng cốt thép: } \mu = \frac{F_a}{B_d \times h_0} = \frac{116,3}{260 \times 70} = 0,6\% > \mu = 0,05\% \tag{5.34}$$

-Mô men tại mép cột theo mặt cắt II-II:

$$M_{II} = r_3(P_7 + P_8 + P_9 + P_{10})$$

Trong đó:  $M_{II}$ : Mô men uốn ở tiết diện II-II.

$r_3$ : khoảng cách từ trục cọc 7;8;9;10 đến mặt cắt II-II.  $r_3 = 0,8m$

$$\Rightarrow M_{II} = 0,8.(P_7 + P_8 + P_9 + P_{10}) = 0,8.(35,5 + 38,8 + 42 + 45) = 129(T.m)$$

$$F_{all} = \frac{M_{II}}{0,9.h_0.R_a} = \frac{129 \times 10^5}{0,9.70.2800} = 73,1(cm^2)$$

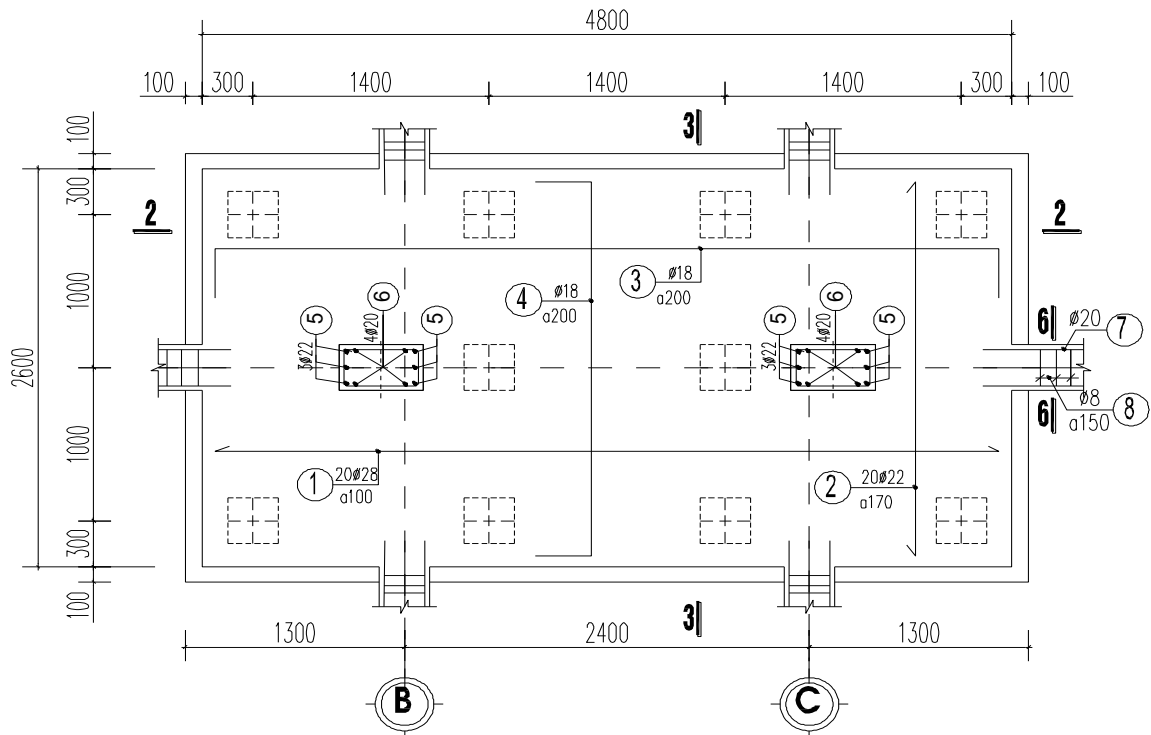
Chọn 20 $\phi$ 22,  $A_s = 76,02 (cm^2)$  khoảng cách các thanh thép  $a = 170(mm)$ .

$$\text{Hàm l- ượng cốt thép: } \mu = \frac{F_a}{L_d \times h_0} = \frac{73,1}{480 \times 70} = 0,21\% > \mu = 0,05\%$$

$\Rightarrow$  Bố trí cốt thép với khoảng cách nh- trên có thể coi là hợp lý.

e, Tính toán cốt thép bên trên đài móng.

Dựa vào biểu đồ mômen ta thấy mômen ở giữa nhịp là d- ạng nên ta không phải tính toán thép lớp trên cho đài. Do đó ta đặt theo cấu tạo  $\phi 18$  a 200.



**ĐÀI MÓNG M2**

Hình 5.7 : *Bố trí thép trong đài móng M2.*

5.2.4: *Thiết kế móng trực D khung trực 3(Móng M3).*

a) *Xác định số l- ợng cọc và bố trí cọc trong móng.*

Tải trọng tính toán tại chân cột trực D của khung K3 là:

$$M_D = 8,61 \text{ (T.m)}$$

$$N_D = 168,8 \text{ (T)}$$

$$Q_D = 4,17 \text{ (T)}$$

Tải trọng trên là tải trọng ch- a kể đến trọng l- ợng bản thân của giàng, t- ờng tầng 1. Do đó ta phải tính thêm tải trọng của phần này.

