

-----

# Đồ Án Thiết Kế Công Trình



**❧ MỤC LỤC ❧**

**CHƯƠNG I: TỔNG QUAN VỀ KẾT CẤU CÔNG TRÌNH..... 1**

1.1. LỰA CHỌN GIẢI PHÁP KẾT CẤU CÔNG TRÌNH..... 1

    1.1.1. Phân tích các hệ kết cấu chịu lực của công trình ..... 1

    1.1.2. Lựa chọn giải pháp kết cấu và hệ chịu lực cho công trình ..... 2

    1.1.3. Phân tích và lựa chọn hệ sàn chịu lực cho công trình..... 3

1.2. LỰA CHỌN VẬT LIỆU ..... 6

    1.2.1. Yêu cầu về vật liệu cho công trình ..... 6

    1.2.2. Chọn vật liệu sử dụng cho công trình ..... 6

1.3. KHÁI QUÁT QUÁ TRÌNH TÍNH TOÁN HỆ KẾT CẤU..... 8

    1.3.1. Mô hình tính toán..... 8

    1.3.2. Tải trọng tác dụng lên công trình..... 8

    1.3.3. Phương pháp tính toán xác định nội lực ..... 8

    1.3.4. Lựa chọn công cụ tính toán..... 9

1.4. SƠ BỘ CHỌN KÍCH THƯỚC TIẾT DIỆN CHO KẾT CẤU CÔNG TRÌNH..... 10

    1.4.1. Chọn sơ bộ tiết diện cột ..... 10

    1.4.2. Chọn sơ bộ tiết diện dầm: ..... 11

**CHƯƠNG II: TÍNH TOÁN SÀN TẦNG ĐIỂN HÌNH... ..... 12**

2.1. XÁC ĐỊNH KÍCH THƯỚC SƠ BỘ SÀN ..... 13

2.2. XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG ..... 14

    2.2.1. Tĩnh tải:..... 14

    2.2.2. Hoạt tải: ..... 16

2.3. TÍNH TOÁN CỐT THÉP: ..... 17

    2.3.1. Ô bản kê 4 cạnh: ..... 17

    2.3.2. Ô bản dầm:..... 21

2.4. KIỂM TRA Ô SÀN ..... 23

    2.4.1. Kiểm tra khả năng chịu cắt: ..... 23

    2.4.2. Kiểm tra độ võng của sàn ..... 23

**CHƯƠNG III:TÍNH TOÁN CẦU THANG ĐIỂN HÌNH ..... 24**

3.1. TÍNH TOÁN CẦU THANG ĐIỂN HÌNH ..... 24

3.2. XÁC ĐỊNH CÁC KÍCH THƯỚC CƠ BẢN ..... 24

3.3. XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG ..... 25

    3.3.1. Tĩnh tải..... 25

    3.3.2. Hoạt tải..... 27

3.4. TÍNH TOÁN BẢN THANG VÀ CHIẾU NGHĨ.....	27
3.4.1. Xác định nội lực.....	27
3.4.2. Tính toán bản thang .....	30
3.4.3. Tính toán dầm chiếu nghỉ .....	31
<b>CHƯƠNG IV:TÍNH TOÁN KHUNG KHÔNG GIAN....</b>	<b>34</b>
4.1. XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN CÔNG TRÌNH: .....	34
4.1.1. Tải trọng thẳng đứng.....	34
4.1.2. Tải trọng tác dụng vào dầm .....	37
4.1.3. Tải trọng ngang .....	38
4.1.4. Tải trọng gió tác động vào công trình.....	38
4.2. LÝ THUYẾT TÍNH TOÁN:.....	41
4.3. TÍNH TOÁN DẦM VÀ BỐ TRÍ CỐT THÉP:.....	43
4.3.1. Chọn sơ bộ tiết diện dầm:.....	43
4.3.2. Tính toán và bố trí cốt thép :.....	44
4.3.3. Tính toán cốt thép ngang: .....	49
4.4. TÍNH TOÁN CỘT VÀ BỐ TRÍ CỐT THÉP .....	51
4.4.1. Chọn sơ bộ tiết diện cột .....	51
4.4.2. Lý thuyết tính toán cột lệch tâm theo 2 phương: .....	54
4.4.3. Tính toán cốt đai cho cột: .....	56
4.4.4. Tính toán cốt thép cho cột: .....	57
4.4.5. Kiểm tra tính toán cột bằng biểu đồ tương tác.....	62
4.4.6. Kiểm tra chuyển vị đỉnh công trình .....	67
4.5. NEO VÀ NỐI CHÒNG CỐT THÉP.....	68
4.5.2. Neo cốt thép .....	68
4.5.3. Nối chông cốt thép .....	68
<b>CHƯƠNG V:THIẾT KẾ MÓNG CỌC ÉP BÊ TÔNG CỐT THÉP.....</b>	<b>70</b>
5.1. KHẢO SÁT ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH .....	70
5.1.1. Công tác khảo sát.....	70
5.1.2. Cấu tạo địa tầng .....	71
5.2. LỰA CHỌN GIẢI PHÁP MÓNG .....	72
5.3. GIẢI THIẾT TÍNH TOÁN.....	73
5.4. XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG.....	74
5.4.1. Móng M1 dưới chân cột C25 tại vị trí D-5:.....	75
5.4.2. Móng M2 dưới chân cột C17 tại vị trí A-5:.....	76
5.4.3. Móng M3 dưới chân cột C4 tại vị trí E-5: .....	77

5.5. CHỌN LOẠI CỌC VÀ CHIỀU SÂU ĐẶT MŨI CỌC: .....	78
5.6. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC :.....	80
5.6.1. Theo độ bền của vật liệu làm cọc: .....	80
5.6.2. Theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền( TCXD 205-1998):.....	80
5.7. XÁC ĐỊNH SỐ LƯỢNG CỌC TRONG ĐÀI : .....	84
5.7.1. Đài cọc M1 .....	84
5.7.2. Đài cọc M2: .....	85
5.7.3. Đài cọc M3 .....	85
5.8. KIỂM TRA VIỆC THIẾT KẾ MÓNG CỌC :.....	87
5.8.1. Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc theo điều kiện chịu nhỏ:.....	87
5.8.2. Kiểm tra ổn định nền : .....	92
5.8.3. Kiểm tra lún trong móng cọc :.....	99
5.8.4. Kiểm tra điều kiện xuyên thủng : .....	100
5.9. TÍNH TOÁN VÀ BỐ TRÍ CỐT THÉP CHO ĐÀI CỌC : .....	101
5.9.1. Đài cọc M1 .....	101
5.9.2. Đài cọc M2 .....	102
5.9.1. Đài cọc M3 .....	103
5.10. KIỂM TRA CỌC TRONG QUÁ TRÌNH VẬN CHUYỂN CẦU LẮP : .....	105
5.10.1. Cường độ cọc khi vận chuyển .....	105
5.10.2. Cường độ cọc khi lắp dựng:.....	106
5.10.3. Kiểm tra lực cầu, móc cầu:.....	106
5.10.4. Kiểm tra cọc theo điều kiện chịu tải trọng ngang :.....	107

**CHƯƠNG VI: THIẾT KẾ BIỆN PHÁP THI CÔNG ÉP CỌC ..... 108**

6.1. CƠ SỞ THỰC HIỆN.....	108
6.2. CÔNG TÁC CHUẨN BỊ .....	109
6.2.1. Công tác trắc địa công trình.....	109
6.2.2. Mặt bằng thi công .....	109
6.2.3. Chọn thiết bị ép cọc thủy lực .....	109
6.2.4. Chọn cần trục .....	110
6.3. THI CÔNG ÉP CỌC.....	111
6.3.1. Đoạn cọc mũi (C1).....	111
6.3.2. Đoạn cọc thân (C2).....	111
6.3.3. Hàn nối các đoạn cọc .....	112
6.3.4. Những trở ngại khi ép cọc và biện pháp khắc phục.....	113
6.3.5. Giám sát và nghiệm thu .....	113

**CHƯƠNG VII: THIẾT KẾ BIỆN PHÁP THI CÔNG ĐÀO ĐẤT.....116**

7.1. CƠ SỞ THỰC HIỆN.....	116
7.2. CÔNG TÁC CHUẨN BỊ .....	117
7.2.1. Giải phóng mặt bằng.....	117
7.2.2. Công tác tiêu nước bề mặt và nước ngầm .....	118
7.2.3. Định vị, dựng khuôn công trình.....	120
7.3. THI CÔNG ĐÀO ĐẤT.....	121
7.3.1. Công tác thi công ép cừ vào đất.....	121
7.3.2. Chuẩn bị mặt bằng:.....	124
7.3.3. Quy trình thi công ép cừ:.....	125
7.3.4. Phân đoạn thi công ép cừ.....	126
7.3.5. Tính khối lượng hố móng.....	126

**CHƯƠNG VIII: THIẾT KẾ BIỆN PHÁP THI CÔNG ĐÀI CỌC .....136**

8.1. KỸ THUẬT THI CÔNG.....	136
8.1.1. Đập đầu cọc: .....	136
8.1.2. Đổ bê tông lót đài cọc:.....	137
8.1.3. Công tác gia công và lắp dựng cốt thép đài cọc: .....	137
8.1.4. Công tác gia công và lắp dựng ván khuôn:.....	138
8.1.5. Thi công bê tông đài cọc:.....	138
8.2. TÍNH TOÁN KHỐI LƯỢNG THI CÔNG ĐÀI CỌC.....	143
8.2.1. Tải trọng.....	143
8.2.2. Kiểm tra sườn ngang.....	143
8.2.3. Sườn đứng.....	144
8.2.4. Cây chống xiên .....	145

**CHƯƠNG IX: THIẾT KẾ THI CÔNG DÀM, SÀN, CỘT .....146**

9.1. TÍNH TOÁN CỘP PHA DÀM .....	146
9.1.1. Cấu tạo .....	146
9.1.2. Tính toán và bố trí thanh sườn.....	146
9.1.3. Chọn cây chống .....	147
9.2. TÍNH TOÁN CỘP PHA SÀN .....	147
9.2.1. Cấu tạo .....	147
9.2.2. Tính thanh sườn.....	148
9.2.3. Tính cột chống .....	150
9.3. TÍNH TOÁN CỘP PHA CỘT .....	150
9.3.1. Tải trọng.....	151

9.3.2. Kiểm tra gông cột: .....	151
9.3.3. Kiểm tra cây chống xiên cho cột .....	152
9.4. TÍNH TOÁN NHU CẦU MÁY MÓC THIẾT BỊ PHỤC VỤ THI CÔNG.....	154
9.4.1. Chọn cần trục tháp .....	154
9.4.2. Chọn máy vận thăng:.....	155
9.4.3. Chọn xe vận chuyển bê tông.....	156
9.4.4. Chọn máy đầm bê tông .....	156
9.5. CÁC YÊU CẦU KỸ THUẬT .....	156
9.5.1. Ván khuôn.....	157
9.5.2. Cốt thép.....	159
9.5.3. Bê tông.....	160
9.5.4. Kiểm tra – Nghiệm thu .....	163
<b>CHƯƠNG X:LẬP TIẾN ĐỘ THI CÔNG.....</b>	<b>164</b>
10.1. Bảng thống kê khối lượng bê tông: .....	164
10.2. Bảng thống kê khối lượng cốt thép: .....	167
10.3. Bảng thống kê diện tích cần đóng cốp pha: .....	173
10.4. Bảng thống kê khối lượng thi công cầu thang: .....	179
<b>TÀI LIỆU THAM KHẢO.....</b>	<b>180</b>

## CHƯƠNG I: TỔNG QUAN VỀ KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

### 1.1. LỰA CHỌN GIẢI PHÁP KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

#### 1.1.1. Phân tích các hệ kết cấu chịu lực của công trình

- Căn cứ vào sơ đồ làm việc thì kết cấu nhà nhiều tầng có thể phân loại như sau:
- Các hệ kết cấu cơ bản: Kết cấu khung, kết cấu tường chịu lực, kết cấu lõi cứng và kết cấu hộp (ống).
- Các hệ kết cấu hỗn hợp: Kết cấu khung-giằng, kết cấu khung-vách, kết cấu ống lõi và kết cấu ống tổ hợp.
- Các hệ kết cấu đặc biệt: Hệ kết cấu có tầng cứng, hệ kết cấu có dầm truyền, kết cấu có hệ giằng liên tầng và kết cấu có khung ghép.
- Phân tích một số hệ kết cấu để chọn hình thức chịu lực cho công trình.

##### a) Hệ khung

- Hệ khung được cấu thành bởi các cấu kiện dạng thanh (cột, dầm) liên kết với nhau tại nút.
- Hệ khung có khả năng tạo ra không gian tương đối lớn và linh hoạt với những yêu cầu kiến trúc khác nhau.
- Sơ đồ làm việc rõ ràng, tuy nhiên khả năng chịu uốn ngang kém nên hạn chế sử dụng khi chiều cao nhà lớn.

##### b) Hệ khung vách

- Phù hợp với hầu hết các giải pháp kiến trúc nhà cao tầng.
- Thuận tiện cho việc áp dụng linh hoạt các công nghệ xây dựng khác nhau như vừa có thể lắp ghép vừa đổ tại chỗ các kết cấu bê tông cốt thép.
- Vách cứng tiếp thu tải trọng ngang được đổ bằng hệ thống ván khuôn trượt, có thể thi công sau hoặc trước.
- Hệ khung vách có thể sử dụng hiệu quả với kết cấu cao đến 40 tầng.



## c) Hệ khung lõi

- Lõi cứng chịu tải trọng ngang của hệ, có thể bố trí trong hoặc ngoài biên.
- Hệ sàn gối trực tiếp lên tường lõi hoặc qua các cột trung gian.
- Phần trong lõi thường bố trí thang máy, cầu thang và các hệ thống kỹ thuật nhà cao tầng.
- Sử dụng hiệu quả với các công trình có độ cao trung bình hoặc lớn có mặt bằng đơn giản.

## d) Hệ lõi hộp

- Hệ chịu toàn bộ tải trọng đứng và tải trọng ngang.
- Hộp trong nhà cũng giống như lõi cứng, được hợp thành bởi các tường đặc hoặc có cửa.
- Hệ lõi hộp chỉ phù hợp với các nhà rất cao.

1.1.2. Lựa chọn giải pháp kết cấu và hệ chịu lực cho công trình

Dựa vào các phân tích như ở trên và đặc tính cụ thể của công trình ta chọn *hệ khung* làm hệ chịu lực chính của công trình.

- Phần khung của kết cấu là bộ phận chịu tải trọng đứng.
- Hệ sàn chịu tải trọng ngang đóng vai trò liên kết hệ cột trung gian nhằm đảm bảo sự làm việc đồng thời của hệ kết cấu.

## a) Bố trí mặt bằng kết cấu

- Bố trí mặt bằng kết cấu phù hợp với yêu cầu kiến trúc và yêu cầu kháng chấn cho công trình.

## b) Bố trí kết cấu theo phương thẳng đứng

- Bố trí các khung chịu lực:
- Bố trí hệ khung chịu lực có độ siêu tĩnh cao.
- Đối xứng về mặt hình học và khối lượng.
- Tránh có sự thay đổi độ cứng của hệ kết cấu (thông tầng, giảm cột, cột hẫng, dạng sàn gập cấp), kết cấu sẽ gặp bất lợi dưới tác dụng của tải trọng động.

### 1.1.3. Phân tích và lựa chọn hệ sàn chịu lực cho công trình

Trong hệ khung thì sàn có ảnh hưởng rất lớn tới sự làm việc không gian của kết cấu. Nó có vai trò giống như hệ giằng ngang liên kết hệ cột đảm bảo sự làm việc đồng thời của các cột. Đồng thời là bộ phận chịu lực trực tiếp, có vai trò truyền các tải trọng vào hệ khung.

Đối với công trình này, dựa theo yêu cầu kiến trúc và công năng công trình, ta xét các phương án sàn:

#### a) Hệ sàn sườn

- Cấu tạo bao gồm hệ dầm và bản sàn.
- Ưu điểm:
  - + Tính toán đơn giản.
  - + Được sử dụng phổ biến ở nước ta với công nghệ thi công phong phú nên thuận tiện cho việc lựa chọn công nghệ thi công.
- Nhược điểm:
  - + Chiều cao dầm và độ võng của bản sàn rất lớn khi vượt khẩu độ lớn, dẫn đến chiều cao tầng của công trình lớn nên gây bất lợi cho kết cấu công trình khi chịu tải trọng ngang và không tiết kiệm chi phí vật liệu.
  - + Chiều cao nhà lớn, nhưng không gian sử dụng bị thu hẹp

#### b) Hệ sàn ô cờ

- Cấu tạo gồm hệ dầm vuông góc với nhau theo hai phương, chia bản sàn thành các ô bản kê bốn cạnh có nhịp bé, theo yêu cầu cấu tạo khoảng cách giữa các dầm không quá 2m.
- Ưu điểm:
  - + Tránh được có quá nhiều cột bên trong nên tiết kiệm được không gian sử dụng và có kiến trúc đẹp, thích hợp với các công trình yêu cầu thẩm mỹ cao và không gian sử dụng lớn như hội trường, câu lạc bộ...
- Nhược điểm:
  - + Không tiết kiệm, thi công phức tạp.

+ Khi mặt bằng sàn quá rộng cần phải bố trí thêm các dầm chính. Vì vậy, nó cần chiều cao dầm chính phải lớn để đảm bảo độ võng giới hạn..

#### c) Hệ sàn không dầm

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

- Ưu điểm:

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

+ Tiết kiệm được không gian sử dụng. Thích hợp với công trình có khẩu độ vừa.

+ Dễ phân chia không gian.

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

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

+ Do chiều cao tầng giảm nên thiết bị vận chuyển đứng cũng không cần yêu cầu cao, công vận chuyển đứng giảm nên giảm giá thành.

+ Tải trọng ngang tác dụng vào công trình giảm do công trình có chiều cao giảm so với phương án sàn có dầm.

- Nhược điểm:

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

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

#### d) Hệ sàn sườn ứng lực trước

- Ưu điểm:

+ Có khả năng chịu uốn tốt hơn do đó độ cứng lớn hơn và độ võng, biến dạng nhỏ hơn bê tông cốt thép thường.

- + Trọng lượng riêng nhỏ hơn so với bê tông cốt thép thường nên đóng vai trò giảm tải trọng và chi phí cho móng đặc biệt là đối với các công trình cao tầng.
  - + Khả năng chống nứt cao hơn nên có khả năng chống thấm tốt.
  - + Độ bền mỏi cao nên thường dùng trong các kết cấu chịu tải trọng động.
  - + Cho phép tháo coffa sớm và có thể áp dụng các công nghệ thi công mới để tăng tiến độ.
- Nhược điểm:
- + Mặc dù tiết kiệm về bê tông và thép tuy nhiên do phải dùng bê tông và cốt thép cường độ cao, neo... nên kết cấu này chi kinh tế đối với các nhịp lớn.
  - + Tính toán phức tạp, thi công cần đơn vị có kinh nghiệm
  - + Với công trình cao tầng, nếu sử dụng phương án sàn ứng lực trước thì kết quả tính toán cho thấy độ cứng của công trình nhỏ hơn bê tông ứng lực trước dầm sàn thông thường. Để khắc phục điều này, nên bố trí xung quanh mặt bằng sàn là hệ dầm bo, có tác dụng neo cáp tốt và tăng cứng, chống xoắn cho công trình.