- T- ờng tầng 1 là t- ờng 220( tính toán có trừ cửa):

$$g_1 = l_t \cdot h_t \cdot b_t \cdot \gamma_t \cdot n \cdot k$$

Dựa vào bản vẽ kiến trúc ( mặt bằng tầng 1) ta có:

$$g_1 = (3,6 - 0,3) \times 4,2 \times 0,22 \times 1800 \times 1,1 \times 0,7 = 4226 \text{ (Kg)} = 4,226 \text{ (T)}$$

- Tải trọng do giàng móng, giàng móng lấy tiết diện  $b \times h = 0,3 \times 0,5 \text{ (m)}$ .

$$g_2 = (0,3 \times 0,5 \times 2500 \times 1,1) \times (3,6 + 4,05) = 3150 \text{ (kg)} = 3,15 \text{ (T)}$$

- Tải trọng do t- ờng và giàng tác dụng là:

$$N_0^{tt} = g_1 + g_2$$

$$N_0^{tt} = 4,226 + 3,15 = 7,376 \text{ (T)} \approx 7,4 \text{ (T)}$$

Tổng tải trọng tác dụng xuống chân cột tầng 1 là:

$$N_{0D}^{tt} = N_D + N_0^{tt} = 168,8 + 7,4 = 176,2 \text{ (T)} \approx 177 \text{ (T)}$$

Tổng nội lực tác dụng lên đài móng là:

$$\sum M_0^{tt} = M_D = 8,61 \text{ (T.m)}$$

$$\sum N_0^{tt} = N_{0D}^{tt} = 177 \text{ (T)}$$

$$\sum Q_0^{tt} = Q_D = 4,17 \text{ (T)}$$

*Nhận thấy:* M và Q rất nhỏ nên tính gần nh- móng chịu nén đúng tâm. Ta có nội lực tiêu chuẩn tác dụng tại đỉnh móng là:

$$M_0^{tc} = \frac{M_0''}{1,15} = \frac{8,61}{1,15} = 7,5(T) \quad Q_0^{tc} = \frac{Q_0''}{1,15} = \frac{4,17}{1,15} = 3,6(T)$$

$$N_0^{tc} = \frac{N_0''}{1,15} = \frac{177}{1,15} = 154(T)$$

Xác định sơ bộ chọn số l- ợng cọc:  $n = \beta \cdot \frac{N_0^{tc}}{[P]}$

$\beta = 1,2$  : hệ số kể đến độ lệch tâm và đất ở trên đài và trọng l- ợng đài.

$\Rightarrow n = 1,2 \cdot \frac{154}{50} = 3,7(\text{cọc})$ . Vậy chọn số l- ợng cọc là 5 (cọc)

Từ kích th- ớc cọc và số l- ợng cọc ta chọn đ- ợc kích th- ớc đài nh- hình vẽ trên cơ sở của các nguyên tắc sau:

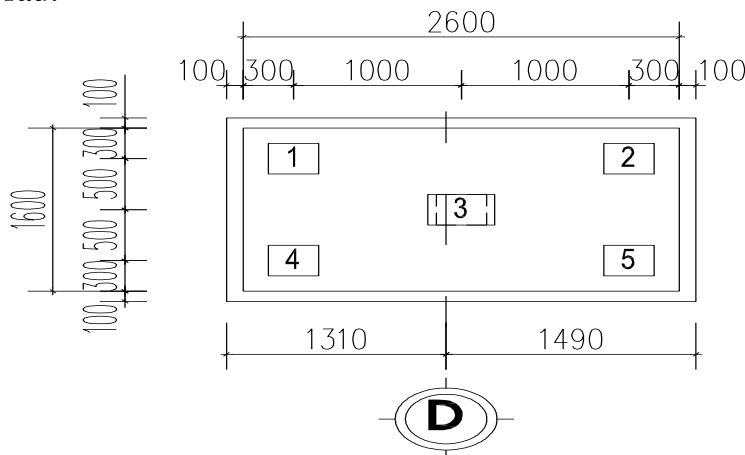
- Khoảng cách giữa các cọc trong đài đảm bảo điều kiện  $l > 3D$  ( D là đ- ờng kính cọc). Ta có  $D = 300(\text{mm}) \Rightarrow 3D = 900(\text{mm})$ , chọn là 1000(mm).

- Khoảng cách từ mép ngoài của cọc biên tới mép ngoài gần nhất của đài cọc  $s > D/2$  . Ta có  $D/2 = 0,5 \cdot 300 = 150(\text{mm})$ . Chọn 150(mm).

- Lớp bê tông lót d- ới đáy đài rộng hơn mép đài là 100(mm)

- Đài cọc bố trí nh- hình vẽ, kích th- ớc sơ bộ đài cọc là: 2,6 x 1,6x0,8(m)

Bố trí cọc nh- sau:



**Hình 5.8: Bố trí cọc trong đài.**

b) Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc.

Theo các giả thiết đang đúng coi cọc chỉ chịu tải trọng dọc trục và cọc chỉ chịu nén hoặc chịu kéo

Diện tích đáy đài thực:

$$F_d = 2,6 \cdot 1,6 = 4,16 (m^2).$$

Chọn chiều cao đài chọn  $h_d = 0,8(m)$ .