#### e) Sàn Composite

- Cấu tạo gồm các tấm tôn hình dấp nguội và tấm đan bằng bê tông cốt thép
- Ưu điểm:
  - + Khi thi công tấm tôn đóng vai trò sàn công tác
  - + Khi đổ bê tông đóng vai trò coffa cho vữa bê tông
  - + Khi làm việc đóng vai trò cốt thép lớp dưới của bản sàn
- Nhược điểm:
  - + Tính toán phức tạp
  - + Chi phí vật liệu cao
  - + Công nghệ thi công chưa phổ biến ở Việt Nam.

#### f) Tấm panel lắp ghép

- Cấu tạo: Gồm những tấm panel ứng lực trước sản xuất trong nhà máy, các tấm này được vận chuyển ra công trường và lắp dựng lên dầm, vách rồi tiến hành rải thép và đổ bê tông bù

- Ưu điểm:
  - + Khả năng vượt nhịp lớn
  - + Thời gian thi công nhanh
  - + Tiết kiệm vật liệu
  - + Khả năng chịu lực lớn và độ võng nhỏ
- Nhược điểm:
  - + Kích thước cấu kiện lớn
  - + Quy trình tính toán phức tạp
  - + Chọn lựa phương án sàn

***Ghi chú: Lựa chọn phương án hệ sàn chịu lực dựa vào:***

- Đặc điểm kiến trúc và đặc điểm kết cấu, tải trọng công trình
  - Cơ sở phân tích sơ bộ ở trên
  - Bài toán kinh tế và phương án thi công
- ➔ Chọn giải pháp “ Hệ sàn sườn” cho công trình

## **1.2. LỰA CHỌN VẬT LIỆU**

### 1.2.1. Yêu cầu về vật liệu cho công trình

- Vật liệu tận dụng được nguồn vật liệu tại địa phương, nơi công trình được xây dựng, có giá thành hợp lý, đảm bảo về khả năng chịu lực và biến dạng.
- Vật liệu xây có cường độ cao, trọng lượng nhỏ, khả năng chống cháy tốt.
- Vật liệu có tính biến dạng cao: Khả năng biến dạng dẻo cao có thể bổ sung cho tính năng chịu lực thấp.
- Vật liệu có tính liên khối cao: Có tác dụng trong trường hợp tải trọng có tính chất lặp lại không bị tách rời các bộ phận công trình.

### 1.2.2. Chọn vật liệu sử dụng cho công trình

#### a) Bê tông (TCXDVN 5574:2012)

- Bê tông dùng trong nhà nhiều tầng có cấp độ bền B25÷B60.

- Dựa theo đặc điểm của công trình và khả năng chế tạo vật liệu ta chọn bê tông phần thân và đài cọc cấp độ bền B25 có các số liệu kỹ thuật như sau:

- + Cường độ chịu nén tính toán:  $R_b = 14.5(\text{MPa})$
- + Cường độ chịu kéo tính toán:  $R_{bt} = 1,05(\text{MPa})$
- + Module đàn hồi ban đầu:  $E_b = 30000(\text{MPa})$

- Bê tông cọc cấp độ bền B20:

- + Cường độ chịu nén tính toán:  $R_b = 11,5(\text{MPa})$
- + Cường độ chịu kéo tính toán:  $R_{bt} = 0,9(\text{MPa})$
- + Module đàn hồi ban đầu:  $E_b = 27000(\text{MPa})$

b) Cốt thép (TCXDVN 9346:2012)

- Đối với cốt thép  $\Phi \leq 8(\text{mm})$  dùng làm cốt sàn, cốt đai loại AI:

- + Cường độ chịu kéo tính toán:  $R_s = 225(\text{MPa})$
- + Cường độ chịu nén tính toán:  $R_{sc} = 225(\text{MPa})$
- + Cường độ chịu kéo (cốt ngang) tính toán:  $R_{sw} = 175(\text{MPa})$
- + Module đàn hồi:  $E_s = 210000(\text{MPa})$

- Đối với cốt thép  $\Phi > 8(\text{mm})$  dùng cốt khung, sàn, đài cọc và cọc loại AII:

- + Cường độ chịu kéo tính toán:  $R_s = 280(\text{MPa})$
- + Cường độ chịu nén tính toán:  $R_{sc} = 280(\text{MPa})$
- + Cường độ chịu kéo (cốt ngang) tính toán:  $R_{sw} = 225(\text{MPa})$
- + Module đàn hồi:  $E_s = 210000(\text{MPa})$

c) Vật liệu khác:

- Gạch:  $\gamma = 18(\text{kN/m}^3)$
- Gạch lát nền Ceramic:  $\gamma = 22(\text{kN/m}^3)$
- Vữa xây:  $\gamma = 16(\text{kN/m}^3)$

### 1.3. KHÁI QUÁT QUÁ TRÌNH TÍNH TOÁN HỆ KẾT CẤU

#### 1.3.1. Mô hình tính toán

Hiện nay, nhờ sự phát triển mạnh mẽ của máy tính điện tử, và phần mềm phân tích tính toán kết cấu đã có những thay đổi quan trọng trong cách nhìn nhận phương pháp tính toán công trình. Khuynh hướng đặc thù hoá và đơn giản hoá các trường hợp riêng lẻ được thay thế bằng khuynh hướng tổng quát hoá. Đồng thời khối lượng tính toán số học không còn là một trở ngại nữa. Các phương pháp mới có thể dùng các sơ đồ tính sát với thực tế hơn, có thể xét tới sự làm việc phức tạp của kết cấu với các mối quan hệ phụ thuộc khác nhau trong không gian. Việc tính toán kết cấu nhà nhiều tầng nên áp dụng những công nghệ mới để có thể sử dụng mô hình không gian nhằm tăng mức độ chính xác và phản ánh sự làm việc của công trình sát với thực tế hơn.

#### 1.3.2. Tải trọng tác dụng lên công trình

##### a) Tải trọng đứng

- Trọng lượng bản thân kết cấu và các loại hoạt tải tác dụng lên sàn, lên mái.
- Tải trọng tác dụng lên sàn, kể cả tải trọng các tường ngăn, các thiết bị điều khiển về tải trọng phân bố đều trên diện tích ô sàn.
- Tải trọng tác dụng lên dầm do sàn truyền vào, do tường xây trên dầm qui về thành phân bố đều trên dầm

##### b) Tải trọng ngang

- Tải trọng gió tính theo tiêu chuẩn tải trọng và tác động TCVN 2737-1995.
- Tải trọng ngang được phân phối theo độ cứng ngang của từng tầng.

#### 1.3.3. Phương pháp tính toán xác định nội lực

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

##### a) Mô hình liên tục thuần túy:

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

**b) Mô hình rời rạc - liên tục (Phương pháp siêu khối)**

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

**c) Mô hình rời rạc (Phương pháp phần tử hữu hạn)**

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

***Ghi chú: Lựa chọn phương pháp tính toán***

→ Trong các phương pháp kể trên, ta chọn ***phương pháp phần tử hữu hạn*** do những ưu điểm của nó cũng như sự hỗ trợ đắc lực của một số phần mềm phân tích và tính toán kết cấu SAFE, ETABS, SAP, STAAD... dựa trên cơ sở phương pháp tính toán này.

**1.3.4. Lựa chọn công cụ tính toán****a) Phần mềm ETABS v9.7.0**

- Dùng để giải phân tích động cho hệ công trình bao gồm các dạng và giá trị dao động, kiểm tra các dạng ứng xử của công trình khi chịu tải trọng động đất.
- Do ETABS là phần mềm phân tích, thiết kế kết cấu chuyên cho nhà cao tầng nên việc nhập và xử lý số liệu đơn giản và nhanh hơn so với các phần mềm khác.

**b) Phần mềm SAFE v12.3.1**

- Dùng để giải phân tích nội lực theo dãi.
- Do SAFE là phần mềm phân tích, thiết kế kết cấu chuyên cho phần bản nên được sử dụng tính cho kết cấu phần móng.

**c) Phần mềm SAP2000 v14.0.0**

- Dùng để giải phân tích cầu thang cho công trình.

**d) Phần mềm Microsoft Excel 2010, Microsoft Word 2010**



Dùng để xử lý số liệu nội lực từ các phần mềm SAP, ETABS xuất sang, tổ hợp nội lực và tính toán tải trọng, tính toán cốt thép và trình bày các thuyết minh tính toán.

## 1.4. SƠ BỘ CHỌN KÍCH THƯỚC TIẾT DIỆN CHO KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

### 1.4.1. Chọn sơ bộ tiết diện cột

Về độ ổn định, đó là việc hạn chế độ mảnh  $\lambda$ :

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \leq \lambda_{gh}$$

Trong đó:

$i$  là bán kính quán tính của tiết diện. Chọn cột tiết diện chữ nhật có  $i = 0,288 \times b$

$\lambda_{gh}$  là độ mảnh giới hạn, với cột nhà  $\lambda_{gh} = 100$ .

Chọn cột có chiều dài lớn nhất để kiểm tra, đó là cột tầng 1 với  $l = 4000\text{mm}$ .

$$\Rightarrow \frac{0,7 \times 4}{0,288b} \leq 100 \Rightarrow b \geq 0,097\text{m}$$

Diện tích sơ bộ của cột có thể xác định (Theo công thức 1-3 Nguyễn Đình Công, 2009, Tính toán tiết diện cột bê tông cốt thép. Nhà xuất bản xây dựng, Hà nội)

$$A_0 = \frac{k_t \times N}{R_b}$$

Trong đó:

$R_b$  cường độ chịu nén tính toán của bê tông.

$N$  lực nén, được tính toán gần đúng như sau:

$$N = m_s \times q \times F_s$$

$F_s$  diện tích mặt sàn truyền tải lên cột đang xét.

$m_s$  số sàn phía trên diện tích đang xét (kể cả mái).

$q$  tải trọng tương đương tính trên mỗi mét vuông mặt sàn, giá trị  $q$  được lấy theo kinh nghiệm thiết kế với bề dày sàn  $10 \div 14\text{cm}$  (kể cả các lớp cấu tạo mặt sàn) thì chọn  $q = 10 \div 14(\text{kN} / \text{m}^2)$ . Chọn  $q = 12(\text{kN} / \text{m}^2)$

$k_t$ : hệ số xét đến ảnh hưởng khác như mômen uốn, hàm lượng cốt thép...

$k = 1.1 \div 1.5$ . Chọn  $k = 1, 3$ .

***Chọn sơ lược tiết diện cột sẽ được trình bày rõ hơn tại trang 45 của thuyết minh.***

#### 1.4.2. Chọn sơ bộ tiết diện dầm:

Chiều cao và bề rộng dầm được chọn dựa vào công thức sau:

$$h_d = \frac{l_d}{m_d}$$

$$b_d = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{4}\right) h_d$$

Trong đó:

$m_d$ : phụ thuộc vào tính chất của khung và tải trọng

$m_d = 12 \div 16$ : đối với dầm khung nhiều nhịp

$m_d = 10 \div 12$ : đối với dầm khung một nhịp

$m_d = 12 \div 14$ : đối với dầm phụ

Tải do trọng lượng bản thân dầm: sơ bộ chọn kích thước dầm như sau:

- Đối với nhịp 7.2, 7.3, 7.5m:  $h_d = (1/12 - 1/16)L = (1/12 - 1/16) \times 7.5\text{m} = 600$   
(mm)

- Đối với nhịp 6, 6.3 m:  $h_d = (1/12 - 1/16)L = (1/12 - 1/16) \times 6.3 = 500$  (mm)

- Đối với nhịp 4 m:  $h_d = (1/12 - 1/16)L = (1/12 - 1/16) \times 4 = 350$  (mm)

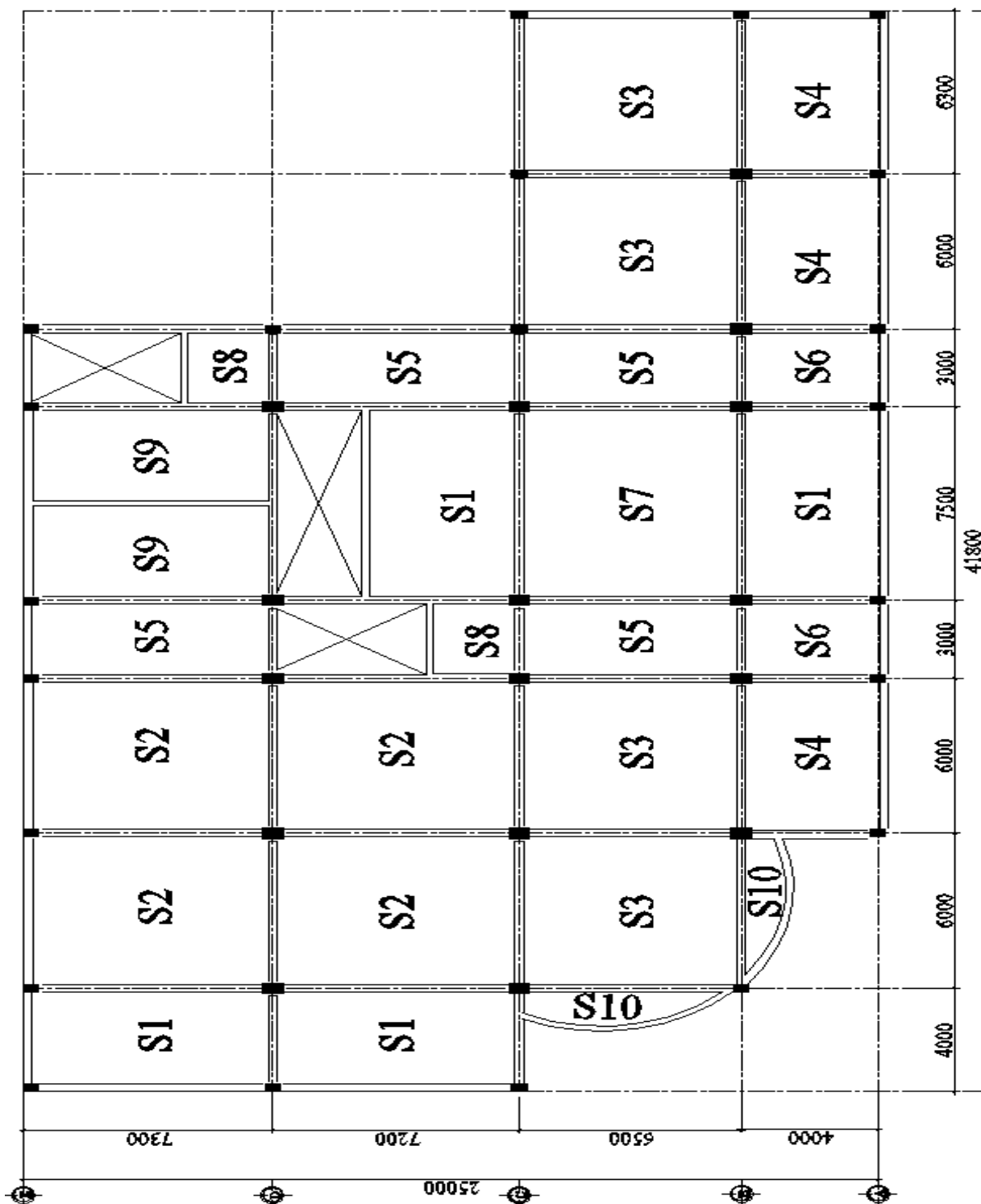
#### Lựa chọn sơ bộ tiết diện dầm:

- Đối với nhịp 4m :  $b \times h = (200 \times 350)$  mm.

- Đối với nhịp 6, 6.3 m :  $b \times h = (250 \times 500)$  mm.

- Đối với nhịp 7.2m, 7.3m, 7.5m :  $b \times h = (250 \times 600)$  mm.

## CHƯƠNG II: TÍNH TOÁN SÀN TẦNG ĐIỂN HÌNH



Hình 3.1: Mặt bằng bố trí các ô sàn

### 2.1. XÁC ĐỊNH KÍCH THƯỚC SƠ BỘ SÀN

- Quan niệm tính toán xem sàn tuyệt đối cứng trong mặt phẳng ngang, do đó bề dày của sàn phải đủ lớn để đảm các điều kiện sau:
- Sàn không bị rung động, dịch chuyển khi chịu tải trọng ngang (gió, bão,...) ảnh hưởng đến công năng sử dụng.
- Trên sàn, hệ tường ngăn không có hệ dầm đỡ có thể được bố trí bất kỳ vị trí nào trên sàn mà không làm tăng đáng kể độ võng của sàn.
- Chọn chiều dày của sàn phụ thuộc vào nhịp và tải trọng tác dụng. Xác định sơ bộ chiều dày bản sàn  $h_b$  theo công thức:

$$\text{Chiều dày } h_b = \frac{D}{m} L_1$$

Trong đó:  $D = 0.8 - 1.4$  (hệ số phụ thuộc tải trọng)

$m = 40 - 45$  (đối với bản kê bốn cạnh)

$m = 30 - 35$  (đối với bản dầm)

$L_1$ : chiều dài cạnh ngắn của ô bản

Gọi  $L_2, L_1$  lần lượt là chiều dài cạnh dài và cạnh ngắn của các ô bản.

Nếu  $L_2/L_1 \leq 2$ : ô bản thuộc loại bản kê bốn cạnh, bản làm việc hai phương.

Nếu  $L_2/L_1 > 2$ : ô bản thuộc loại bản dầm, bản làm việc một phương.

Bảng 3.1: Tính toán sơ bộ chiều dày sàn

Kí hiệu	Cạnh dài	Cạnh ngắn	Tỉ	Loại ô bản	Hệ số	Hệ số	Chiều dày
			số		m	D	$h_b$ (mm)
Ô	$L_2$ (mm)	$L_1$ (mm)	$L_2/L_1$				
S1	7300	4000	1.83	bản kê bốn cạnh, hai phương	45	1.1	98
S2	7300	6000	1.22	bản kê bốn cạnh, hai phương	45	1.1	147
S3	6500	6000	1.08	bản kê bốn cạnh, hai phương	45	1.1	147

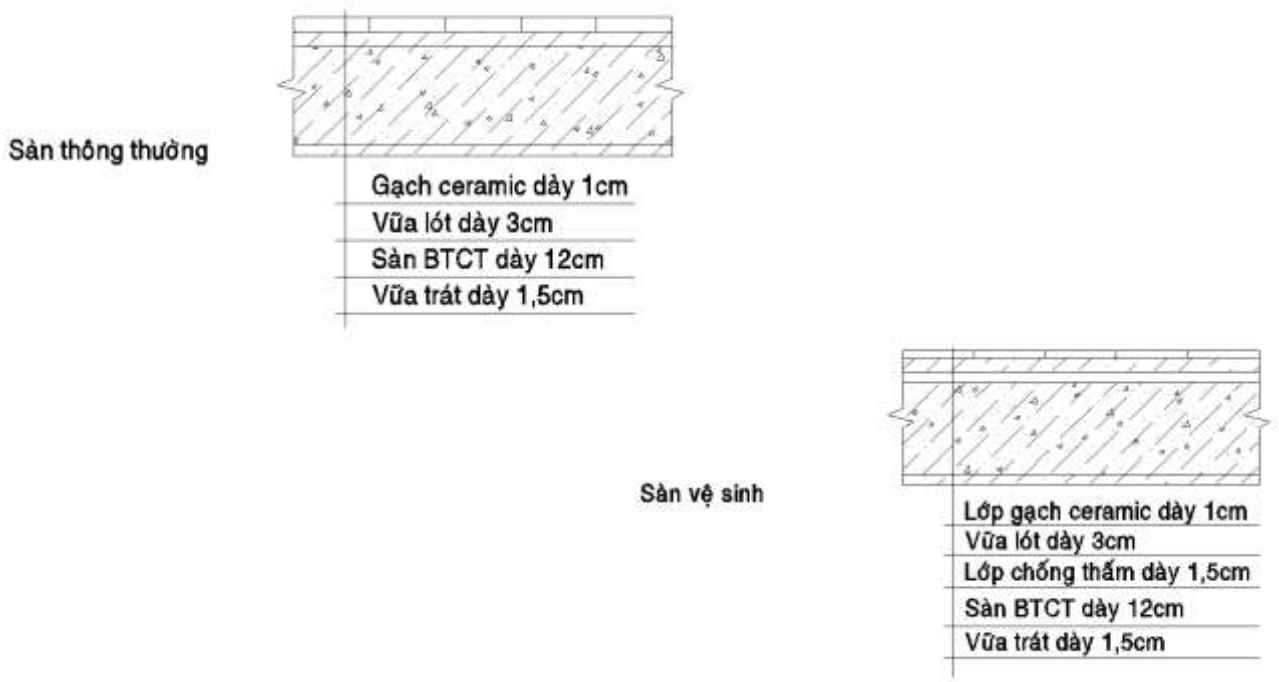
Kí hiệu	Cạnh dài	Cạnh ngắn	Tỉ	Loại ô bản	Hệ số	Hệ số	Chiều dày
			số		m	D	$h_b$ (mm)
Ô	$L_2$ (mm)	$L_1$ (mm)	$L_2/L_1$				
S4	6000	4000	1.5	bản kê bốn cạnh,hai phương	45	1.1	98
S5	7300	3000	2.43	bản dầm,một phương	35	1.1	94
S6	4000	3000	1.33	bản kê bốn cạnh,hai phương	45	1.1	73
S7	7500	6500	1.15	bản kê bốn cạnh,hai phương	45	1.1	159
S8	4000	3000	1.33	bản kê bốn cạnh,hai phương	45	1.1	73
S9	7300	3750	1.95	bản kê bốn cạnh,hai phương	45	1.1	92
S10	6500	1500	4.33	bản dầm,một phương	35	1.1	47

+ Chọn bản sàn có chiều dày sơ bộ  $h_b = 120$  mm.