Trọng l- ợng đài và đất trên đài:

$$N_d'' = 1,1 \cdot 4,16 \cdot 2,25 \cdot 2 = 21(T)$$

$$\Rightarrow N_d^{tc} = 21/1,15 = 18(T)$$

Nội lực tại đáy đài là:

$$N^{tc} = N_0^{tc} + N_d^{tc} = 154 + 18 = 172(T)$$

$$M^{tc} = M_0^{tc} + Q_0^{tc} \cdot h_d = 7,5 + 3,6 \cdot 0,8 = 10,38(T \cdot m)$$

$$\sum_{i=1}^4 y_i^2 = 4 \cdot 1^2 = 4$$

Lực truyền xuống các dẫy cọc biên là:

$$P_{\max, \min} = \frac{N_0^{tc}}{n} \pm \frac{M_x^{tc} \cdot y_{\max}}{\sum_{i=1}^n y_i^2} = \frac{154}{5} \pm \frac{10,38.1}{4.1^2}$$

$$\Rightarrow P_{\max} = 33,4 \text{ (T)}$$

$$\Rightarrow P_{\min} = 28,2 \text{ (T)}$$

Trọng lượng cọc:  $P_c = 0,3.0,3.2,5.1,1.15 = 3,71 \text{ (T)}$

$$P_{\max}^{tc} = P_c + P_{\max} = 37,11 \text{ (T)} < [P] = 50 \text{ (T)}$$

$$P_{\min}^{tc} = 28,2 > 0, \text{ tức không có cọc bị nhổ.}$$

$\Rightarrow$  Cọc đủ khả năng chịu lực.

c) Kiểm tra tổng thể đài cọc.

Giả thiết coi móng cọc là khối móng quy - ước nh- hình vẽ:

- Kiểm tra áp lực d- ới đáy khối móng.

+) Điều kiện kiểm tra:

$$p_{qu} \leq R_d$$

$$p_{\max qu} \leq 1,2.R_d$$

+) Xác định khối móng quy ước:

Chiều cao khối móng quy ước tính từ mặt đất đến mũi cọc  $H_M = 15,8 \text{ (m)}$ .

Dùng sơ đồ 1<sup>o</sup> đối với nền nhiều lớp:

Diện tích đáy móng khối quy - ước xác định theo công thức sau đây:

$$F_{dq} = L_{qu} \times B_{qu} = (L_1 + 2Ltg\alpha)(B_1 + 2Ltg\alpha)$$

$\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4}$  (trong đó  $\varphi_{tb}$  - góc ma sát trung bình của các lớp đất từ mũi cọc trở lên)

$$\Rightarrow \varphi_{tb} = \frac{\phi_2 h_2 + \phi_3 h_3 + \phi_4 h_4 + \phi_5 h_5}{h_2 + h_3 + h_4 + h_5} = \frac{16.3,2 + 11.7,4 + 13.5.3,2 + 30.0,5}{3,2 + 7,4 + 3,2 + 0,5} = 13,4^\circ$$

$$\Rightarrow \alpha = 3,35^\circ$$

$L_1 = 2,6 \text{ (m)}$  - khoảng cách giữa 2 mép ngoài cùng của cọc theo ph- ơng x

$B_1 = 1,6 \text{ (m)}$  - khoảng cách giữa hai mép ngoài cùng của cọc theo ph- ơng y

Vậy kích th- ớc đáy móng khối quy - ước nh- sau:

$$F_{dq} = (2,6 + 2 \times 14,3 \times tg3^\circ 35') \times (1,6 + 2 \times 14,3 \times tg3^\circ 35')$$

$$= (2,6 + 2 \times 14,3 \times 0,0585) \times (1,6 + 2 \times 14,3 \times 0,0585)$$

$$= (2,6 + 1,67) \times (1,6 + 1,67) = 4,27 \times 3,27 = 14 \text{ (m}^2\text{)}$$

+) Xác định tải trọng tiêu chuẩn d- ới đáy khối móng quy ước (mũi cọc):

Diện tích đáy móng khối quy - ước:

$$F_{qu} = L_{qu} \times B_{qu} = 4,27 \text{ m} \times 3,27 \text{ m} = 14 \text{ (m}^2\text{)}$$

Mô men chống uốn  $W_x$  của  $F_{qu}$  là:

$$W_x = \frac{B_{qu} \times L_{qu}^2}{6} = \frac{3,27 \times 4,27^2}{6} = 10 \text{ (m}^3\text{)}$$

Tải trọng thẳng đứng tại đáy móng khối quy - ước:

$$N_{tc} + \gamma \cdot F_{qu} \cdot h_{qu} = 172 + 2.14.15,8 = 172 + 427 = 599 \text{ (T)}$$

Mômen tiêu chuẩn tại đáy móng quy - ước là:

$$M^{tc} = M_0^{tc} = 10,38(T)$$

Áp lực tiêu chuẩn tác dụng tại đáy móng khối quy - ớc:

$$P_{\max, \min}^{tc} = \frac{N_0^{tc}}{F_{qu}} \pm \frac{M_0^{tc}}{W_{qu}}$$

$$\Rightarrow P_{\max}^{tc} = \frac{599}{14} + \frac{10,38}{10} = 43,8(T / m^2)$$

$$\Rightarrow P_{\min}^{tc} = \frac{599}{14} - \frac{10,38}{10} = 41,7(T / m^2)$$

$$\Rightarrow P_{tb} = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} = \frac{43,8 + 41,7}{2} = 42,75(T / m^2)$$