## 2.2. XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG

### 2.2.1. Tĩnh tải:

- Theo yêu cầu sử dụng, các khu vực có chức năng khác nhau sẽ có cấu tạo sàn khác nhau, do đó tĩnh tải sàn tương ứng cũng có giá trị khác nhau. Các loại sàn này có cấu tạo như sau:



Bảng 3.2 : Tải trọng các lớp cấu tạo

Loại sàn	Các lớp cấu tạo	d (m)	$\gamma$ (daN/m <sup>3</sup> )	$g_s^{tc}$ (daN/m <sup>2</sup> )	n	$g_s^{tt}$ (daN/m <sup>2</sup> )
Sàn thông thường	Gạch ceramic	0.01	2000	20	1.2	24
	Vữa lót	0.03	1600	48	1.3	62.4
	Bản BTCT	0.12	2500	300	1.1	330
	Vữa trát	0.015	1600	24	1.3	31.2
	Hệ thống kỹ thuật			50	1.3	65
	<b>Tổng tải trọng tính toán</b>					
Sàn vệ sinh	Gạch ceramic	0.01	2000	20	1.2	24
	Vữa lót	0.02	1600	48	1.3	62.4
	Lớp chống thấm	0.015	2200	33	1.2	39.6
	Bản BTCT	0.12	2500	300	1.1	330
	Vữa trát	0.015	1600	24	1.3	31.2
	Hệ thống kỹ thuật			50	1.3	65
	<b>Tổng tải trọng tính toán</b>					

Thông thường dưới các tường thường có kết cấu dầm đỡ nhưng để tăng tính linh hoạt trong việc bố trí tường ngăn vì vậy một số tường này không có dầm đỡ bên dưới. Do đó khi xác định tải trọng tác dụng lên ô sàn trọng ta phải kể thêm trọng lượng tường ngăn, tải này được quy về phân bố đều trên toàn bộ ô sàn. Được xác định theo công thức:

$$g_{qd}^t = \frac{S^t}{S^s} \gamma^t n \quad (\text{daN/m}^2)$$

Trong đó  $S^t$ : diện tích tường xây trên sàn (m<sup>2</sup>)

$S^s$ : diện tích sàn (m<sup>2</sup>)

$\gamma^t$ : trọng lượng riêng của tường xây ( $\gamma^t = 180 \text{ daN/m}^2$  đối với tường 100mm ;  $\gamma^t = 330 \text{ daN/m}^2$  đối với tường 200mm)

n: hệ số vượt tải

b) TÍNH TẢI DO TƯỜNG TRUYỀN LÊN SÀN

Bảng 3.3 : Tính tải do tường truyền lên sàn

Kí hiệu	Cạnh dài	Cạnh ngắn	S <sup>s</sup> (m <sup>2</sup> )	H tầng (m)	L <sub>t</sub> (mm)	S <sup>t</sup> (m <sup>2</sup> )	γ (daN/m <sup>2</sup> )	n	g <sub>dq<sup>t</sup></sub> (daN/m <sup>2</sup> )	g <sub>s</sub> (daN/m <sup>2</sup> )
Ô	L <sub>2</sub> (mm)	L <sub>1</sub> (mm)								
S1	7300	4000	29.2	3.2	11300	36.2	330	1.1	450	512.2
S2	7300	6000	43.8	3.2	6000	19.2	330	1.1	159	512.2
S3	6500	6000	39	3.2	12800	41	330	1.1	382	512.2
S4	6000	4000	24	3.2	10000	32	330	1.1	484	512.2
S5	7300	3000	21.9	3.2	14400	46.1	330	1.1	764	512.2
S6	4000	3000	12	3.2	3000	9.6	330	1.1	290	512.2
S7	7500	6500	48.8	3.2	0	0	330	1.1	0	512.2
S8	4000	3000	12	3.2	8400	26.9	330	1.1	814	512.2
S9	7300	3750	27.4	3.2	25100	80.3	330	1.1	1064	552.2
S10	6500	1500	9.75	3.2	8640	26	330	1.1	945	512.2

+ Tổng tính tải tác dụng lên các ô sàn:  $g_{tt} = g_{stt} + g_{dq^t}$

2.2.2. Hoạt tải:

- Theo bảng 3, TCVN 2737 - 1995:

Loại sàn	P <sup>tc</sup> (daN/m <sup>2</sup> )	Hệ số vượt tải
Buồng vệ sinh, phòng tắm	150	1.3
Phòng kỹ thuật	300	1.2
Văn phòng cơ quan	200	1.2

- Xác định hệ số giảm tải cho các ô sàn. [ Theo mục 1, 2, 3, 4, 5 Bảng 3 trong TCVN 2737-1995] sẽ được xét tới hệ số giảm tải khi diện tích các phòng này lớn hơn diện tích  $A_1 = 9m^2$  [ Theo điều 4.3.4.1 TCVN 2737 - 1995].

$$\text{Hệ số giảm tải: } \psi = 0.4 + \frac{0.6}{\sqrt{A/9}} ; \text{ với } A: \text{diện tích chịu tải } > 9 (m^2).$$

Tổng tải trọng tác dụng lên các ô bản:

- Ô bản kê 4 cạnh:  $P_s^{tt} = (g^{tt} + p^{tt})$  (daN/m<sup>2</sup>)

- Ô bản dầm:  $P_s^{tt} = (g^{tt} + p^{tt})$  (daN/m<sup>2</sup>)

Bảng 3.4 : Tổng hợp tải trọng tác dụng lên các ô sàn

Kí hiệu	Cạnh dài	Cạnh ngắn	$g_{dq}^t$ (daN/ m <sup>2</sup> )	$g_s$ (daN/ m <sup>2</sup> )	G Tĩnh tải (daN/ m <sup>2</sup> )	Ptt Sàn (daN/ m <sup>2</sup> )	TỔNG TẢI TRỌNG
S1	7300	4000	450	512.2	962	168	1130
S2	7300	6000	159	512.2	671	168	839
S3	6500	6000	382	512.2	894	168	1062
S4	6000	4000	484	512.2	996	192	1188
S5	7300	3000	764	512.2	1276	288	1564
S6	4000	3000	290	512.2	802	240	1042
S7	7500	6500	0	512.2	512	168	680
S8	4000	3000	814	512.2	1326	216	1542
S9	7300	3750	1064	552.2	1616	136.5	1752.5
S10	6500	1500	945	512.2	1457.2	168	1625.2

### 2.3. TÍNH TOÁN CỐT THÉP:

#### 2.3.1. Ô bản kê 4 cạnh:

a) Xác định nội lực trong các ô bản.

Tính toán theo sơ đồ đàn hồi.

Các bản làm việc 2 phương ( $l_2 / l_1 \leq 2$ ).

Khi bản tựa trên dầm bê tông cốt thép đổ toàn khối mà  $h_d / h_s < 3$ : Liên kết được xem là tựa đơn (khớp).

Khi bản tựa trên dầm bê tông cốt thép đổ toàn khối mà  $h_d / h_s \geq 3$ : Liên kết được xem là liên kết ngàm.



Ta có:

+ Chiều dày sàn:  $h_s = 120(mm)$

$$\frac{h_d = 600}{h_s = 120} = 5 \geq 3$$

Vậy các ô sàn thuộc ô số 9.

Từ kết quả tính nội lực, thay giá trị moment  $M$  vào công thức sau ta sẽ tính được cốt thép  $A_s$  của ô bản:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \times b \times h_o^2}; \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}; A_s = \xi b h_o \frac{R_b}{R_s}$$

Trong đó:

M: Moment uốn tính toán (daN.m)

$R_b$ : Cường độ chịu nén của bê tông, bê tông cấp độ bền chịu nén B25 có

$R_b = 14.5 \text{ MPa} = 145 \text{ (daN/cm}^2\text{)}$ .

$R_s$ : Cường độ chịu kéo của cốt thép có  $R_s = 225 \text{ MPa} = 2250 \text{ (daN/cm}^2\text{)}$ .

b: Chiều rộng tiết diện. Với  $b = 1000mm$

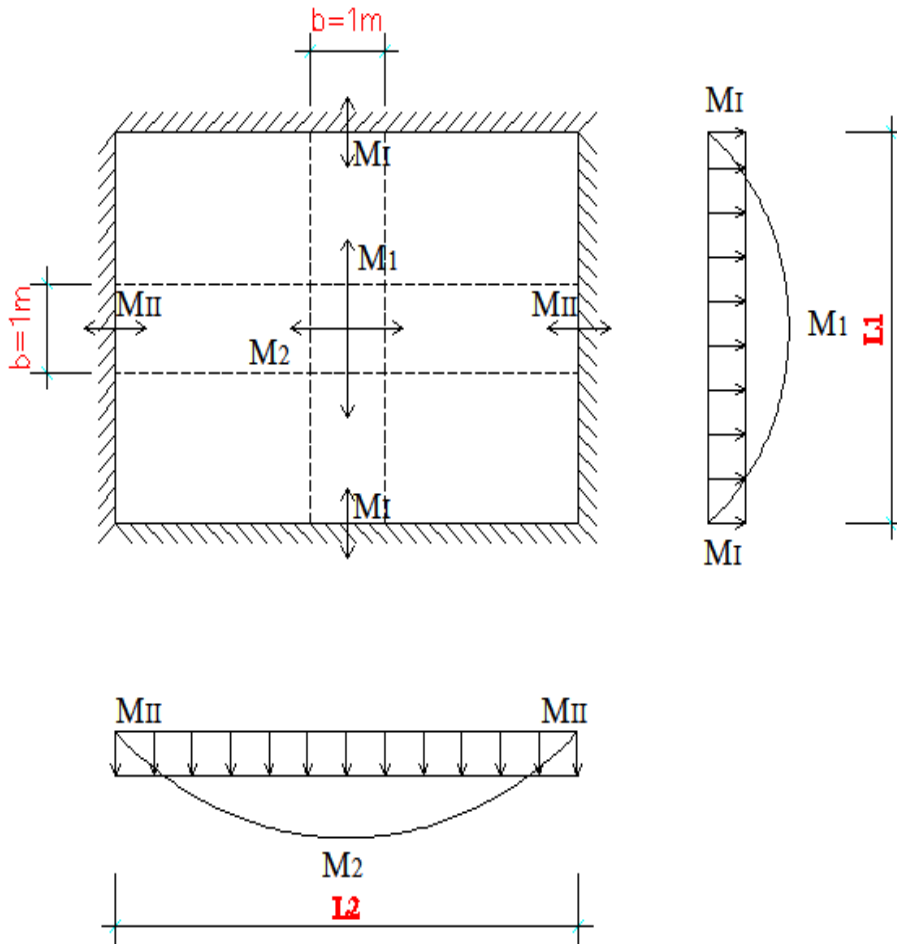
- Chọn chiều dày lớp bảo vệ  $a = 20mm \Rightarrow h_o = h - a = 120 - 20 = 100mm$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép:  $\mu_{min} < \mu < \mu_{max}$

$$+ \mu_{max} = \xi_R \cdot R_b / R_s$$

$$+ \mu_{min} = 0.05\%$$

$$+ \mu = A_s \text{ (chọn)} / b h_o$$



b) Tính toán cốt thép :

Bảng 3.5: Tính toán cốt thép

Kí hiệu	Giá trị		$h_0$ (mm)	$\alpha_m$	$\xi$	As(tính) (cm <sup>2</sup> )	Chọn thép	As(chọn) (cm <sup>2</sup> )	$\mu$ (%)
	Moment (daNm)								
S1	$M_1$	6.385	100	0.044	0.977	2.90	Φ 8a150	3.52	0.4
	$M_2$	1.914	92	0.016	0.992	0.93	Φ 8a200	2.51	0.3
	$M_I$	-13.825	100	0.095	0.950	5.20	Φ 10a150	5.50	0.4
	$M_{II}$	-4.174	100	0.029	0.985	1.51	Φ 10a200	3.92	0.4
S2	$M_1$	7.533	100	0.052	0.973	2.76	Φ 8a150	3.52	0.4
	$M_2$	5.108	92	0.042	0.979	2.03	Φ 8a200	2.51	0.3
	$M_I$	-17.259	100	0.119	0.936	6.58	Φ 10a120	706.5	0.71

Kí hiệu	Giá trị		$h_0$ (mm)	$\alpha_m$	$\xi$	As(tính)	Chọn thép	As(chọn)	$\mu$ (%)
	Moment (daNm)	(mm)				(cm <sup>2</sup> )		(cm <sup>2</sup> )	
S3	M <sub>II</sub>	-11.674	100	0.081	0.958	4.35	Φ 10a150	5.50	0.4
	M <sub>I</sub>	1.924	100	0.013	0.993	1.00	Φ 8a200	2.51	0.3
	M <sub>2</sub>	1.650	92	0.013	0.993	0.92	Φ 8a200	2.51	0.3
	M <sub>II</sub>	-3.808	100	0.026	0.987	1.38	Φ 10a200	3.92	0.4
S4	M <sub>I</sub>	5.930	100	0.041	0.979	2.16	Φ 8a150	3.52	0.4
	M <sub>2</sub>	2.652	92	0.022	0.989	1.04	Φ 8a200	2.51	0.3
	M <sub>I</sub>	-13.230	100	0.091	0.952	4.96	Φ 10a150	5.50	0.4
	M <sub>II</sub>	-5.873	100	0.041	0.979	2.14	Φ 10a200	3.92	0.4
S6	M <sub>I</sub>	2.618	100	0.018	0.991	1.00	Φ 8a200	2.51	0.3
	M <sub>2</sub>	1.471	92	0.012	0.994	0.92	Φ 8a200	2.51	0.3
	M <sub>I</sub>	-5.931	100	0.041	0.979	2.16	Φ 10a200	3.92	0.4
	M <sub>II</sub>	-3.355	100	0.023	0.988	1.21	Φ 10a200	3.92	0.4
S7	M <sub>I</sub>	6.640	100	0.046	0.977	3.02	Φ 8a150	3.52	0.4
	M <sub>2</sub>	4.952	92	0.040	0.979	2.44	Φ 8a150	3.52	0.4
	M <sub>I</sub>	-15.300	100	0.106	0.944	5.79	Φ 10a120	7.1	0.71
	M <sub>II</sub>	-11.508	100	0.079	0.959	4.29	Φ 10a150	5.50	0.4
S8	M <sub>I</sub>	3.874	100	0.027	0.986	1.75	Φ 8a200	2.51	0.3
	M <sub>2</sub>	2.177	92	0.018	0.991	1.06	Φ 8a200	2.51	0.3
	M <sub>I</sub>	-8.777	100	0.061	0.969	3.24	Φ 10a200	3.92	0.4
	M <sub>II</sub>	-4.965	100	0.034	0.983	1.80	Φ 10a200	3.92	0.4
S9	M <sub>I</sub>	8.936	100	0.062	0.968	4.10	Φ 8a120	4.53	0.5
	M <sub>2</sub>	2.360	92	0.019	0.990	1.15	Φ 8a200	2.51	0.3
	M <sub>I</sub>	-19.215	100	0.133	0.929	7.39	Φ 10a120	7.1	0.71
	M <sub>II</sub>	-5.152	100	0.036	0.982	1.87	Φ 10a200	3.92	0.4

2.3.2. Ô bản dầm:

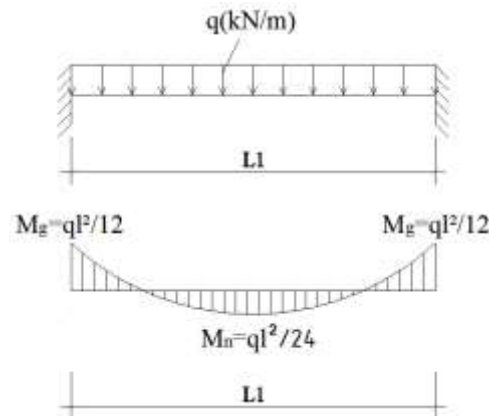
a) Xác định nội lực trong các ô bản.

Tính toán theo sơ đồ biến dạng dẻo.

Xét tỷ số  $l_2 / l_1 > 2$  thuộc loại bản dầm, bản làm việc 1 phương theo cạnh ngắn.

Khi bản tựa trên dầm bê tông cốt thép đổ toàn khối mà  $h_d / h_s < 3$ : Liên kết được xem là tựa đơn (khớp).

Khi bản tựa trên dầm bê tông cốt thép đổ toàn khối mà  $h_d / h_s \geq 3$ : Liên kết được xem là liên kết ngàm.



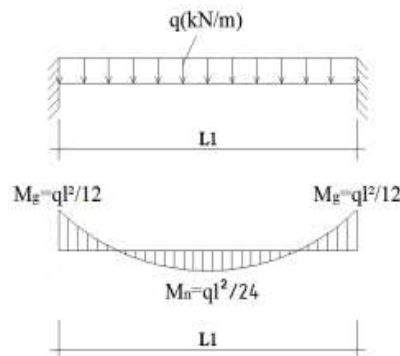
Ta có:

- Chiều dày sàn:  $h_s = 120(mm)$

$$\frac{h_d}{h_s} = \frac{600}{120} = 5 \geq 3$$

Cắt theo phương cạnh ngắn 1 dải có bề rộng  $b = 1m$ , xem bản như 1 dầm có 2 đầu ngàm.

Sơ đồ tính.



Bảng 3.6 : Tính toán nội lực ô bản dầm

Kí hiệu	Cạnh ngắn L1	Cạnh dài L2	Tỷ số L2/L1	TT + HT (daN/m <sup>2</sup> )	q (kN/m )	Mg (N.m)	Mn (N.m)
S5	3000	7300	2.4	1564	15.6	11.7	5.9
S10	1500	6500	4.3	1625.2	16.2	5.88	2.94

b) Tính toán cốt thép

Giả thiết: a = 20 mm,  $h_0 = h_s - a = 120 - 20 = 100(mm)$ , b=1m. Tính

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} < \alpha_R$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s}$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0}, \mu_{hl} = 0.3\% - 0.9\%$$

Trong đó:

$$\alpha_R = 0.439 [Bảng E.2 - Phụ lục E TCXDVN 5574: 2012].$$

$$\gamma_b = 0.9 [Bảng 15 TCXDVN 5574: 2012].$$

Bảng 3.7 : Kết quả tính toán cốt thép

BÊ TÔNG B25		Rb=	14.5	MPa					
CỐT THÉP A-I		Rs=	225	MPa					
HÀM LƯỢNG CT		0.3% < μ% < 0.9%							
Kí hiệu	Mômen	h <sub>0</sub> (mm)	α <sub>m</sub>	ξ	As (cm <sup>2</sup> )	As chọn (cm <sup>2</sup> /m)	μ%		
S5	Mg(kN.m)	11.7	100	0.081	0.958	4.37	Φ 8a120	4.53	0.5
	Mn(kN.m)	5.9	100	0.040	0.979	2.66	Φ 8a150	3.52	0.4
Bố trí cho các ô sàn tương đương S5									
S10	Mg(kN.m)	5.88	100	0.004	0.998	1.00	Φ 8a200	2.51	0.3
	Mn(kN.m)	2.94	100	0.002	0.999	1.00	Φ 8a200	2.51	0.3

**GHI CHÚ :** do ô sàn S10 có diện tích nhỏ và nằm ngay biên, nên khi bố trí thép ta bố trí theo ô sàn S2 để thuận tiện thi công và tăng tính an toàn ( chi tiết xin xem bản vẽ bố trí thép sàn tầng điển hình KC01 )

## 2.4. KIỂM TRA Ô SÀN

### 2.4.1. Kiểm tra khả năng chịu cắt:

Lực cắt trong bản sàn sườn khá bé nên có thể xem đương nhiên bản đủ khả năng chịu cắt

### 2.4.2. Kiểm tra độ võng của sàn

Ta xét ô bản kê bốn cạnh có kích thước lớn nhất, ô S7 (6.5 x 7.5)m.

Cắt theo phương cạnh ngắn 1 dài có bề rộng 1m để kiểm tra. Độ võng của dải bản là:

$$f_1 = \frac{5}{48} \frac{M_1}{EJ} l_1^2$$

Trong đó:

$f_1$  - độ võng theo phương cạnh ngắn.

$M_1$  - mômen giữa nhịp theo phương cạnh ngắn.  $M_1 = 7.6(kN.m)$

$E$  - mô đun đàn của bê tông.  $E = 30.10^3 MPa$  [ Theo bảng 17 TCXDVN 356:2005].

$J$  - mômen quán tính của tiết diện bê tông.  $J = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.15^3}{12} = 2.8e^{-4}(m^4)$

$l_1$  - chiều dài cạnh ngắn.  $l_1 = 6.5(m)$

$$f_1 = \frac{5}{48} \frac{M_1}{EJ} l_1^2 = \frac{5}{48} \times \frac{7.8}{30.10^6 \times 2.8.10^{-4}} \times 6.5^2 = 0.004(m) = 0.4(cm)$$

Điều kiện kiểm tra:  $f_1 \leq [f]gh$

Trong đó:

$$[f]gh = \frac{1}{250} \times l = \frac{1}{250} \times 6.5 = 0.026(m) = 2.6(cm)$$
 [ Theo bảng 4 TCXDVN

356:2005].

Ta có:  $f_1 = 0.4(cm) < [f]gh = 2.6(cm)$ .

Như vậy sàn thỏa yêu cầu về độ võng

## CHƯƠNG III: TÍNH TOÁN CẦU THANG ĐIỂN HÌNH

### 3.1. TÍNH TOÁN CẦU THANG ĐIỂN HÌNH

Tính toán cầu thang điển hình cho công trình. Đây là cầu thang 2 về, dạng bản không dầm đỡ, 1 đầu tựa lên dầm sàn, 1 đầu tựa lên dầm chiếu nghỉ. Tính toán cầu thang như bản loại dầm có 1 liên kết đơn và 1 liên kết tựa.

### 3.2. XÁC ĐỊNH CÁC KÍCH THƯỚC CƠ BẢN

Chiều cao tầng :  $h_t = 3200mm$

Chiều dày bản thang được xác định:

$$h_{bt} = \left( \frac{1}{25} \div \frac{1}{30} \right) L = \left( \frac{3200}{25} \div \frac{3200}{30} \right) = (128 \div 107)mm$$

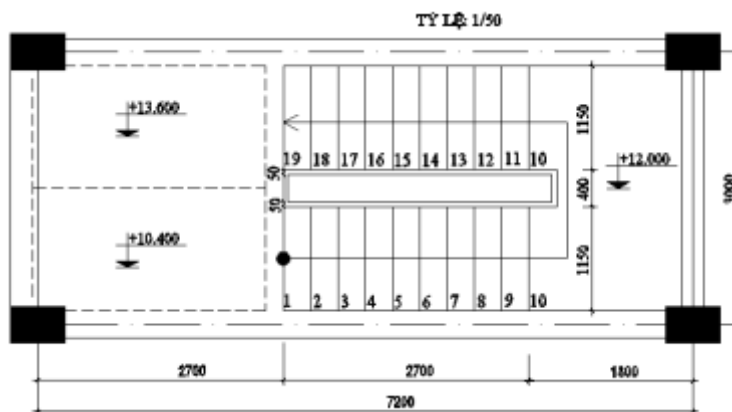
Chọn  $h_{bt} = 120mm$

Cầu tạo một bậc thang

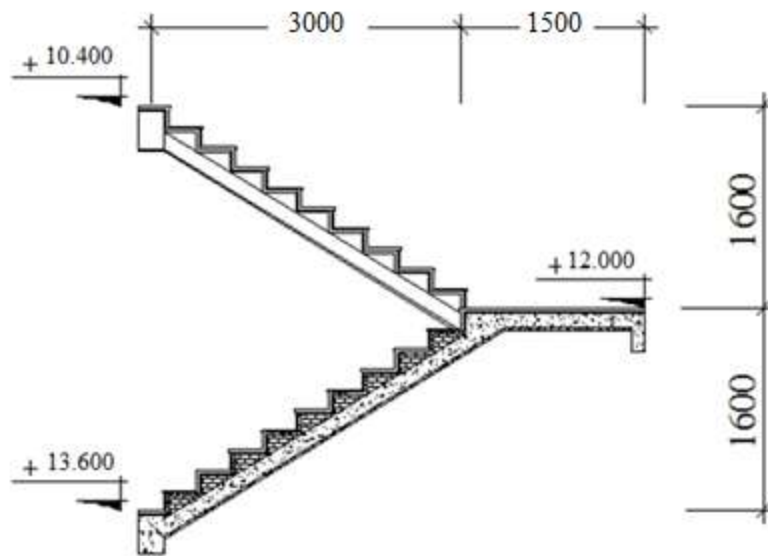
$$\begin{cases} h_b = 150 \div 180mm \\ l_b = 250 \div 320mm \\ 2h_b + l_b = (580 \div 600) \end{cases} \text{ Chọn } \begin{cases} h_b = 160mm \\ l_b = 300mm \\ 2h_b + l_b = 620 \end{cases}$$

Kích thước dầm chiếu tới, chiếu nghỉ

$$\begin{cases} h_d = \frac{l}{8 \div 12} = \frac{3000}{8 \div 12} = (375 \div 250)mm \\ b_d = \frac{h_d}{2 \div 4} \end{cases} \text{ Chọn } \begin{cases} h_d = 300mm \\ b_d = 200mm \end{cases}$$



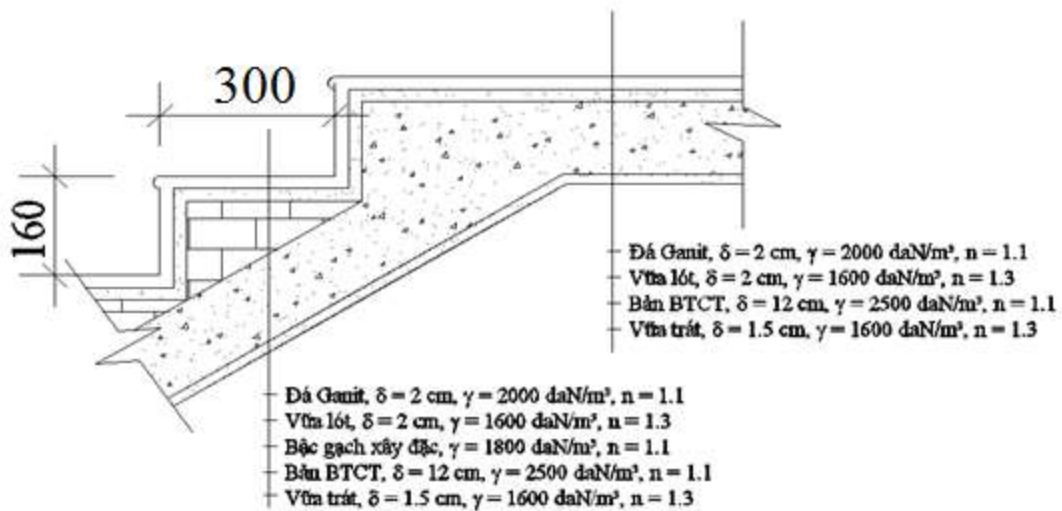
**Hình 4.1 : Mặt bằng cầu thang**



Hình 4.2: Mặt cắt cầu thang

### 3.3. XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG

#### 3.3.1. Tĩnh tải



Hình 4.3: Cấu tạo bản thang và chiều nghi



a) CHIẾU NGHỈ

Bảng 4.1: Tải trọng các lớp cấu tạo chiều nghỉ

STT	Các lớp cấu tạo	Tải tiêu chuẩn (daN/m <sup>2</sup> )	Hệ số vượt tải	Tải tính toán (daN/m <sup>2</sup> )
1	Đá hoa cương dày 2cm	2650 x 0.02 = 53	1.1	58.3
2	Vữa XM lót dày 2cm	1600 x 0.02 = 32	1.3	41.6
3	Bản BTCT dày 12 cm	2500 x 0.12 = 300	1.1	330
4	Vữa trát dày 1.5cm	1600 x 0.015 = 24	1.3	31.2
$\Sigma$	Tổng cộng			461.1

b) BÀN THANG

Chiều dài bàn thang:

$$L = \sqrt{l^2 + h^2} = \sqrt{(0.3 \times 9)^2 + (0.16 \times 9)^2} = 3.06(m)$$

Trọng lượng bậc thang:

$$G_b = \frac{\gamma \times 0.5 \times h_b \times l_b \times n_b}{L} = \frac{1800 \times 0.5 \times 0.16 \times 0.3 \times 9}{3.06} = 127(daN / m^2)$$

Bảng 4.2: Tải trọng các lớp cấu tạo bàn thang

STT	Các lớp cấu tạo	Tải tiêu chuẩn (daN/m <sup>2</sup> )	Hệ số vượt tải	Tải tính toán (daN/m <sup>2</sup> )
1	Đá hoa cương dày 2cm	2650 x 0.02 = 53	1.1	58.3
2	Vữa XM lót dày 2cm	1600 x 0.02 = 32	1.3	42
3	Gạch xây( trọng lượng bậc thang)	127	1.1	139.7
4	Bảng BTCT dày 12cm	2500 x 0.12 = 300	1.1	330
5	Vữa trát dày 1.5cm	1600 x 0.015 = 24	1.3	31
$\Sigma$	Tổng cộng			601

### 3.3.2. Hoạt tải

Hoạt tải tiêu chuẩn phân bố đều trên bản thang và bản chiếu tới. [ Theo TCVN 2737:1995]

$$P_{tt} = P_{tc} \cdot n_p$$

Trong đó:

$P_{tc} = 300 \text{ daN/m}^2$  tải trọng tiêu chuẩn lấy [ Theo bảng 3 TCVN 2737-1995]

$n_p$  hệ số vượt tải [ Theo 4.3.3 TCVN 2737:1995]

Vậy:  $p_{tt} = 300 \times 1.2 = 360 (\text{daN/m}^2)$

Hoạt tải phân bố đều theo chiều dài bản thang:

$$p_b^u = p^u \times \frac{1}{L} = 360 \times \frac{2.7}{3.06} = 317.65 (\text{daN/m}^2)$$

### **Tổng tải trọng.**

Tổng tải trọng lên chiếu nghỉ:  $q_{cn} = 461.1 + 360 = 821.1 (\text{daN/m}^2)$

Tổng tải trọng lên chiếu nghỉ tính theo 1m bề rộng:  $q_{cn} = 821.1 \times 1\text{m} = 821.1 (\text{daN/m})$

Tổng tải trọng tác dụng lên bản thang:  $q_b = 601 + 317.65 = 918.65 (\text{daN/m}^2)$

Tổng tải trọng tác dụng lên bản thang theo 1m bề rộng:

$$q_b = 918.65 \times 1\text{m} = 918.65 (\text{daN/m})$$

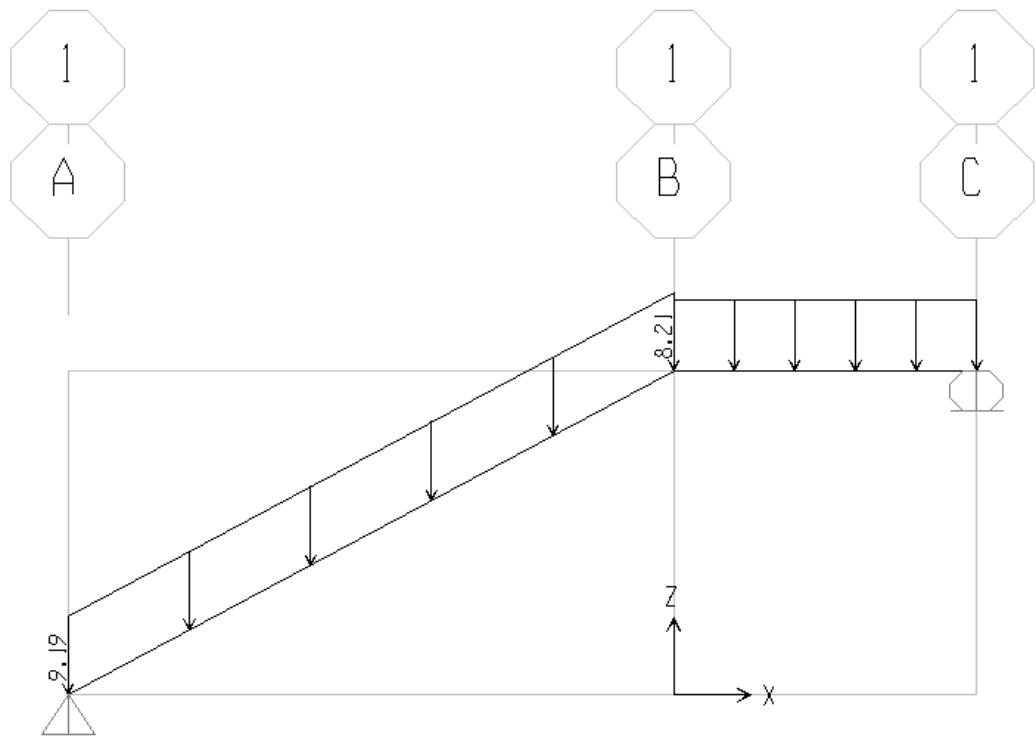
## **3.4. TÍNH TOÁN BẢN THANG VÀ CHIẾU NGHỈ**

### 3.4.1. Xác định nội lực

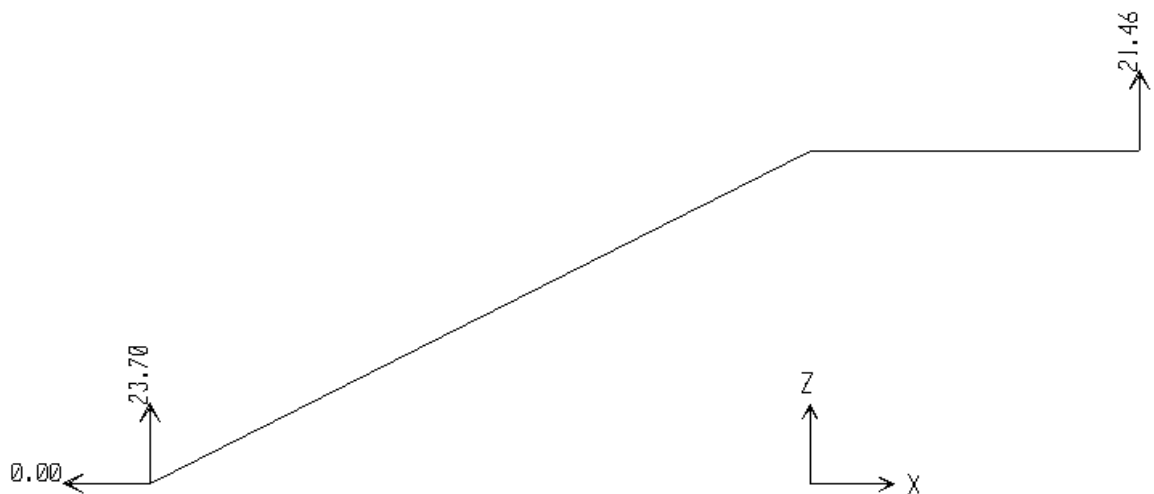
Đây là hệ tĩnh định, nội lực có thể dùng phương pháp cơ kết cấu hoặc dùng các chương trình tính kết cấu để giải. Có thể tính nội lực như sau:

**Phương pháp giải sap2000 :** Chọn liên kết 1 đầu gối cố định, 1 đầu gối di động .

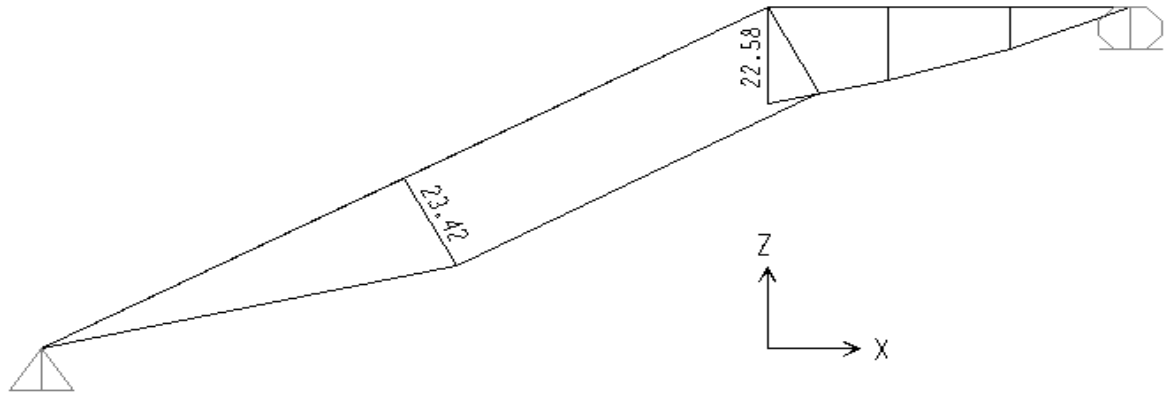
**Lý giải :** theo thực tế thi công thường ô cầu thang được chừa lỗ thông tầng, có thép chờ sẵn tại ô sàn nên chắc chắn không thể có liên kết ngàm tại vị trí giữa dầm phụ và bản thang.