+) C- òng ðộ tính toán của ðất ở ðáy khối quy - ớc (Theo công th-c của Terzaghi):

$$R_d = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{0,5.S_\gamma.\gamma.B_{qu}.N_\gamma + S_q.q.N_q + S_c.c.N_c}{F_s}$$

$$q = \gamma.h_{qu}$$

$$\gamma = \frac{\gamma_1.h_1 + \gamma_2.h_2 + \gamma_3.h_3 + \gamma_4.h_4 + \gamma_5.h_5}{h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5}$$

$$\gamma = \frac{1,6.0,5 + 1,85.4,2 + 1,75.7,4 + 1,9.3,2 + 1,87.0,5}{0,5 + 4,2 + 7,4 + 3,2 + 0,5} = 1,8(T / m^3)$$

$$P_{gh} = 0,5.S_\gamma.\gamma.B_{qu}.N_\gamma + S_q.q.N_q + S_c.c.N_c$$

Trong ðó:  $S_\gamma = 1 - 0,2 \frac{B_{qu}}{L_{qu}} = 1 - 0,2 \cdot \frac{3,27}{4,27} = 0,84$

$$S_q = 1$$

$$S_c = 1 + 0,2 \frac{B_{qu}}{L_{qu}} = 1 + 0,2 \cdot \frac{3,27}{4,27} = 1 + 0,15 = 1,15$$

c -là lực dính của ðất, lớp 5 là cát nên c =0

Lớp 5 có  $\varphi = 30^0$  Tra bảng 2.5 trang 36 sách “Giáo trình bài giảng nền và móng” ta ð- ợc:  $N_\gamma = 21,8$  ;  $N_q = 18,4$  ;  $N_c = 31,1$

$$\Rightarrow R_d = \frac{0,5.0,84.1,87.3,27.21,8 + 1,1.1,8.15,8.18,4}{3} = 193,1(T / m^2)$$

Kiểm tra ðiều kiện ứng suất ðáy móng khối quy - ớc theo công thức 5.16, ta có :

$$P_{\max}^{tc} = 43,8(T/m^2) < 1,2R_d = 231,7 ( T/m^2).$$

$$P_{tb}^{tc} = 42,75 (T/m^2) < R_d = 193,1( T/m^2).$$

Vậy ðất nền ð- ới móng khối quy - ớc thoả mãn ðiều kiện về ứng suất .

- Kiểm tra lún cho móng cọc.

Nền ðất ð- ới ðáy móng khối quy - ớc gần nh- là nền ðồng nhất vì vậy ta áp dụng ph- ơng pháp dự báo lún bằng cách áp dụng trực tiếp lí thuyết ðàn hồi.

Ðộ lún của móng công trình ð- ợc xác ðịnh theo công thức :

$$S = \omega_{const} \cdot \frac{P_{gl} \cdot b \cdot (1 - \mu_o)}{E}$$

Trong đó: +)  $\omega_{const}$  là hệ số hình dạng ứng với độ lún của móng tuyệt đối cứng. Tra bảng 2.9 trang 52 sách “*Giáo trình bài giảng nền và móng*”. Ta có  $\omega_{const} = 1,17$ .

+ )  $P_{gl} = P_{tb} - \gamma_{tb} \cdot h_{qu} = 42,75 - 1,8 \cdot 15,8 = 14,31(T / m^2)$

+ ) b là bề rộng móng:  $b = 1,6(m)$ .

+ )  $\mu_o$  là hệ số nở hông của đất. Tra bảng 2.8 trang 52 “*Giáo trình bài giảng nền và móng*”. Với nền đất đáy móng là đất cát nên ta có:  $\mu_o = 0,25$ .

+ )  $E_o = 2500(T/m^2)$ .

$$\Rightarrow S = 1,17 \cdot \frac{14,31 \cdot 1,6 \cdot (1 - 0,25)}{2500} = 0,8(cm).$$

Vậy ta có :  $S = 0,8 (cm) < S_{gh} = 8 (cm)$ .

- *Tính toán đài nhóm cọc.*

Ta có phản lực đầu cọc:

**Bảng 5.4: Phản lực đầu cọc trong đài.**

cọc	$y_i$ (m)	$\sum y_i^2$	$P_i$ (T)
1	-1	4	28,2
2	1	4	33,4 5
3	0	4	30,8
4	-1	4	28,2
5	1	4	33,4 5

+ ) *Tính toán đầm thủng của cọc . (TCVN5574-91)*

Ta có tiết diện cọc trục D khung trục 3 là  $b_c \times l_c = 30 \times 40 (cm)$ .

Ta chọn tiết diện cổ móng là  $40 \times 50 (cm)$  để tính toán đài. (Giả thiết bỏ qua ảnh hưởng của cốt thép ngang)

Chọn lớp bảo vệ  $a = 10(cm)$ . Giả thiết  $h_d = 0,8(m) \Rightarrow h_0 = h_d - a = 80 - 10 = 70(cm)$ .

*Kiểm tra cọc đầm thủng đài theo dạng hình tháp:*

$$P_{dt} \leq P_{cdt}$$



Trong đó:

$P_{dt}$  - lực đâm thủng, bằng tổng phản lực của cọc nằm ngoài phạm vi của đáy tháp đâm thủng.

$$P_{dt} = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5$$

$$P_{dt} = (28,2.2) + (33,45.2) + 30,8 = 154,1(T)$$

$P_{cdt}$  - lực chống đâm thủng.