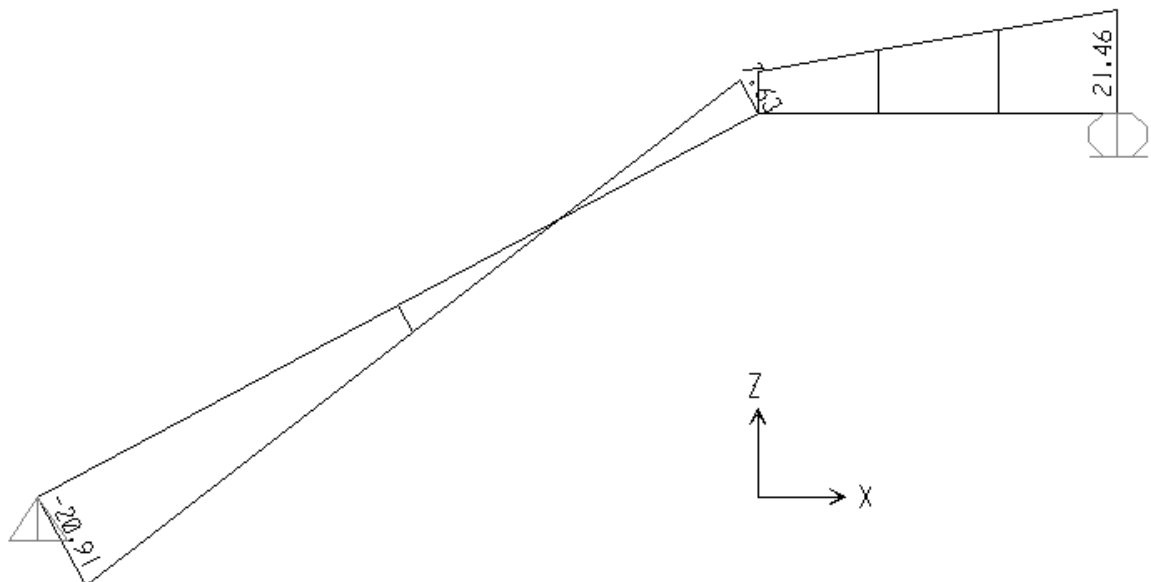
**Hình 4.4: Sơ đồ tải trọng tính toán**



**Hình 4.5: Phản lực tại gối tựa**



**Hình 4.6: Biểu đồ Mômen(kN.m)**



**Hình 4.7: Biểu đồ lực cắt(kN)**

3.4.2. Tính toán bản thang

Tính thép bản thang:

$$M_{nhịp} = 0.7M_{max} = 0.7 \times 2342 = 1639 \text{ daNm}$$

$$M_{gối} = 0.4M_{max} = 0.4 \times 2342 = 937 \text{ daNm}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \times b \times h_0^2}; \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}; A_s = \xi b h_0 \frac{R_b}{R_s}$$

Trong đó:

M: Moment uốn tính toán (daN.m)

R<sub>b</sub>: Cường độ chịu nén của bê tông, bê tông cấp độ bền chịu nén B25 có

$$R_b = 14.5 \text{ MPa} = 145 \text{ (daN/cm}^2\text{)}.$$

R<sub>s</sub>: Cường độ chịu kéo của cốt thép có R<sub>s</sub> = 280 MPa = 2800 (daN/cm<sup>2</sup>).

b: Chiều rộng tiết diện. Với b = 100cm

Chọn chiều dày lớp bảo vệ a = 20 mm => h<sub>0</sub> = h - a = 120 - 20 = 100 mm

Kiểm tra hàm lượng cốt thép:  $\mu_{min} < \mu < \mu_{max}$

$$+ \mu_{max} = \xi_R \cdot R_b / R_s = 0.632 \times 145 / 2800 = 3.28\%$$

$$+ \mu_{min} = 0.05\%$$

$$+ \mu = A_s \text{ (chọn)} / b h_0$$

Bảng 4.3: Tính toán cốt thép

Tiết diện	Giá trị	h <sub>0</sub> (mm)	α <sub>m</sub>	ξ	As(tính)	Chọn thép	As(chọn)	μ
	Moment (daNm)				(cm <sup>2</sup> )		(cm <sup>2</sup> )	
Nhịp	1639	100	0.113	0.12	6.21	φ 12a150	7.82	0.78
Gối	937	100	0.065	0.067	3.48	φ10a200	3.93	0.4

Thép cấu tạo chọn φ8a200.

### 3.4.3. Tính toán dầm chiều nghiêng

#### Tải trọng tác dụng lên dầm chiều nghiêng.

Chọn kích thước tiết diện dầm là (200×300)mm .

- Trọng lượng bản thân của dầm :

$$g_d = b_d \times (h_d - h_b) \times n \times \gamma_b = 0.2 \times (0.3 - 0.12) \times 1.1 \times 2500 = 99 \text{ (daN / m)}$$

Trọng lượng tường xây trên dầm:

+ Chiều cao tường:  $h_t = \frac{h_t}{2} - h_d = \frac{3200}{2} - 600 = 1000 \text{ (mm)}$

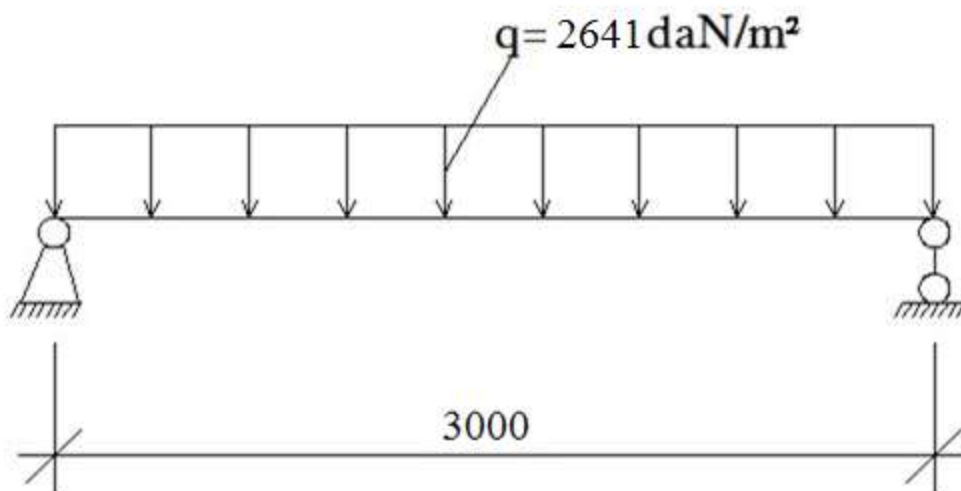
+ Trọng lượng tường:  $g_t = b_t \times h_t \times n \times \gamma_t = 0.2 \times 1 \times 1.1 \times 1800 = 396 \text{ (daN / m)}$

- Tải trọng do bản thang truyền vào, là phản lực của các gối tựa tại B và tại C của vế 1 vế 2 được quy về dạng phân bố đều :

$$q_{vethang} = \frac{R_B}{1m} = \frac{2146}{1} = 2146 \text{ (daN / m)}$$

Tổng tải trọng tác dụng lên dầm chiều nghiêng :

$$q = g_d + g_t + q_{vethang} = 99 + 396 + 1772 = 2641 \text{ (daN / m)}$$



**Hình 4.8: Sơ đồ tải trọng tính toán**

## a) Xác định nội lực

Mômen lớn nhất trong dầm:

$$M_{\max} = \frac{q_d L_d^2}{8} = \frac{26,41 \times 3^2}{8} = 29,7(\text{kN.m})$$

Lực cắt lớn nhất trong dầm:

$$Q_{\max} = \frac{q_d L_d}{2} = \frac{26,41 \times 3}{2} = 39,6(\text{kN})$$

## b) Tính toán cốt thép

+ Tính toán cốt thép dọc:

Lựa chọn vật liệu

Bê tông B25 :  $R_b = 14,5 \text{ MPa}$ ;  $R_{bt} = 1,05 \text{ MPa}$

Thép AII :  $R_s = 280 \text{ MPa}$

Giả thiết:  $a = 35 \text{ mm}$ ,  $h_0 = h_s - a = 300 - 35 = 265(\text{mm})$ ,  $b = 200 \text{ mm}$ . Tính:

$$\alpha_m = \frac{M_{\max}}{\gamma_b R_b b h_0^2} < \alpha_R$$

$$\alpha_m = \frac{29,7}{0,9 \times 14,5 \times 10^3 \times 0,2 \times 0,265^2} = 0,162 < \alpha_R = 0,432$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \times \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,162} = 0,178$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0,178 \times 0,9 \times 14,5 \times 0,2 \times 0,265}{280} = 4,4 \times 10^{-4} (\text{m}^2) = 440 (\text{mm}^2)$$

Chọn 2 $\phi$ 16 – ( $A_{\text{schon}}$ ) = 402,2(mm<sup>2</sup>)

$$\mu_{\text{hl}} = 0,3\% - 0,9\%$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \times h_0} = \frac{402,2}{200 \times 265} = 0,76\%$$

Trong đó

$$\alpha_R = 0,432 \text{ [Bảng E.2 – Phụ lục E TCXDVN 356: 2005].}$$

$$\gamma_b = 0,9 \text{ [Bảng 15 TCXDVN 356: 2005].}$$

Chọn thép lớp trên là  $2\phi 14 - (A_{\text{schon}}) = 307.7(\text{mm}^2)$

c) Kiểm tra khả năng chịu cắt:

Lực cắt lớn nhất tác dụng lên dầm chiều nghiêng là  $Q_{\text{max}} = 39.6$  (kN)

**Theo tác giả Nguyễn Đình Cống, 2008, Sàn sườn bê tông toàn khối. Nhà xuất bản xây dựng, Hà nội: 103-109.**

Khả năng chịu cắt của tiết diện bê tông khi không có cốt thép đai:

$$Q_{b0} = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{C}$$

Trong đó:

$R_{bt} = 1.05\text{Mpa}$  cường độ tính toán về kéo của bê tông.

$\varphi_{b4} = 1.5$  hệ số phụ thuộc loại bê tông.

$\varphi_n = 0$  hệ số xét đến ảnh hưởng của lực dọc N.

C: hình chiếu của tiết diện nghiêng lên phương trục dầm. Lấy gần đúng

$$C = 2h_0$$

$$Q_{b0} = 0.5 \times \varphi_{b4} \times (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0 = 0.5 \times 1.5 \times 1.05 \times 10^3 \times 0.2 \times 0.265 = 41.74(\text{kN})$$

Ta thấy  $Q_{\text{max}} = 39.6(\text{kN}) < Q_{b0} = 41.74(\text{kN})$  nên không cần tính toán cốt đai. Chọn

đặt cốt thép đai theo cấu tạo với  $s = \frac{3}{4} \times h = \frac{3}{4} \times 300 = 225(\text{mm})$ .

Vậy để đảm bảo an toàn, chọn bố trí cốt đai  $\phi 6a150$  trong đoạn  $L/4$  đầu dầm và  $\phi 6a200$  trong đoạn  $L/2$  giữa nhịp.



## CHƯƠNG IV: TÍNH TOÁN KHUNG KHÔNG GIAN

### 4.1. XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN CÔNG TRÌNH:

#### 4.1.1. Tải trọng thẳng đứng

a) Tải trọng tác dụng vào sàn

+ Tĩnh tải:

Trọng lượng bản thân của sàn phụ thuộc các lớp cấu tạo

Bảng 5.1: Tải trọng các lớp cấu tạo sàn điển hình

STT	Các lớp cấu tạo	Tải tiêu chuẩn (daN/m <sup>2</sup> )	Hệ số vượt tải	Tải tính toán (daN/m <sup>2</sup> )
1	Lớp Ceramic dày 1cm	$2000 \times 0.012 = 24$	1.1	26.4
2	Lớp vữa lót sàn dày 3 cm	$1600 \times 0.03 = 48$	1.3	62.4
3	Lớp vữa trát dày 1.5 cm	$1600 \times 0.015 = 24$	1.3	31.2
4	Tải theo đường ống thiết bị kỹ thuật	50	1.3	65
Tổng cộng				185

Bảng 5.2: Tải trọng các lớp cấu tạo sàn tầng mái

STT	Các lớp cấu tạo	Tải tiêu chuẩn (daN/m <sup>2</sup> )	Hệ số vượt tải	Tải tính toán (daN/m <sup>2</sup> )
1	Lớp Ceramic dày 1cm	$2000 \times 0.012 = 24$	1.1	26.4
2	Lớp vữa lót sàn dày 3 cm	$1600 \times 0.03 = 48$	1.3	62.4
3	Lớp chống thấm dày 2 cm	$2200 \times 0.02 = 44$	1.2	52.8
4	Lớp vữa trát dày 1.5 cm	$1600 \times 0.015 = 24$	1.3	31.2
5	Tải theo đường ống thiết bị kỹ thuật	50	1.3	65
Tổng cộng				237.8

Trọng lượng tường xây và cửa đặt trực tiếp lên sàn được quy về tải trọng phân bố đều lên sàn.

Bảng 5.3: Tải trọng tường quy đổi phân bố đều trên sàn

Kí hiệu	Kích thước ô sàn (Ln x Ld)(m <sup>2</sup> )		Diện tích	Số lượng tường trên sàn (mm)		Tải tường gt (daN/m <sup>2</sup> )
				Tường 100	Tường 200	
S1	4000	7300	29.2	0	11300	450
S2	6000	7300	43.8	0	6000	159
S3	6000	6500	39	0	12800	382
S4	4000	6000	24	0	10000	484
S5	3000	7300	21.9	0	14400	764
S6	3000	4000	12	0	3000	290
S7	6500	7500	48.8	0	0	0
S8	3000	4000	12	0	8400	814
S9	3750	7300	27.4	7300	25100	1116
S10	1500	6500	9.75	0	8640	945

+ Hoạt tải:

Dựa vào công năng của các ô sàn, ta tìm hoạt tải tiêu chuẩn. [ Theo bảng 3 TCVN 2737 - 1995].

Loại sàn	P <sup>tc</sup> (daN/m <sup>2</sup> )	Hệ số vượt tải
Phòng ngủ, phòng ăn, phòng khách, bếp giặt, <b>buồng vệ sinh</b> , phòng tắm	150	1.3
<b>Hành lang</b> , cầu thang, <b>phòng kỹ thuật</b>	300	1.2
Siêu thị, phòng sinh hoạt cộng đồng, <b>Sảnh chờ</b>	400	1.2

Trong nhà cao tầng, do xác suất xuất hiện hoạt tải ở tất cả các phòng và tất cả các tầng là không xảy ra, do đó giá trị hoạt tải sử dụng được nhân với hệ số giảm tải được quy định trong TCVN 2737-1995.

- Đối với nhà ở, phòng ăn, WC, phòng làm việc, hệ số giảm tải là :

$$\Psi_{A1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{A/A1}}, \text{ với diện tích phòng } A \geq A1 = 9 \text{ m}^2$$

- Đối với phòng họp, phòng giải trí, ban công, lô gia, hệ số giảm tải là:

$$\Psi_{A1} = 0,5 + \frac{0,5}{\sqrt{A/A1}}, \text{ với diện tích phòng } A \geq A1 = 36 \text{ m}^2$$

+ Hoạt tải tầng trệt

Bảng 5.4: Hoạt tải trên các ô sàn tầng trệt

Ô sàn	Chức năng	Diện tích	Hệ số vượt tải	Ptt (daN/m <sup>2</sup> )	Hệ số giảm tải $\psi$	Ptt ô sàn (daN/m <sup>2</sup> )
S1	Sảnh	12	1.2	400	1	480
S2	Sảnh	48.8	1.2	400	0.93	480
S3	Sảnh	12	1.2	400	1	480
S4	Sảnh	27.4	1.2	400	1	480
S5	Phòng kỹ thuật	9.75	1.2	300	1	360
S6	Sảnh	12	1.2	400	1	480
S7	Sảnh	48.8	1.2	400	0.93	447
S8	Sảnh	12	1.2	400	1	480
S9	P.vệ sinh	27.4	1.3	150	0.74	333
S10	Sảnh	9.75	1.2	400	1	480
S11	Sảnh	12	1.2	400	1	480

+ Hoạt tải tầng điển hình

Bảng 5.5 : Hoạt tải trên các ô sàn tầng điển hình

Ô sàn	Chức năng	Diện tích	Hệ số vượt tải	Ptt (daN/m <sup>2</sup> )	Hệ số giảm tải $\psi$	Ptt ô sàn (daN/m <sup>2</sup> )
S1	Văn phòng	12	1.2	200	1	240
S2	Văn phòng	48.8	1.2	200	0.93	223.2
S3	Văn phòng	12	1.2	200	1	240
S4	Văn phòng	27.4	1.2	200	1	240
S5	Phòng kĩ thuật	9.75	1.2	300	1	360
S6	Văn phòng	12	1.2	200	1	240
S7	Văn phòng	48.8	1.2	200	0.93	223.2
S8	Văn phòng	12	1.2	200	1	240
S9	P.vệ sinh	27.4	1.3	150	0.74	333
S10	Văn phòng	9.75	1.2	200	1	240
S11	Văn phòng	12	1.2	200	1	240

+ Hoạt tải tầng mái

$$p_{tc} = 75(\text{daN} / \text{m}^2)$$

$$p_{tt} = n \times p_{tc} = 1.3 \times 75 = 97.5(\text{daN} / \text{m}^2)$$

+ Hoạt tải tầng hầm

$$p_{tc} = 500(\text{daN} / \text{m}^2)$$

$$p_{tt} = n \times p_{tc} = 1.2 \times 500 = 600(\text{daN} / \text{m}^2)$$

#### 4.1.2. Tải trọng tác dụng vào dầm

Tải trọng tường tác dụng lên dầm biên dày 20mm.

Bảng 5.6 : Tải trọng tường phân bố trên dầm điển hình

STT	Loại tường (mm)	Cao (m)	$\gamma$ (daN/m <sup>2</sup> )	n	$g_t$ (daN/m)
1	100	2.8	180	1.1	554.5
2	200	2.6	330	1.1	943.8

STT	Loại tường (mm)	Cao (m)	$\gamma$ (daN/m <sup>2</sup> )	n	$g_t$ (daN/m)
3	200	2.7	330	1.1	980.1

#### 4.1.3. Tải trọng ngang

##### a) Áp lực đất tác dụng lên khung ngang

Sau khi ta đào lớp đất ở tầng hầm lên thì ta phải lấp 1 lớp đất khác vào. Giả thiết loại đất lấp vào là đất cát vàng có  $\gamma = 1600 \text{ daN/m}^3$ ;  $\varphi = 30^\circ$ ;  $c=0$ . Giả thiết ma sát sau lưng tường bằng 0:  $\delta=0$ .

+ Xác định áp lực đất:

Cường độ áp lực đất trên đoạn tường tầng hầm cao 3m:

$$P_a = \gamma \times z \times \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Với  $z$  : kể từ mặt đất tự nhiên trở xuống .

- Tại A (đỉnh tường chắn) :  $z=0$  .

$$P_a = 1600 \times 0 \times \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{30}{2}\right) = 0(\text{daN} / \text{m}^2)$$

- Tại B (chân tường chắn) :  $z=1.8 \text{ m}$

$$P_a = 1600 \times 3 \times \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{30}{2}\right) = 1600(\text{daN} / \text{m}^2)$$

Áp lực đất truyền lên vách được quy đổi thành phân bố đều lên tường và lên cột:

$$q_{td} = \frac{5}{16} \times p_a = \frac{5}{16} \times 1600 = 500(\text{daN} / \text{m}^2)$$

#### 4.1.4. Tải trọng gió tác động vào công trình.

+ Thành phần động của gió:

Do công trình có chiều cao  $33.5\text{m} < 40\text{m}$  nên theo quy phạm cho phép không cần tính gió động.