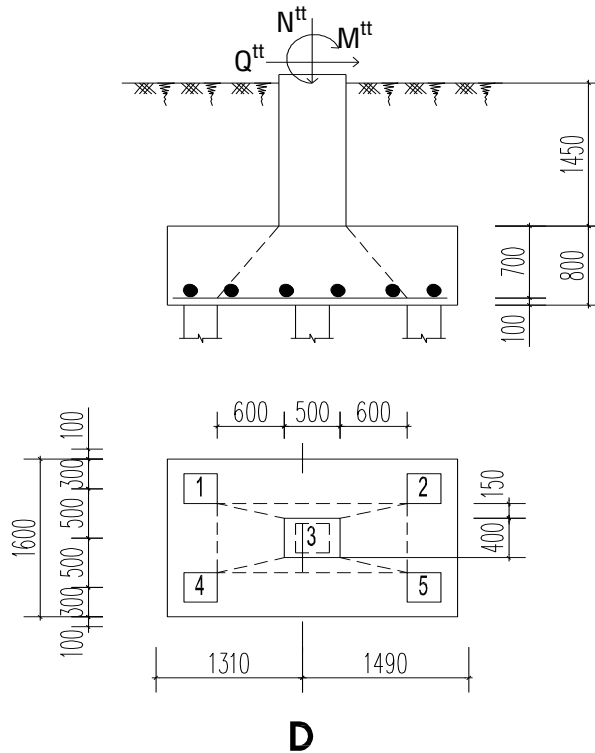
$$P_{cdt} = \alpha_1(b_c + C_2) + \alpha_2(h_c + C_1) \bar{h}_o R_k \quad (\text{theo bê tông II})$$

$\alpha_1, \alpha_2$  các hệ số đ-ợc xác định nh- sau:

$$\alpha_1 = 1,5 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{h_o}{C_1}\right)^2} = 1,5 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{0,7}{0,6}\right)^2} = 2,3$$

$$\alpha_2 = 1,5 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{h_o}{C_2}\right)^2} = 1,5 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{0,7}{0,15}\right)^2} = 7,1 \quad (5.30)$$

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



**Hình 5.9 : Đáy tháp đâm thủng.**

$$C_1 = 1 - (0,5/2 + 0,3/2) = 0,6; \quad C_2 = 0,5 - (0,4/2 + 0,3/2) = 0,15.$$

$$\Rightarrow P_{cdt} = 2,3 \cdot (0,4 + 0,6) + 7,1 \cdot (0,5 + 0,15) \cdot 0,7 \cdot 90 = 2,3 + 4,615 \cdot 0,7 \cdot 90 = 435(T)$$

Vậy:  $P_{dt} = 154,1(T) < P_{cdt} = 435(T)$

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

+) Tính toán c-ờng độ trên tiết diện nghiêng theo lực cắt.

Điều kiện c-ờng độ đ-ợc viết nh- sau:

$$Q \leq \beta \cdot b \cdot h_o \cdot R_k$$

Q- tổng phản lực của các cọc nằm ngoài tiết diện nghiêng:

$$Q = P_2 + P_5 = 2.33,45 = 67(T)$$

$\beta$  - hệ số không thứ nguyên

$$\beta = 0,7 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{h_o}{C}\right)^2}$$

Lấy:  $C = C_1 = 0,6(m)$

$$\beta = 0,7 \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{0,7}{0,6}\right)^2} = 1,07$$

$$\Rightarrow \beta \cdot b \cdot h_o \cdot R_k = 1,07 \cdot 1,6 \cdot 0,7 \cdot 90 = 108(T)$$

$$\Rightarrow Q = 67(T) < \beta \cdot b \cdot h_o \cdot R_k = 108(T)$$

$\Rightarrow$  thỏa mãn điều kiện phá hỏng trên tiết diện nghiêng theo lực cắt.

**Kết luận:** chiều cao đài thỏa mãn điều kiện đâm thủng của cột và c-ờng độ trên tiết diện nghiêng.

d, *Tính toán cốt thép đài móng.*

Ta xem đài làm việc nh- những bản conson bị ngàm ở tiết diện mép cột, hoặc mép t-ờng. Tính mô men tại ngàm (Mô men lớn nhất)

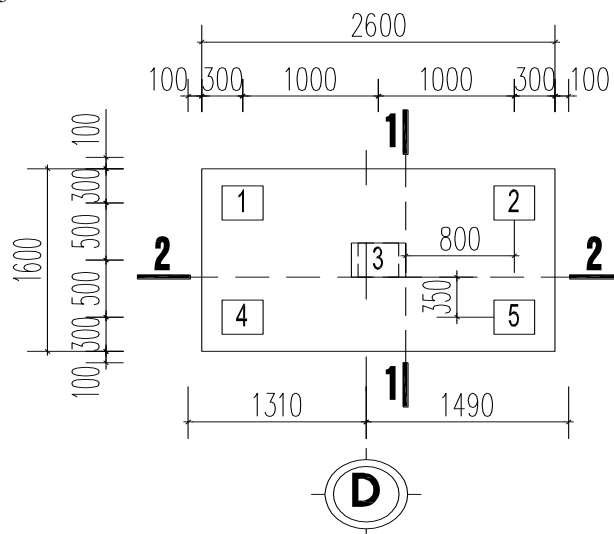
- *Mômen tại mép cột theo mặt cắt I-I:*

$$M_I = r_1(P_2 + P_5)$$

Trong đó:  $M_I$ : Mô men uốn ở tiết diện I-I.