+ Thành phần tĩnh của gió:

Giá trị tiêu chuẩn thành phần tĩnh của tải trọng gió xác định theo công thức

$$W^{tc} = W_o.k.c \quad (\text{daN/m}^2)$$

Trong đó:

$W_o$ : Giá trị áp lực gió lấy theo bản đồ phân vùng. Công trình xây dựng ở khu vực nội thành của Thành phố Hồ Chí Minh nên thuộc vùng II.A. Theo TCVN 2737 – 1995, TRANG 20: “ Theo bảng 4, Vùng áp lực gió II có  $W_o = 95 (daN/m^2)$ , nhưng do Tp Hồ Chí Minh thuộc vùng II.A nên được giảm  $12 daN/m^2$ ”. Do đó chọn  $W_o = 95 - 12 = 83 (daN/m^2)$ .

C: Hệ số khí động, xác định bằng cách tra bảng 6.

Phía đón gió:  $C = +0,8$ .

Phía khuất gió:  $C = -0,6$ .

k: hệ số tính đến sự thay đổi của áp lực gió theo độ cao.

- Tải trọng gió quy về lực phân bố đều ngang mức sàn

$$W_{tt} = \gamma \cdot \beta \cdot (W_h + W_d) \cdot H \quad (daN/m)$$

Trong đó

$\gamma$ : hệ số độ tin cậy của tải trọng gió lấy bằng 1,2.

$\beta$ : hệ số điều chỉnh tải trọng gió với thời gian sử dụng giả định công trình là 50 năm thì ta có  $\beta = 1$ . [Lấy bảng 6 trang 12 TCXD 229].

$H = 0,5(h_t + h_d)$  (m) : Chiều cao đón gió của tầng đang xét

Lưu ý : Tính toán bằng ETABS tải gió sẽ được gán vào tâm hình học của tầng (diagram) vì vậy tải gió tính toán phải quy về là “Lực tập trung” bằng :  $W_{tt} = [\gamma \cdot \beta \cdot (W_h + W_d) \cdot H] \cdot B$  (daN)

Bảng 5.7 Thành phần gió tính theo phương X

Tầng	Cao trình công trình(m)	Cao trình tính gió Zi (m)	Chiều cao tầng (m)	H (m)	B (m)	k(Zi)	$W_d$ (daN/m <sup>2</sup> )	$W_h$ (daN/m <sup>2</sup> )	Wtt (daN)
Hầm	-3.00	-3.00	3.00	-	25.00	0.000	0.0	0.0	0.0
MĐTN	-1.00	0.00	-	-	25.00	0.000	0.0	0.0	0.0
Tầng trệt	0.00	1.00	4.00	4.00	25.00	0.363	24.7	18.5	3665.4
Tầng 2	4.00	5.00	3.20	3.20	25.00	0.534	36.3	27.3	6124.2
Tầng 3	7.20	8.20	3.20	3.20	25.00	0.617	41.9	31.4	6650.3

Tầng	Cao trình công	Cao trình	Chiều cao tầng	H (m)	B (m)	k(Zi)	W <sub>d</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	W <sub>h</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	W <sub>tt</sub> (daN)
Tầng 4	10.40	11.40	3.20	3.20	25.00	0.678	46.1	34.6	7307.3
Tầng 5	13.60	14.60	3.20	3.20	25.00	0.727	49.4	37.1	7840.0
Tầng 6	16.80	17.80	3.20	3.20	25.00	0.769	52.3	39.2	8293.1
Tầng 7	20.00	20.00	4.00	4.00	25.00	0.806	54.8	41.1	8690.2
Tầng 8	24.00	24.00	4.00	4.00	25.00	0.839	57.0	42.8	9045.5
Tầng 9	28.00	28.00	4.00	4.00	25.00	0.869	59.1	44.3	9368.1
Tầng mái	32.00	32.00	1.50	1.50	25.00	0.945	64.3	48.2	9664.5

Bảng 5.8: Thành phần gió tĩnh theo phương Y

Tầng	Cao trình công trình(m)	Cao trình tính gió Zi (m)	Chiều cao tầng (m)	H (m)	B (m)	k(Zi)	W <sub>d</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	W <sub>h</sub> (daN/m <sup>2</sup> )	W <sub>tt</sub> (daN)
Hầm	-3.00	-3.00	3.00	-	41.80	0.000	0.0	0.0	0.0
MĐTN	-1.00	0.00	-	-	41.80	0.000	0.0	0.0	0.0
Tầng trệt	0.00	1.00	4.00	4.00	41.80	0.363	24.7	18.5	6895.8
Tầng 2	4.00	5.00	3.20	3.20	41.80	0.534	36.3	27.3	11521.8
Tầng 3	7.20	8.20	3.20	3.20	41.80	0.617	41.9	31.4	12511.5
Tầng 4	10.40	11.40	3.20	3.20	41.80	0.678	46.1	34.6	13747.6
Tầng 5	13.60	14.60	3.20	3.20	41.80	0.727	49.4	37.1	14749.8
Tầng 6	16.80	17.80	3.20	3.20	41.80	0.769	52.3	39.2	15602.3
Tầng 7	20.00	20.00	4.00	4.00	41.80	0.806	54.8	41.1	16349.4
Tầng 8	24.00	24.00	4.00	4.00	41.80	0.839	57.0	42.8	17017.8
Tầng 9	28.00	28.00	4.00	4.00	41.80	0.869	59.1	44.3	17624.8
Tầng mái	32.00	32.00	1.50	1.50	41.80	0.945	64.3	48.2	18182.3

**4.2. LÝ THUYẾT TÍNH TOÁN:**

a) Tổ hợp nội lực tính toán:

Bảng 5.13 : Tổ hợp tải trọng

Combo	Load Combination Type	Define Combination	Ghi chú
Comb1	ADD	TT + HTTL	
Comb2	ADD	TT + HTTC	
Comb3	ADD	TT + HTTL + HTTC	
Comb4	ADD	TT + GIOX	
Comb5	ADD	TT + GIOXX	
Comb6	ADD	TT + GIOY	
Comb7	ADD	TT + GIOYY	
Comb8	ADD	TT + 0.9HTTL + 0.9GIOX	
Comb9	ADD	TT + 0.9HTTL + 0.9GIOXX	
Comb10	ADD	TT + 0.9HTTL + 0.9GTY	
Comb11	ADD	TT + 0.9HTTL + 0.9GIOYY	
Comb12	ADD	TT + 0.9HTTC + 0.9GIOX	
Comb13	ADD	TT + 0.9HTTC + 0.9GIOXX	
Comb14	ADD	TT + 0.9HTTC + 0.9GIOY	
Comb15	ADD	TT + 0.9HTTC + 0.9GIOYY	
Comb16	ADD	TT + 0.9HTTC + 0.9HTTL + 0.9GIOX	
Comb17	ADD	TT + 0.9HTTC + 0.9HTTL + 0.9GIOXX	
Comb18	ADD	TT + 0.9HTTC + 0.9HTTL + 0.9GIOY	
Comb19	ADD	TT + 0.9HTTC + 0.9HTTL + 0.9GIOYY	
ENVE1	ENVE	(Comb1 + Comb2 + ... + Comb19)	Dùng tính thép
Comb20	ADD	0.909TT + 0.833HTTL + 0.833 HTTC	Độ võng
Comb21	ADD	0.909TT + 0.833 GIOX	
Comb22	ADD	0.909TT + 0.833 GIOXX	
Comb23	ADD	0.909TT + 0.833 GIOY	
Comb24	ADD	0.909TT + 0.833 GIOYY	
ENVE2	ENVE	(Comb21+Comb22+Comb23+Comb24)	Chuyển vị ngang



- Dùng biểu đồ lấy từ tổ hợp ENVE1 để tính toán cốt thép cho dầm.
- Tính cốt dọc: mỗi dầm lấy moment tại 3 tiết diện (gối trái, nhịp, gối phải), mỗi tiết diện lấy giá trị  $M_{\max}$  và  $M_{\min}$  để tính toán cốt thép.
- Tính cốt ngang: mỗi dầm lấy lực cắt tại 4 tiết diện( gối trái, 1/4 nhịp, 3/4 nhịp, gối phải) để tính cốt ngang.

b) Trình tự tính toán:

- Tính toán cấu kiện chịu uốn có tiết diện hình chữ nhật
- Các đặc trưng vật liệu tính toán

$$+ \text{Bê tông B25 : } \left\{ \begin{array}{l} R_b = 14.5\text{MPa} \\ R_{bt} = 1.05\text{MPa} \\ E = 30000\text{MPa} \end{array} \right\}$$

$$+ \text{Cốt thép dọc AII: } \left\{ \begin{array}{l} R_s = 280\text{MPa} \\ R_{sc} = 280\text{MPa} \\ E = 210000\text{MPa} \end{array} \right\}$$

$$+ \text{Cốt thép đai AI : } \left\{ \begin{array}{l} R_s = 225\text{MPa} \\ E = 210000\text{MPa} \end{array} \right\}$$

+ Các công thức tính toán theo trình tự sau:

+ Dữ liệu đầu vào:  $M, b, h, a, \gamma_b, R_b, R_s, R_{sc}$

$$+ \text{Tính hệ số: } \alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2},$$

+ Bê tông B25,  $\gamma_{b2} = 0.9$ . Cốt thép thuộc nhóm AII, CII  $\left\{ \begin{array}{l} \alpha_R = 0,432 \\ \xi_R = 0,632 \end{array} \right.$

+ Nếu  $\alpha_m > \alpha_R$  thì tiến hành tăng tiết diện tính toán hoặc tính toán cốt thép kép

+ Nếu  $\alpha_m < \alpha_R$  thì tiến hành tính toán với bài toán cốt đơn

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}, A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s}$$

+ Hàm lượng cốt thép

$$\mu_{\min} < \mu\% = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \times 100\% < \mu_{\max}$$

$$\mu_{\min} = 0.05\%$$

$$\mu_{\max} = \xi_R \frac{R_b}{R_s} = 0.632 \times \frac{14.5}{280} \times 100\% = 3.3\%$$

### 4.3. TÍNH TOÁN DÀM VÀ BỐ TRÍ CỐT THÉP:

#### 4.3.1. Chọn sơ bộ tiết diện dầm:

Chiều cao và bề rộng dầm được chọn dựa vào công thức sau:

$$h_d = \frac{l_d}{m_d}$$

$$b_d = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{4}\right) h_d$$

Trong đó:

$m_d$ : phụ thuộc vào tính chất của khung và tải trọng

$m_d = 12 \div 16$ : đối với dầm khung nhiều nhịp

$m_d = 10 \div 12$ : đối với dầm khung một nhịp

$m_d = 12 \div 14$ : đối với dầm phụ

Tải do trọng lượng bản thân dầm: sơ bộ chọn kích thước dầm như sau:

- Đối với nhịp 7.2, 7.3, 7.5m:  $h_d = (1/12 - 1/16)L = (1/12 - 1/16) \times 7.5m = 600$   
(mm)

- Đối với nhịp 6, 6.3 m:  $h_d = (1/12 - 1/16)L = (1/12 - 1/16) \times 6.3 = 500$  (mm)

- Đối với nhịp 4 m:  $h_d = (1/12 - 1/16)L = (1/12 - 1/16) \times 4 = 350$  (mm)

#### Lựa chọn sơ bộ tiết diện dầm:

- Đối với nhịp 4m :  $b \times h = (200 \times 350)$  mm.

- Đối với nhịp 6, 6.3 m :  $b \times h = (250 \times 500)$  mm.

- Đối với nhịp 7.2m, 7.3m, 7.5m :  $b \times h = (250 \times 600)$  mm.

4.3.2. Tính toán và bố trí cốt thép :

Bảng 5.9: Tính toán cốt dọc dầm trục 5

Tầng	Dầm	Vị trí	M3 kN.m	b mm	h mm	h <sub>o</sub> mm	$\alpha_m$	$\xi_R$	As TT mm <sup>2</sup>	Chọn Thép	As chọn mm <sup>2</sup>	$\mu\%$
TRỆT	B48	Gối	241.2	250	600	565	0.2316	0.2673	1759.89	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
		Nhịp	95.8	250	600	565	0.0920	0.0967	636.31	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	0.62
		Gối	215.9	250	600	565	0.2073	0.2349	1546.34	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
	B49	Gối	234.8	250	600	565	0.2255	0.2590	1704.98	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
		Nhịp	119.5	250	600	565	0.1147	0.1222	804.53	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	0.62
		Gối	193.2	250	600	565	0.1855	0.2069	1362.16	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
	B101	Gối	156.6	250	500	465	0.2220	0.2543	1378.00	4 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	1511.11	1.30
		Nhịp	69.4	250	500	465	0.0984	0.1038	562.19	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	0.76
		Gối	131.7	250	500	465	0.1867	0.2084	1129.19	4 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	1511.11	1.30
	B110	Gối	57.3	200	350	315	0.2213	0.2533	743.89	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	1.40
		Nhịp	37.0	200	350	315	0.1429	0.1549	454.71	2 $\phi$ 20	628.32	1.00
		Gối	51.7	200	350	315	0.1996	0.2249	660.44	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	1.40
2	B48	Gối	192.1	250	600	565	0.1845	0.2056	1353.40	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
		Nhịp	81.0	250	600	565	0.0778	0.0811	533.64	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	0.62
		Gối	168.9	250	600	565	0.1622	0.1780	1171.95	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
	B49	Gối	214.1	250	600	565	0.2056	0.2326	1531.49	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
		Nhịp	102.9	250	600	565	0.0988	0.1042	686.21	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	0.62
		Gối	175.1	250	600	565	0.1681	0.1853	1219.84	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
	B101	Gối	124.5	250	500	465	0.1765	0.1956	1059.89	4 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	1511.11	1.30
		Nhịp	57.8	250	500	465	0.0819	0.0856	463.78	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	0.76
		Gối	101.2	250	500	465	0.1435	0.1556	842.82	4 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	1511.11	1.30

Tầng	Dầm	Vị trí	M3 kN.m	b mm	h mm	h <sub>o</sub> mm	$\alpha_m$	$\xi_R$	As TT mm <sup>2</sup>	Chọn Thép	As chọn mm <sup>2</sup>	$\mu\%$
	<b>B110</b>	Gối	38.7	200	350	315	0.1494	0.1627	477.62	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	1.40
		Nhịp	18.0	200	350	315	0.0695	0.0721	211.71	2 $\phi$ 20	628.32	1.00
		Gối	37.1	200	350	315	0.1433	0.1553	456.05	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	1.40
3	<b>B48</b>	Gối	183.3	250	600	565	0.1760	0.1950	1283.85	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
		Nhịp	76.9	250	600	565	0.0738	0.0768	505.50	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	0.62
		Gối	152.8	250	600	565	0.1467	0.1594	1049.53	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
	<b>B49</b>	Gối	202.2	250	600	565	0.1941	0.2179	1434.40	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
		Nhịp	107.2	250	600	565	0.1029	0.1089	716.63	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	0.62
		Gối	157.8	250	600	565	0.1515	0.1652	1087.25	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
	<b>B101</b>	Gối	116.1	250	500	465	0.1646	0.1810	980.41	4 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	1511.11	1.30
		Nhịp	57.9	250	500	465	0.0821	0.0858	464.62	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	0.76
		Gối	94.2	250	500	465	0.1335	0.1439	779.59	4 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	1511.11	1.30
	<b>B110</b>	Gối	34.9	200	350	315	0.1348	0.1453	426.70	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	1.40
		Nhịp	16.3	200	350	315	0.0629	0.0651	191.02	2 $\phi$ 20	628.32	1.00
		Gối	33.7	200	350	315	0.1301	0.1399	410.83	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	1.40
4	<b>B48</b>	Gối	180.5	250	600	565	0.1733	0.1917	1261.90	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
		Nhịp	77.3	250	600	565	0.0742	0.0772	508.24	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	0.62
		Gối	145.4	250	600	565	0.1396	0.1510	994.15	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
	<b>B49</b>	Gối	192.5	250	600	565	0.1848	0.2061	1356.59	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
		Nhịp	104.8	250	600	565	0.1006	0.1063	699.63	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	0.62
		Gối	146.9	250	600	565	0.1411	0.1527	1005.33	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
	<b>B101</b>	Gối	112.5	250	500	465	0.1595	0.1747	946.78	4 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	1511.11	1.30
		Nhịp	59.4	250	500	465	0.0842	0.0881	477.24	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	0.76
		Gối	89.9	250	500	465	0.1274	0.1368	741.17	4 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	1511.11	1.30

Tầng	Dầm	Vị trí	M3 kN.m	b mm	h mm	h <sub>o</sub> mm	$\alpha_m$	$\xi_R$	As TT mm <sup>2</sup>	Chọn Thép	As chọn mm <sup>2</sup>	$\mu\%$
	<b>B110</b>	Gối	34.2	200	350	315	0.1321	0.1422	417.43	2φ20+1φ18	882.79	1.40
		Nhịp	15.1	200	350	315	0.0583	0.0601	176.51	2φ20	628.32	1.00
		Gối	33.1	200	350	315	0.1278	0.1372	402.93	2φ20+1φ18	882.79	1.40
5	<b>B48</b>	Gối	175.4	250	600	565	0.1684	0.1856	1222.17	4φ20+2φ18	1765.58	1.25
		Nhịp	73.1	250	600	565	0.0702	0.0728	479.54	2φ20+1φ18	882.79	0.62
		Gối	135.7	250	600	565	0.1303	0.1401	922.39	4φ20+2φ18	1765.58	1.25
	<b>B49</b>	Gối	189.1	250	600	565	0.1816	0.2020	1329.59	4φ20+2φ18	1765.58	1.25
		Nhịp	106.3	250	600	565	0.1021	0.1079	710.25	2φ20+1φ18	882.79	0.62
		Gối	142.8	250	600	565	0.1371	0.1481	974.83	4φ20+2φ18	1765.58	1.25
	<b>B101</b>	Gối	107.8	250	500	465	0.1528	0.1667	903.25	4φ20+1φ18	1511.11	1.30
		Nhịp	56.7	250	500	465	0.0804	0.0839	454.55	2φ20+1φ18	882.79	0.76
		Gối	86.6	250	500	465	0.1228	0.1314	711.90	4φ20+1φ18	1511.11	1.30
	<b>B110</b>	Gối	32.1	200	350	315	0.1239	0.1328	389.82	2φ20+1φ18	882.79	1.40
		Nhịp	12.8	200	350	315	0.0494	0.0507	148.90	2φ20	628.32	1.00
		Gối	28.5	200	350	315	0.1100	0.1169	343.18	2φ20+1φ18	882.79	1.40
6	<b>B48</b>	Gối	178.3	250	600	565	0.1712	0.1891	1244.73	4φ20+2φ18	1765.58	1.25
		Nhịp	74.7	250	600	565	0.0717	0.0745	490.46	2φ20+1φ18	882.79	0.62
		Gối	131.1	250	600	565	0.1259	0.1350	888.68	4φ20+2φ18	1765.58	1.25
	<b>B49</b>	Gối	183.4	250	600	565	0.1761	0.1951	1284.63	4φ20+2φ18	1765.58	1.25
		Nhịp	112.9	250	600	565	0.1084	0.1150	757.20	2φ20+1φ18	882.79	0.62
		Gối	137.3	250	600	565	0.1318	0.1419	934.17	4φ20+2φ18	1765.58	1.25
	<b>B101</b>	Gối	102.6	250	500	465	0.1454	0.1579	855.57	4φ20+1φ18	1511.11	1.30
		Nhịp	60.13	250	500	465	0.0852	0.0892	483.39	2φ20+1φ18	882.79	0.76
		Gối	83.3	250	500	465	0.1181	0.1260	682.81	4φ20+1φ18	1511.11	1.30