$r_1$ : khoảng cách từ trục cọc 2;5 đến mặt cắt I-I.  $r_1 = 0,8(m)$

$$\Rightarrow M_I = 0,8 \cdot (P_2 + P_5) = 0,8 \cdot 33,45 \cdot 2 = 53,5(T.m)$$



Cốt thép yêu cầu( chỉ đặt cốt đơn)

$$F_{aI} = \frac{M_I}{0,9 \cdot h_o \cdot R_a} = \frac{53,5 \times 10^5}{0,9 \cdot 70 \cdot 2800} = 30,3(cm^2)$$

Chọn 10 $\phi$ 20,  $A_s = 31,42 (cm^2)$  khoảng cách các thanh thép  $a = 130 (mm)$

Hàm l-ợng cốt thép:  $\mu = \frac{F_a}{B_a \times h_o} = \frac{30,3}{160 \times 70} = 0,27\% > \mu = 0,05\%$

-*Mô men tại mép cột theo mặt cắt II-II:*

$$M_{II} = r_2(P_4 + P_5)$$

Trong đó:  $M_{II}$ : Mô men uốn ở tiết diện II-II.

$r_2$ : khoảng cách từ trục cọc 4;5 đến mặt cắt II-II.  $r_2 = 0,35m$

$$\Rightarrow M_H = 0,35.(P_4 + P_5) = 0,35.(28,2 + 33,45) = 21,7(T.m)$$

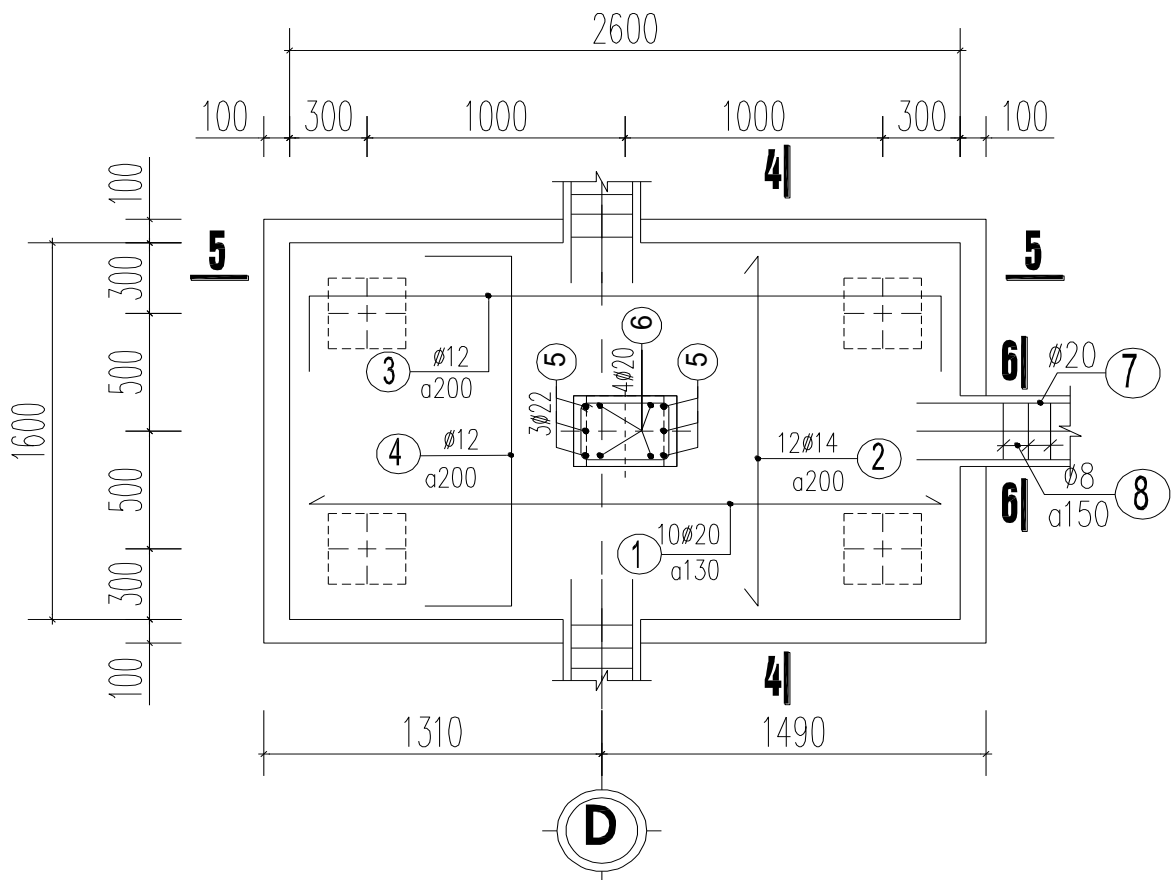
$$F_{all} = \frac{M_H}{0,9.h_0.R_a} = \frac{21,7 \times 10^5}{0,9 \cdot 70 \cdot 2800} = 12,3(cm^2)$$

Chọn 12φ14,  $A_s = 18,468 (cm^2)$  khoảng cách các thanh thép  $a = 200(mm)$ .

$$\text{Hàm lượng cốt thép: } \mu = \frac{F_a}{L_d \times h_0} = \frac{12,3}{260 \times 70} = 0,067\% > \mu = 0,05\%$$

$\Rightarrow$  Bố trí cốt thép với khoảng cách nh- trên có thể coi là hợp lý.  
e, Tính toán cốt thép bên trên đài móng.

Dựa vào biểu đồ mômen ta thấy mômen ở giữa nhịp là d- ứng nên ta không phải tính toán thép lớp trên cho đài. Do đó ta đặt theo cấu tạo φ12 a 200.



**Hình 5.10 : Bố trí thép trong đài móng M3.**

\*) Kiểm tra độ lún lệch t- ứng đối giữa các móng

ở trên ta mới chỉ kiểm tra điều kiện  $S < S_{gh}$ .

Sau khi có đủ độ lún tuyệt đối các móng ta kiểm tra độ lún lệch t- ứng đối giữa các móng

$$\text{Điều kiện kiểm tra là : } \Delta S = \frac{S_{max} - S_{min}}{L} \leq \Delta S_{gh} = 0,001 \quad (5.35)$$

$$S_{max} = 1,3 \text{ cm: móng trục B-C}$$

$$S_{\min} = 0,8 \text{ cm : móng trục D}$$

$$L = 8,1 + 1,2 = 9,3 \text{ m}$$

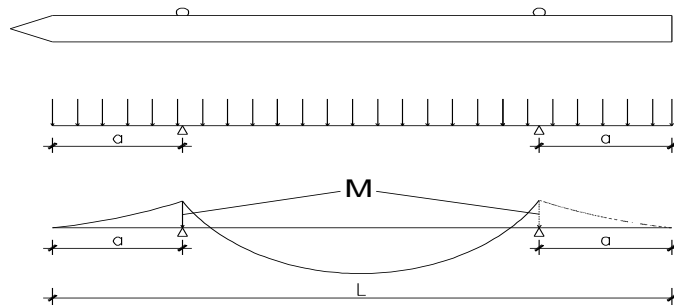
$$\Delta S = 0,00053 < \Delta S_{gh} = 0,001$$

Vậy thoả mãn điều kiện lún lệch.

Do công trình có tính chất đối xứng và nội lực tại trục A có giá trị nhỏ hơn nội lực tại trục D. Vậy ta bố trí và tính toán đài móng của trục A nh- trục D.

**5.3: Tính toán kiểm tra cọc.**

**5.3.1. Cọc 7(m):**



**Hình 5.11 : Biểu đồ mô men khi cấu cọc.**

**a) Khi vận chuyển cọc.**

Khi vận chuyển cọc tải trọng g phân bố  $q = \gamma \cdot F \cdot n$  (5.36)

Trong đó: n là hệ số động, n = 1,5

$$\Rightarrow q = 2,5 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 1,5 = 0,3375 \text{ (T/m)}$$

Chọn a sao cho  $M_1^+ \approx M_1^- \Rightarrow a = 0,207 \cdot L_c \approx 1,5 \text{ (m)}$ .

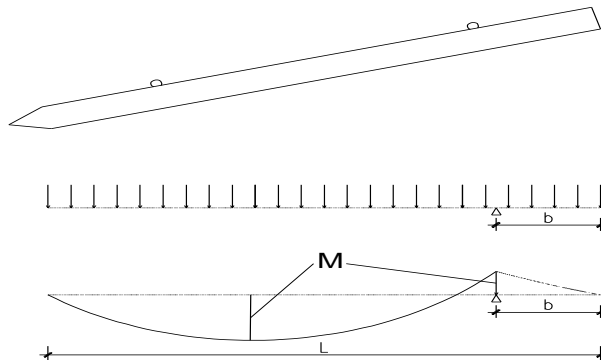
*Biểu đồ mômen cọc khi vận chuyển*

$$M_1 = \frac{0,043 \cdot q \cdot L^2}{2} = 0,0215 \cdot 0,3375 \cdot 7^2 \approx 0,355 \text{ (T.m)} \quad (5.37)$$

**b) Tr- ờng hợp treo cọc lên giá búa.**

Để  $M_2^+ \approx M_2^- \rightarrow b \approx 0,294 L_c = 2 \text{ (m)}$

Trị số mô men d- ơng lớn nhất:  $M_2 = \frac{0,086 \cdot q \cdot L^2}{2} = 0,043 \cdot 0,3375 \cdot 7^2 = 0,7 \text{ (T.m)}$  (5.38)



**Hình 5.12 : Biểu đồ mô men khi treo cọc.**

Ta thấy Mô men tr-ờng hợp vận chuyển cộc nhỏ hơn Mômen tr-ờng hợp treo cộc lên giá búa, nên ta dùng mô men tr-ờng hợp treo cộc lên giá búa để tính toán.

Lấy lớp bảo vệ cốt thép cộc là  $a' = 3(\text{cm}) \rightarrow$  chiều cao làm việc của cốt thép là:  
 $h_0 = 30 - 3 = 27(\text{cm})$

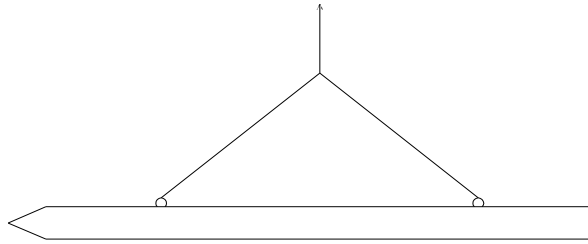
$$F_a = \frac{M_2}{0,9 \cdot h_0 \cdot R_a} = \frac{0,7}{0,9 \cdot 0,27 \cdot 28000} = 1,02(\text{cm}^2)$$

Cốt thép dọc chịu mômen uốn của cộc là 2  $\phi 18$  có  $\sum F_a = 5,09(\text{cm}^2)$ .