Tầng	Dầm	Vị trí	M3 kN.m	b mm	h mm	h <sub>o</sub> mm	$\alpha_m$	$\xi_R$	As TT mm <sup>2</sup>	Chọn Thép	As chọn mm <sup>2</sup>	$\mu\%$
	<b>B110</b>	Gối	30.2	200	350	315	0.1166	0.1243	365.10	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	1.40
		Nhịp	13.5	200	350	315	0.0521	0.0536	157.27	2 $\phi$ 20	628.32	1.00
		Gối	29.7	200	350	315	0.1147	0.1221	358.64	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	1.40
7	<b>B48</b>	Gối	188.7	250	600	565	0.1812	0.2015	1326.42	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
		Nhịp	67.9	250	600	565	0.0652	0.0675	444.19	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	0.62
		Gối	140.2	250	600	565	0.1346	0.1452	955.57	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
	<b>B49</b>	Gối	183.1	250	600	565	0.1758	0.1948	1282.28	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
		Nhịp	126.5	250	600	565	0.1215	0.1299	855.16	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	0.62
		Gối	132.8	250	600	565	0.1275	0.1369	901.12	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
	<b>B101</b>	Gối	96.9	250	500	465	0.1374	0.1484	803.87	4 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	1511.11	1.30
		Nhịp	62.9	250	500	465	0.0892	0.0935	506.81	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	0.76
		Gối	85.3	250	500	465	0.1209	0.1293	700.42	4 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	1511.11	1.30
	<b>B110</b>	Gối	34.3	200	350	315	0.1324	0.1426	418.75	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	1.40
		Nhịp	15.5	200	350	315	0.0599	0.0618	181.34	2 $\phi$ 20	628.32	1.00
		Gối	26.8	200	350	315	0.1035	0.1095	321.45	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	1.40
8	<b>B48</b>	Gối	175.9	250	600	565	0.1689	0.1862	1226.05	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
		Nhịp	70.2	250	600	565	0.0674	0.0698	459.80	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	0.62
		Gối	129.2	250	600	565	0.1241	0.1329	874.81	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
	<b>B49</b>	Gối	169.1	250	600	565	0.1624	0.1783	1173.49	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
		Nhịp	121.8	250	600	565	0.1169	0.1247	821.12	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	0.62
		Gối	120.8	250	600	565	0.1160	0.1236	813.90	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
	<b>B101</b>	Gối	87.5	250	500	465	0.1240	0.1329	719.86	4 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	1511.11	1.30
		Nhịp	62.1	250	500	465	0.0880	0.0923	500.03	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	0.76
		Gối	75.6	250	500	465	0.1072	0.1136	615.62	4 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	1511.11	1.30

Tầng	Dầm	Vị trí	M3 kN.m	b mm	h mm	h <sub>o</sub> mm	$\alpha_m$	$\xi_R$	As TT mm <sup>2</sup>	Chọn Thép	As chọn mm <sup>2</sup>	$\mu\%$
	<b>B110</b>	Gối	27.9	200	350	315	0.1077	0.1143	335.49	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	1.40
		Nhịp	13.3	200	350	315	0.0514	0.0527	154.88	2 $\phi$ 20	628.32	1.00
		Gối	23.8	200	350	315	0.0919	0.0966	283.53	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	1.40
9	<b>B48</b>	Gối	163.2	250	600	565	0.1567	0.1714	1128.29	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
		Nhịp	62.4	250	600	565	0.0599	0.0618	407.02	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	0.62
		Gối	118.4	250	600	565	0.1137	0.1210	796.62	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
	<b>B49</b>	Gối	157.6	250	600	565	0.1513	0.1649	1085.74	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
		Nhịp	121.8	250	600	565	0.1169	0.1247	821.12	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	0.62
		Gối	110.5	250	600	565	0.1061	0.1124	740.08	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
	<b>B101</b>	Gối	77.4	250	500	465	0.1097	0.1165	631.24	4 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	1511.11	1.30
		Nhịp	59.3	250	500	465	0.0841	0.0879	476.40	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	0.76
		Gối	69.8	250	500	465	0.0989	0.1044	565.62	4 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	1511.11	1.30
	<b>B110</b>	Gối	21.6	200	350	315	0.0834	0.0872	256.06	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	1.40
		Nhịp	13.2	200	350	315	0.0510	0.0523	153.68	2 $\phi$ 20	628.32	1.00
		Gối	20.5	200	350	315	0.0792	0.0826	242.43	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	1.40
MÁI	<b>B48</b>	Gối	164.5	250	600	565	0.1579	0.1729	1138.22	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
		Nhịp	54.9	250	600	565	0.0527	0.0542	356.69	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	0.62
		Gối	120.4	250	600	565	0.1156	0.1232	811.02	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
	<b>B49</b>	Gối	146.1	250	600	565	0.1403	0.1518	999.37	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
		Nhịp	137.6	250	600	565	0.1321	0.1422	936.38	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	0.62
		Gối	99.0	250	600	565	0.0951	0.1001	658.75	4 $\phi$ 20+2 $\phi$ 18	1765.58	1.25
	<b>B101</b>	Gối	59.7	250	500	465	0.0846	0.0885	479.77	4 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	1511.11	1.30
		Nhịp	62.6	250	500	465	0.0887	0.0931	504.26	2 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	882.79	0.76
		Gối	57.6	250	500	465	0.0817	0.0853	462.10	4 $\phi$ 20+1 $\phi$ 18	1511.11	1.30

Tầng	Dầm	Vị trí	M3 kN.m	b mm	h mm	h <sub>o</sub> mm	α <sub>m</sub>	ξ <sub>R</sub>	As TT mm <sup>2</sup>	Chọn Thép	As chọn mm <sup>2</sup>	μ%
B110		Gối	26.7	200	350	315	0.1031	0.1090	320.18	2φ20+1φ18	882.79	1.40
		Nhịp	13.8	200	350	315	0.0533	0.0548	160.87	2φ20	628.32	1.00
		Gối	14.2	200	350	315	0.0548	0.0564	165.67	2φ20+1φ18	882.79	1.40

4.3.3. Tính toán cốt thép ngang:

a) Kiểm tra điều kiện hạn chế

- Điều kiện không bị phá hủy:  $Q \leq \varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_o$
- Nếu  $Q < \varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_o$  bố trí thép đai theo cấu tạo.
- Nếu  $Q > \varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_o$  tính toán cốt đai theo khả năng chịu lực.

b) Cấu tạo cốt đai

- Ở vùng gối tựa lấy bằng ¼ nhịp khi có tải trọng phân bố đều và lấy bằng khoảng cách từ gối tựa đến lực tập trung gần nhất nhưng không nhỏ hơn ¼ nhịp.
- Khoảng cách cốt thép ngang phụ thuộc vào chiều cao h của tiết diện

+ Khi  $h \leq 450\text{mm}$  thì  $s \leq s_{tk\min} = \left( \frac{h}{2}; 150\text{mm} \right)$

+ Khi  $h > 450\text{mm}$  thì  $s \leq s_{tk\min} = \left( \frac{h}{3}; 300\text{mm} \right)$

+ Trên các phần còn lại của nhịp khi  $h \geq 300\text{mm}$ :  $s \leq s_{tk\min} = \left( \frac{3}{4h}, 500\text{mm} \right)$

c) Tính toán cốt đai

- Lực cốt đai phải chịu:  $q_{\bar{n}} = \frac{Q^2}{8R_{bt} \times b \times h_o^2}$

- Khoảng cách các đai tính toán:  $S_{tt} = \frac{R_{sw} \times n \times f_d}{q_d}$



- Khoảng cách đai lớn nhất:  $S_{\max} = \frac{1.5R_k \times b \times h_o^2}{Q}$

- Chọn  $s = \begin{cases} s_{tt} \\ s_{\max} \\ s_{ct} \end{cases}$

**Nhận xét:** Đối với dầm khung đang tính toán, ta nhận thấy lực cắt các dầm có giá trị lực cắt max tương đương nhau nên ta chọn dầm có giá trị  $Q_{\max}$  lớn nhất để tính toán cốt đai và bố trí cho các dầm còn lại, chọn dầm B47 – tầng 1 – trục C:

- Lực cắt tại gối lớn nhất (Etabs):  $Q = 130$  (kN)

- Điều kiện không bị phá hủy:

+  $Q \leq \varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0 = 0,6 \times (1 + 0) \times 1,05 \times 200 \times 415 = 52290(N) = 52.29(kN)$

+ Vì  $Q > \varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0$  do vậy cần bố trí cốt đai. Chọn  $\phi 8$  đai 2 nhánh

- Khoảng cách đai lớn nhất:

$$s_{tt} = R_{sw} \times n \times \pi \times d_{sw}^2 \frac{\varphi_{b2} \times (1 + \varphi_n) \times \gamma_b \times R_{bt} \times b \times h_o^2}{Q^2}$$

$$s_{tt} = 175 \times 2 \times \pi \times 8^2 \frac{2 \times (1 + 0) \times 0.9 \times 1.05 \times 300 \times 565^2}{(130 \times 10^3)^2} = 423(mm)$$

- Khoảng cách đai lớn nhất:

$$S_{\max} = \frac{\varphi_{b4}R_{bt}.b.h_0^2}{Q} = \frac{1.5 \times 1.05 \times 300 \times 565^2}{93.02 \times 10^3} = 883mm$$

- Khoảng cách cấu tạo của cốt đai:

+ Trong đoạn dầm có lực cắt lớn (1/4L)

khi  $h \leq 450mm, s_{ct} = \min \left\{ \begin{matrix} h / 2 \\ 150 \end{matrix} \right\} = 150mm$

+ Trong đoạn dầm còn lại (1/2L)

$$s \leq \begin{cases} s_{tt} = 423 \\ s_{\max} = 883 \\ s_{ct} = 150 \end{cases} \Rightarrow s = 150mm \text{ khi } h > 300mm, s_{ct} = \min \left\{ \begin{matrix} 3h / 4 \\ 500 \end{matrix} \right\} = 300mm$$

Chọn tại gối, tại nhịp  $s = 250\text{mm}$

#### 4.4. TÍNH TOÁN CỘT VÀ BỐ TRÍ CỐT THÉP

##### 4.4.1. Chọn sơ bộ tiết diện cột

Về độ ổn định, đó là việc hạn chế độ mảnh  $\lambda$ :

$$\lambda = \frac{l_0}{i} \leq \lambda_{gh}$$

Trong đó:

$i$  là bán kính quán tính của tiết diện. Chọn cột tiết diện chữ nhật có  $i = 0,288 \times b$

$\lambda_{gh}$  là độ mảnh giới hạn, với cột nhà  $\lambda_{gh} = 100$ .

Chọn cột có chiều dài lớn nhất để kiểm tra, đó là cột tầng 1 với  $l = 4000\text{mm}$ .

$$\Rightarrow \frac{0,7 \times 4}{0,288b} \leq 100 \Rightarrow b \geq 0,097\text{m}$$

Diện tích sơ bộ của cột có thể xác định (Theo công thức 1-3 Nguyễn Đình Công, 2009, Tính toán tiết diện cột bê tông cốt thép. Nhà xuất bản xây dựng, Hà nội)

$$A_0 = \frac{k_t \times N}{R_b}$$

Trong đó:

$R_b$  cường độ chịu nén tính toán của bê tông.

$N$  lực nén, được tính toán gần đúng như sau:

$$N = m_s \times q \times F_s$$

$F_s$  diện tích mặt sàn truyền tải lên cột đang xét.

$m_s$  số sàn phía trên diện tích đang xét (kể cả mái).

$q$  tải trọng tương đương tính trên mỗi mét vuông mặt sàn, giá trị  $q$  được lấy theo kinh nghiệm thiết kế với bề dày sàn  $10 \div 14\text{cm}$  (kể cả các lớp cấu tạo mặt sàn) thì chọn  $q = 10 \div 14(\text{kN} / \text{m}^2)$ . Chọn  $q = 12(\text{kN} / \text{m}^2)$

$k_t$ : hệ số xét đến ảnh hưởng khác như mômen uốn, hàm lượng cốt thép...

$k = 1.1 \div 1.5$ . Chọn  $k = 1,3$

a) Bảng tính toán sơ bộ tiết diện cột

Bảng 5.10 : Lực nén truyền xuống cột

Tầng	$N = m_s q F_s$							
	$m_s$	$q(kN/m^2)$	$F_s(m^2)$			$N(kN)$		
			Cột giữa	Cột biên	Cột góc	Cột giữa	Cột biên	Cột góc
Tầng mái	1	12	36	20	19	432	280	239
Tầng 9	2	12	36	20	19	864	560	477
Tầng 8	3	12	36	20	19	1296	746	716
Tầng 7	4	12	36	20	19	1728	995	955
Tầng 6	5	12	36	20	19	2160	1244	1195
Tầng 5	6	12	36	20	19	2592	1492	1433
Tầng 4	7	12	36	20	19	3024	1705	1638
Tầng 3	8	12	36	20	19	3456	1919	1872
Tầng 2	9	12	36	20	19	3888	2158	2106
Tầng trệt	10	12	36	20	19	4320	2398	2340

Bảng 5.11 : Diện tích tiết diện cột cần thiết

Tầng	$k_t$			$N = m_s q F_s (kN)$			$R_b$ (MPa)	$A_c = \frac{k_t N}{R_b} (cm^2)$		
	Cột giữa	Cột biên	Cột góc	Cột giữa	Cột biên	Cột góc		Cột giữa	Cột biên	Cột góc
Tầng mái	1.2	1.5	1.5	432	280	239	14.5	0.04	0.02	0.02
Tầng 9	1.2	1.5	1.5	864	560	477	14.5	0.07	0.05	0.04
Tầng 8	1.2	1.5	1.5	1296	746	716	14.5	0.11	0.06	0.06
Tầng 7	1.2	1.5	1.5	1728	995	955	14.5	0.14	0.08	0.08

Tầng	$k_t$			$N = m_s q F_s (kN)$			$R_b$ (MPa)	$A_c = \frac{k_t N}{R_b} (cm^2)$		
	Cột giữa	Cột biên	Cột góc	Cột giữa	Cột biên	Cột góc		Cột giữa	Cột biên	Cột góc
Tầng 6	1.2	1.5	1.5	2160	1244	1195	14.5	0.18	0.1	0.1
Tầng 5	1.2	1.5	1.5	2592	1492	1433	14.5	0.21	0.12	0.12
Tầng 4	1.2	1.5	1.5	3024	1705	1638	14.5	0.25	0.14	0.14
Tầng 3	1.2	1.5	1.5	3456	1919	1872	14.5	0.29	0.16	0.15
Tầng 2	1.2	1.5	1.5	3888	2158	2106	14.5	0.32	0.18	0.17
Tầng trệt	1.2	1.5	1.5	4320	2398	2340	14.5	0.36	0.2	0.19

- Sau nhiều lần chọn tiết diện và chạy thử bằng phần mềm Etabs ta chọn được tiết diện phù hợp để tính toán và bố trí cho công trình.

Bảng 5.12: Chọn tiết diện cột

Tầng	Tiết diện cột					
	Cột giữa		Cột biên		Cột góc	
	$b_c (cm)$	$h_c (cm)$	$b_c (cm)$	$h_c (cm)$	$b_c (cm)$	$h_c (cm)$
Tầng mái	25	40	25	30	25	30
Tầng 9	25	40	25	30	25	30
Tầng 8	25	40	25	30	25	30
Tầng 7	25	40	25	30	25	30
Tầng 6	30	50	25	40	25	40
Tầng 5	30	50	25	40	25	40
Tầng 4	30	50	25	40	25	40
Tầng 3	40	60	30	45	30	45
Tầng 2	40	60	30	45	30	45
Tầng trệt	40	60	30	45	30	45

**GHI CHÚ** : Trong việc chọn tiết diện cột biên, cột giữa, ta chọn cột có diện tích truyền tải lớn nhất để chọn tiết diện cho các cột còn lại.

- + Cột A – (4-8) : chọn cột A-8
- + Cột B – (4-8) : chọn cột B-8
- + Cột C – (2-6,9) : chọn cột C-3
- + Cột E – (2-6) : chọn cột E-3

#### 4.4.2. Lý thuyết tính toán cột lệch tâm theo 2 phương:

- Do TCVN chưa có qui định về tính toán cột chịu nén theo 2 phương nên ta quan niệm tính toán cho từng phương riêng (sẽ an toàn hơn). Trình tự thiết kế cho cột chịu nén lệch tâm 1 phương đặt thép đối xứng.

b) Tính độ lệch tâm ban đầu:  $e_0 = e_{01} + e_{ng}$

- Độ lệch tâm do nội lực:  $e_{01} = \frac{M}{N}$

- Độ lệch tâm ngẫu nhiên  $e_{ng} = \frac{h}{25}$  (do sai số thi công) nhưng luôn luôn  $\geq 2\text{cm}$

c) Tính hệ số uốn dọc:

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{th}}$$

- Lực nén tới hạn:  $N_{th} = \frac{6,4}{I_0^2} \left( \frac{S}{K_{dh}} E_b J_b + E_a J_a \right)$

Trong đó:

+ S là hệ số kể tới độ lệch tâm

+ Khi  $e_0 < 0,05h$  lấy  $S = 0,84$

+ Khi  $0,05h < e_0 < 5h$  lấy  $S = \frac{0,11}{0,1 + e_0/h}$

+ Khi  $e_0 > 5h$  lấy  $S = 0,122$

+  $K_{dh}$  là hệ số kể tới tính chất dài hạn của tải trọng:

$$K_{dh} = 1 + \frac{M_{dh} + N_{dh} \times h / 2}{M + N \times h / 2}$$

+ Nếu không tách riêng  $M_{dh}$ ,  $N_{dh}$  thì lấy  $K_{dh} = 2$

+ Nếu  $M_{dh}$  ngược dấu với  $M$  thì  $M_{dh}$  mang dấu âm. Nếu  $K_{dh} < 1$  lấy  $K_{dh} = 1$

+  $M_{dh}$ ,  $N_{dh}$  là mômen và lực dọc do tải trọng dài hạn gây ra.

+ Môđun đàn hồi của thép  $E_a = 2,1 \times 10^6 \text{ kG/cm}^2$

+ Mômen quán tính của thép:  $J_a = \mu_t b h_0 (0,5 \cdot h - a) / 2$

+ Giả thiết  $\mu_t = 0,8 - 1,2\%$  (hàm lượng thép tổng cộng)

d) Tính độ lệch tâm tính toán:

$$e = \eta e_0 + \frac{h}{2} - a$$

$$e' = \eta e_0 - \frac{h}{2} + a'$$

e) Xác định trường hợp lệch tâm:

$$x = \frac{N}{R_n \cdot b}$$

- Nếu  $x < \alpha_0 h_0$  thì lệch tâm lớn

- Nếu  $x \geq \alpha_0 h_0$  thì lệch tâm bé.

f) Tính cốt thép dọc:

- Trường hợp lệch tâm lớn ( $x < \alpha_0 h_0$ )

+ Nếu  $x > 2a'$

$$F_a = F'_a = \frac{N(e - h_0 + 0,5x)}{R'_a (h_0 - a')}$$

+ Nếu  $x \leq 2a'$

$$F_a = F'_a = \frac{Ne'}{R'_a (h_0 - a')}$$

+ Kiểm tra lại hàm lượng  $\mu_{\min} \leq \mu \leq \mu_{\max}$  ( $\mu_{\min} = 0,4\%$ ;  $\mu_{\max} = 3,5\%$ )

$$\mu\% = \frac{F_a + F'_a}{b \cdot h_a} 100\%$$

+ Và  $\mu \approx \mu_t$  ( là hàm lượng tổng cộng).