$\Rightarrow$  Cộc đủ khả năng chịu tải khi vận chuyển, cầu lắp.

c) *Tính toán cốt thép làm móc cầu.*

Lực kéo móc cầu trong tr-ờng hợp cầu lắp cộc:  $F_k = q \cdot l$



$\Rightarrow$  Lực kéo ở một nhánh, gần đúng:  $F'_k = \frac{F_k}{2} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{0,3375 \cdot 7}{2} = 1,18(\text{T})$

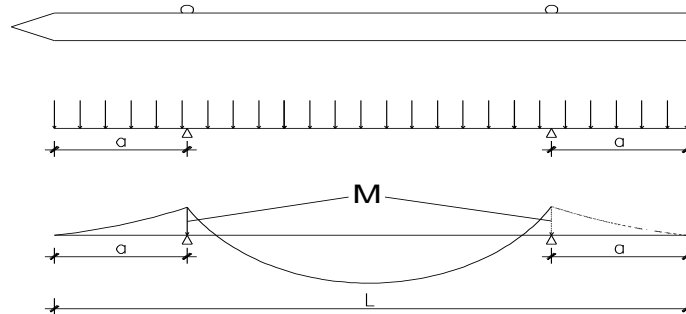
Thép móc cầu chọn loại A-II ( thép A-II có độ dẻo cao, tránh gãy khi cầu lắp)

Diện tích cốt thép của móc cầu:  $F_a = \frac{F'_k}{R_a} = \frac{1180}{2800} = 0,42(\text{cm}^2)$

Chọn thép móc cầu  $\phi 16$  có  $F_a = 2,011(\text{cm}^2)$

5.3.2. Cộc 8(m):

a) *Khi vận chuyển cộc.*



**Hình 5.13 : Biểu đồ mô men khi cầu cộc.**

Khi vận chuyển cộc tải trọng  $q$  phân bố  $q = \gamma \cdot F \cdot n$

Trong đó:  $n$  là hệ số động,  $n = 1,5$

$\Rightarrow q = 2,5 \cdot 0,3 \cdot 3 \cdot 1,5 = 0,3375 (\text{T/m})$ .

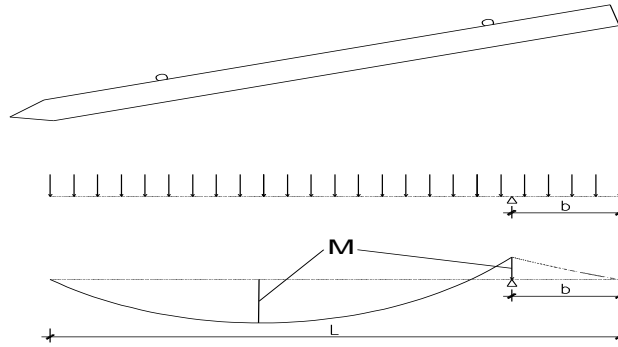
Chọn  $a$  sao cho  $M_1^+ \approx M_1^- \Rightarrow a = 0,207 \cdot L_c \approx 1,65 (\text{m})$ .

$$M_1 = \frac{0,043 \cdot q \cdot L^2}{2} = 0,0215 \cdot 0,3375 \cdot 8^2 \approx 0,46(\text{T.m})$$

b) Tr-ờng hợp treo cọc lên giá búa.

Để  $M_2^+ \approx M_2^- \rightarrow b \approx 0,294 L_c = 2,35( m)$

Trị số mô men d-ơng lớn nhất:  $M_2 = \frac{0,086.q.L^2}{2} = 0,043.0,3375.8^2 = 0,92 (T.m)$ .



**Hình 5.14 : Biểu đồ mô men khi treo cọc.**

Ta thấy Mô men tr-ờng hợp vận chuyển cọc nhỏ hơn Mômen tr-ờng hợp treo cọc lên giá búa, nên ta dùng mô men tr-ờng hợp treo cọc lên giá búa để tính toán.

Lấy lớp bảo vệ cốt thép cọc là  $a'= 3(cm) \rightarrow$  chiều cao làm việc của cốt thép là:  $h_0 = 30 - 3 = 27(cm)$

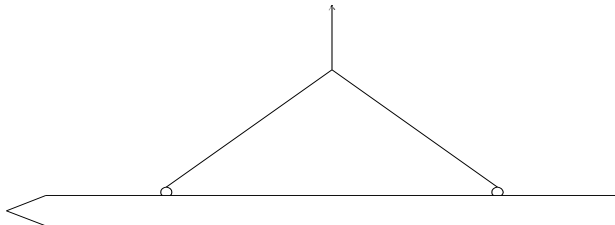
$$F_a = \frac{M_2}{0,9.h_0.R_a} = \frac{0,92}{0,9.0,27.28000} = 1,35(cm^2)$$

Cốt thép dọc chịu mômen uốn của cọc là 2  $\phi 18$  có  $\sum F_a = 5,09(cm^2)$ .

=> Cọc đủ khả năng chịu tải khi vận chuyển, cầu lắp.

c) Tính toán cốt thép làm móc cầu.

Lực kéo móc cầu trong tr-ờng hợp cầu lắp cọc:  $F_k = ql$



=> Lực kéo ở một nhánh, gần đúng:  $F'_k = \frac{F_k}{2} = \frac{ql}{2} = \frac{0,3375.8}{2} = 1,35(T)$

Thép móc cầu chọn loại A-II ( thép A-II có độ dẻo cao, tránh gãy khi cầu lắp)

Diện tích cốt thép của móc cầu:  $F_a = \frac{F'_k}{R_a} = \frac{1350}{2800} = 0,48(cm^2)$

Chọn thép móc cầu  $\phi 16$  có  $F_a = 2,011(cm^2)$