+ Nếu  $\mu$  khác nhiều với  $\mu_t$  giả thiết thì dùng  $\mu$  tính lại Nth và  $\eta$  ( $\Delta\mu$  chỉ nên lấy  $\leq 0,25\%$ )

- Trường hợp lệch tâm bé ( $x > \alpha_0 h_0$ )

+ nếu  $\eta e_0 \leq 0,2h_0$  thì

$$x' = h - \left( 1,8 - \frac{0,5h}{h_0} - 1,4\alpha_0 \right) \eta e_0$$

+

+ nếu  $\eta e_0 > 0,2h_0$  thì:

$$x' = 1,8(e_{0gh} - \eta e_0) + \alpha_0 h_0$$

+

$$e_{0gh} = 0,4(1,25h - \alpha_0 h_0)$$

+

$$F_a = F'_a = \frac{Ne - R_n b x' (h_0 - 0,5x')}{R_a (h_0 - a')}$$

+

+ Kiểm tra lại  $\mu$

+ Ứng với mỗi phương ta tính toán được thép cho cột ( đặt thép đối xứng).

Với giả thuyết ban đầu  $\mu_{gt} = 0.8(\%)$

$$+ \text{Vây: } \begin{cases} \mu_x = 0.8(\%) \rightarrow F_{ax} \\ \mu_y = 0.8(\%) \rightarrow F_{ay} \end{cases} . \text{ Cấu tạo thép cột.}$$

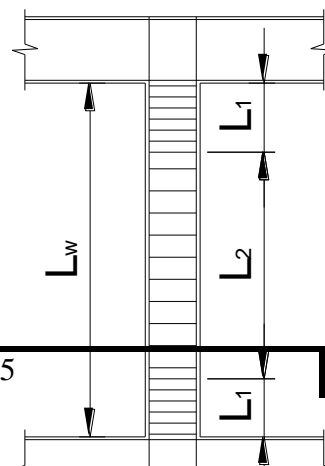
#### 4.4.3. Tính toán cốt đai cho cột:

- Cốt đai cột được đặt theo cấu tạo theo qui phạm TCXD 198 :1997 – Nhà cao tầng – Thiết kế cấu tạo bê tông cốt thép toàn khối .

- Chọn cốt đai trong cột :  $\phi \geq 6$

- Bố trí cốt đai cho cột thỏa :

$$+ U_{đai} \leq U_{tt}$$



$$+ U_{đai} \leq U_{max}$$

$$+ U_{đai} \leq U_{ctạo}$$

- Trong khoảng  $L_1$  :

$$+ L_1 = \max[h_c; 1/6L_w; 450\text{mm}] \text{ thì :}$$

$$+ U_{ctạo} \leq 6 \phi_{đọc}$$

$$+ U_{ctạo} \leq 100 \text{ mm}$$

- Trong các khoảng còn lại :

$$+ U_{ctạo} \leq b_{\text{cạnh ngắn của cột}}$$

$$+ U_{ctạo} \leq 12 \phi_{đọc}$$

- Trong các nút khung phải dùng đai kín cho cả dầm và cột.

***Ghi chú:***

+ Khi tính toán cột chịu nén lệch tâm cho từng phương riêng biệt ta thấy kết quả thép theo phương Y và X ta lấy giá trị Max một bên để bố trí cốt thép cho cả 2 phương.

+ Dùng Etabs xuất ra kết quả nội lực tại hai vị trí đầu cột và cuối cột trong phạm vi một tầng tương ứng với 27 tổ hợp cụ thể ta đã trình bày ở phần 1. Như vậy tại một tiết diện ta có kết quả nội lực M, N, Q tương ứng với 19 trường hợp tổ hợp nội lực, ta sẽ tính toán tất cả các cặp nội lực thay vì lấy một vài trường hợp được gọi là nguy hiểm. Sau đó trường hợp nào ra thép nhiều nhất thì ta sẽ dùng để bố trí cho cột..

**4.4.4. Tính toán cốt thép cho cột:**

- Để thuận tiện cho việc thi công và tính toán cốt thép, đảm bảo sự làm việc của kết cấu, ta chọn bố trí thép theo 2 phương độc lập, mỗi phương bố trí cùng số cây xuyên suốt và chỉ thay đổi tiết diện thép cùng với khi thay đổi tiết diện cột.

Bảng 5.14 : Bố Trí Cốt Thép Cột C4

<b>CỘT C4</b>
---------------



TẦNG	Tiết diện (X x Y) cm	Fax <sub>tt</sub> cm <sup>2</sup>	Fay <sub>tt</sub> cm <sup>2</sup>	BỐ TRÍ THÉP						CỘT ĐAI	
				Phương X	Fax <sub>c</sub> cm <sup>2</sup>	μ <sub>x</sub> %	Phương Y	Fay <sub>c</sub> cm <sup>2</sup>	μ <sub>y</sub> %	ĐẦU CỘT	GIỮA CỘT
<b>TRỆT</b>	30x45	10.85	11.49	4φ20	12.56	1.05	5φ20	15.71	1.16	8φ100	8φ200
<b>2</b>	30x45	9.4	10.51	4φ20	12.56	1.05	5φ20	15.71	1.16	8φ100	8φ200
<b>3</b>	30x45	3.75	9.76	4φ20	12.56	1.05	5φ20	15.71	1.16	8φ100	8φ200
<b>4</b>	25x40	6.86	12.05	4φ18	10.18	1.16	5φ18	12.73	1.27	8φ100	8φ200
<b>5</b>	25x40	3.1	11.84	4φ18	10.18	1.16	5φ18	12.73	1.27	8φ100	8φ200
<b>6</b>	25x40	3.6	11.54	4φ18	10.18	1.16	5φ18	12.73	1.27	8φ100	8φ200
<b>7</b>	25x30	3.27	10.46	4φ16	8.04	1.28	5φ16	10.05	1.34	8φ100	8φ200
<b>8</b>	25x30	2.6	8.13	4φ16	8.04	1.28	5φ16	10.05	1.34	8φ100	8φ200
<b>9</b>	25x30	1.3	5.21	4φ16	8.04	1.28	5φ16	10.05	1.34	8φ100	8φ200
<b>MÁI</b>	25x30	2.52	7.1	4φ16	8.04	1.28	5φ16	10.05	1.34	8φ100	8φ200

Bảng 5.15 : Nội lực nguy hiểm Cột C4

CỘT C4							
TẦNG	Mcắt m	TH tải	P Ton	V2 Ton.m	V3 Ton.m	M2 Ton	M3 Ton
<b>TRỆT</b>	0	COMB18	-246.0	-0.93	3.26	-5.54	1.57
<b>2</b>	0	COMB18	-217.12	-3.96	7.83	13.15	-6.58
<b>3</b>	0	COMB18	-190.38	-4.06	7.36	11.37	-6.21
<b>4</b>	0	COMB18	-164.08	-2.29	5.75	8.99	-3.73
<b>5</b>	0	COMB18	-142.24	-2.53	5.78	9.21	-3.83
<b>6</b>	0	COMB18	-117.14	-3.04	6.28	9.62	-4.78
<b>7</b>	0	COMB17	-89.9	-2.46	1.8	3.402	-4.847
<b>8</b>	0	COMB18	-68.77	-1.79	3.07	6.12	-3.57
<b>9</b>	0	COMB18	-45.42	-1.74	2.74	5.46	-3.49
<b>MÁI</b>	0	COMB18	-22.50	-1.91	2.8	5.32	-3.68

Bảng 5.16 : Bố Trí Cột Thép Cột C17

CỘT C17								
TẦNG	Tiết diện	Fax <sub>tt</sub>	Fay <sub>tt</sub>	BỐ TRÍ THÉP				CỘT ĐAI

	(X x Y) cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	Phương X	Fax <sub>c</sub> cm <sup>2</sup>	μ <sub>x</sub> %	Phương Y	Fay <sub>c</sub> cm <sup>2</sup>	μ <sub>y</sub> %	ĐẦU CỘT	GIỮA CỘT
<b>TRỆT</b>	30x45	4.72	9.74	4φ20	12.56	1.05	5φ20	15.71	1.16	8φ100	8φ200
<b>2</b>	30x45	4.67	7.64	4φ20	12.56	1.05	5φ20	15.71	1.16	8φ100	8φ200
<b>3</b>	30x45	4.56	5.64	4φ20	12.56	1.05	5φ20	15.71	1.16	8φ100	8φ200
<b>4</b>	25x40	3.6	4.63	4φ18	10.18	1.16	5φ18	12.73	1.27	8φ100	8φ200
<b>5</b>	25x40	3.6	4.52	4φ18	10.18	1.16	5φ18	12.73	1.27	8φ100	8φ200
<b>6</b>	25x40	3.6	3.95	4φ18	10.18	1.16	5φ18	12.73	1.27	8φ100	8φ200
<b>7</b>	25x30	2.68	5.75	4φ16	8.04	1.28	5φ16	10.05	1.34	8φ100	8φ200
<b>8</b>	25x30	2.84	4.18	4φ16	8.04	1.28	5φ16	10.05	1.34	8φ100	8φ200
<b>9</b>	25x30	2.84	3.74	4φ16	8.04	1.28	5φ16	10.05	1.34	8φ100	8φ200
<b>MÁI</b>	25x30	1.42	4.02	4φ16	8.04	1.28	5φ16	10.05	1.34	8φ100	8φ200

Bảng 5.17 : Nội lực nguy hiểm Cột C17

<b>CỘT C17</b>							
TẦNG	Mcắt m	TH tải	P Ton	V2 Ton.m	V3 Ton.m	M2 Ton	M3 Ton
<b>TRỆT</b>	0	COMB19	-124.7	-0.48	-1.87	-5.09	-1.12
<b>2</b>	0	COMB19	-109.32	-1.84	-2.48	-3.992	-3.047
<b>3</b>	0	COMB17	-86.86	-2.66	-1.13	-1.674	-4.137
<b>4</b>	0	COMB17	-75.64	-2.13	-1	-1.478	-3.328
<b>5</b>	0	COMB17	-64.67	-2.11	-1.16	-1.824	-3.367
<b>6</b>	0	COMB17	-53.56	-2.01	-1.44	-2.092	-3.162
<b>7</b>	0	COMB17	-42.59	-1.46	-0.64	-1.138	-2.876
<b>8</b>	0	COMB9	-30.36	-1.32	-0.79	-1.565	-2.625
<b>9</b>	0	COMB9	-19.65	-1.13	-0.82	-1.628	-2.246
<b>MÁI</b>	0	COMB17	-10.28	-1.03	-1.04	-1.927	-1.972

Bảng 5.18 : Bố Trí Cốt Thép Cột C25

<b>CỘT C25</b>
----------------

TẦNG	Tiết diện (X x Y) cm	Fax <sub>tt</sub> cm <sup>2</sup>	Fay <sub>tt</sub> cm <sup>2</sup>	BỐ TRÍ THÉP						CỘT ĐAI	
				Phương X	Fax <sub>c</sub> cm <sup>2</sup>	μ <sub>x</sub> %	Phương Y	Fay <sub>c</sub> cm <sup>2</sup>	μ <sub>y</sub> %	ĐẦU CỘT	GIỮA CỘT
<b>TRỆT</b>	40x60	8.96	17.02	4φ22	15.20	0.70	5φ22	19.00	0.79	8φ100	8φ200
<b>2</b>	40x60	8.96	15.32	4φ22	15.20	0.70	5φ22	19.00	0.79	8φ100	8φ200
<b>3</b>	40x60	8.96	11.64	4φ22	15.20	0.70	5φ22	19.00	0.79	8φ100	8φ200
<b>4</b>	30x50	5.52	15.67	4φ20	12.56	0.93	5φ20	15.71	1.05	8φ100	8φ200
<b>5</b>	30x50	5.52	13.45	4φ20	12.56	0.93	5φ20	15.71	1.05	8φ100	8φ200
<b>6</b>	30x50	5.52	10.22	4φ20	12.56	0.93	5φ20	15.71	1.05	8φ100	8φ200
<b>7</b>	25x40	3.6	10.33	4φ18	10.18	1.16	5φ18	12.72	1.27	8φ100	8φ200
<b>8</b>	25x40	3.6	9.95	4φ18	10.18	1.16	5φ18	12.72	1.27	8φ100	8φ200
<b>9</b>	25x40	1.8	3.04	4φ18	10.18	1.16	5φ18	12.72	1.27	8φ100	8φ200
<b>MÁI</b>	25x40	1.8	2.27	4φ18	10.18	1.16	5φ18	12.72	1.27	8φ100	8φ200

Bảng 5.19 : Nội lực nguy hiểm Cột C25

CỘT C25							
TẦNG	Mcắt m	TH tải	P Ton	V2 Ton.m	V3 Ton.m	M2 Ton	M3 Ton
<b>TRỆT</b>	0	COMB3	-339.2	-1.73	-1.14	-1.03	-2.313
<b>2</b>	0	COMB3	-304.8	-4.46	-2.82	-4.745	-7.643
<b>3</b>	0	COMB7	-230.1	-3.92	-8.11	-12.098	-5.696
<b>4</b>	0	COMB7	-200.9	-2.1	-6.33	-9.714	-3.18
<b>5</b>	0	COMB7	-173.7	-2.61	-6	-9.313	-4.108
<b>6</b>	0	COMB7	-145.3	-3.25	-5.79	-8.838	-4.952
<b>7</b>	0	COMB7	-116.5	-1.3	-3.71	-7.189	-2.461
<b>8</b>	0	COMB7	-87.44	-1.54	-3.18	-6.249	-3.083
<b>9</b>	0	COMB7	-58.49	-1.57	-2.37	-4.638	-3.139
<b>MÁI</b>	0	COMB7	-29.65	-1.84	-1.83	-3.327	-3.509

Bảng 5.20 : Bố Trí Cốt Thép Cột C30

CỘT C30
---------

TẦNG	Tiết diện (X x Y) cm	Fax <sub>tt</sub> cm <sup>2</sup>	Fay <sub>tt</sub> cm <sup>2</sup>	BỐ TRÍ THÉP						CỘT ĐAI	
				Phương X	Fax <sub>c</sub> cm <sup>2</sup>	μ <sub>x</sub> %	Phương Y	Fay <sub>c</sub> cm <sup>2</sup>	μ <sub>y</sub> %	ĐẦU CỘT	GIỮA CỘT
TRỆT	40x60	8.96	15.17	4φ22	15.20	0.70	5φ22	19.00	0.79	8φ100	8φ200
2	40x60	8.96	10.17	4φ22	15.20	0.70	5φ22	19.00	0.79	8φ100	8φ200
3	40x60	8.96	8.64	4φ22	15.20	0.70	5φ22	19.00	0.79	8φ100	8φ200
4	30x50	2.76	13.39	4φ20	12.56	0.93	5φ20	15.71	1.05	8φ100	8φ200
5	30x50	5.52	7.42	4φ20	12.56	0.93	5φ20	15.71	1.05	8φ100	8φ200
6	30x50	5.52	5.2	4φ20	12.56	0.93	5φ20	15.71	1.05	8φ100	8φ200
7	25x40	3.6	12.59	4φ18	10.18	1.16	5φ18	12.72	1.27	8φ100	8φ200
8	25x40	3.6	10.06	4φ18	10.18	1.16	5φ18	12.72	1.27	8φ100	8φ200
9	25x40	1.8	6.68	4φ18	10.18	1.16	5φ18	12.72	1.27	8φ100	8φ200
MÁI	25x40	1.8	3.6	4φ18	10.18	1.16	5φ18	12.72	1.27	8φ100	8φ200

Bảng 5.21 : Nội lực nguy hiểm Cột C30

CỘT C30							
TẦNG	Mcắt m	TH tải	P Ton	V2 Ton	V3 Ton	M2 Ton.m	M3 Ton.m
TRỆT	0	COMB7	-264.46	-4.15	-6.28	3.087	21.345
2	0	COMB3	-291.69	-7.27	-6.34	4.811	0.371
3	0	COMB3	-259.96	-7.28	-6.04	-8.278	-0.302
4	0	COMB7	-183.13	-4.96	-5.1	-3.914	-7.717
5	0	COMB7	-155.69	-5.24	-4.72	-5.088	-7.247
6	0	COMB3	-160.68	-5.39	-4.18	-6.797	0.027
7	0	COMB7	-103.19	-2.65	-2.98	-2.764	-5.855
8	0	COMB7	-77.3	-2.61	-2.34	-3.325	-4.533
9	0	COMB3	-64.06	-2.31	-1.69	-4.13	0.431
MÁI	0	COMB2	-32.16	-2.34	0.9	-3.948	0.2

Bảng 5.22 : Bố Trí Cốt Thép Cột C33

CỘT C33
---------

TẦNG	Tiết diện (X x Y) cm	Fax <sub>tt</sub> cm <sup>2</sup>	Fay <sub>tt</sub> cm <sup>2</sup>	BỐ TRÍ THÉP						CỘT ĐAI	
				Phương X	Fax <sub>c</sub> cm <sup>2</sup>	μ <sub>x</sub> %	Phương Y	Fay <sub>c</sub> cm <sup>2</sup>	μ <sub>y</sub> %	ĐẦU CỘT	GIỮA CỘT
TRỆT	40x60	8.96	11.12	4φ22	15.20	0.70	5φ22	19.00	0.79	8φ100	8φ200
2	40x60	8.96	10.21	4φ22	15.20	0.70	5φ22	19.00	0.79	8φ100	8φ200
3	40x60	8.96	8.64	4φ22	15.20	0.70	5φ22	19.00	0.79	8φ100	8φ200
4	30x50	5.52	10.75	4φ20	12.56	0.93	5φ20	15.71	1.05	8φ100	8φ200
5	30x50	5.52	6.4	4φ20	12.56	0.93	5φ20	15.71	1.05	8φ100	8φ200
6	30x50	5.52	5.2	4φ20	12.56	0.93	5φ20	15.71	1.05	8φ100	8φ200
7	25x40	3.6	5.84	4φ18	10.18	1.16	5φ18	12.72	1.27	8φ100	8φ200
8	25x40	1.8	4.69	4φ18	10.18	1.16	5φ18	12.72	1.27	8φ100	8φ200
9	25x40	1.8	3.52	4φ18	10.18	1.16	5φ18	12.72	1.27	8φ100	8φ200
MÁI	25x40	1.8	3.49	4φ18	10.18	1.16	5φ18	12.72	1.27	8φ100	8φ200

Bảng 5.23 : Nội lực nguy hiểm Cột C33

CỘT 33							
TẦNG	Mcắt m	TH tải	P Ton	V2 Ton	V3 Ton	M2 Ton.m	M3 Ton.m
TRỆT	0	COMB7	-208.34	-3.85	-5.77	3.555	19.626
2	0	COMB3	-237.17	-6.3	-4.6	-8.214	-4.444
3	0	COMB3	-209.91	-6.32	-5.38	-6.978	-3.67
4	0	COMB7	-144.52	-4.47	-4.89	-3.673	-7.303
5	0	COMB3	-156.13	-4.66	-4.7	-5.45	-3.73
6	0	COMB3	-130.08	-4.7	-4.41	-5.72	-4.057
7	0	COMB7	-82.11	-2.37	-3.24	-2.541	-6.279
8	0	COMB7	-61.54	-2.3	-2.81	-2.987	-5.427
9	0	COMB7	-41.13	-2.01	-2.27	-2.923	-4.346
MÁI	0	COMB7	-20.85	-1.98	-1.9	-3.138	-3.431

4.4.5. Kiểm tra tính toán cột bằng biểu đồ tương tác

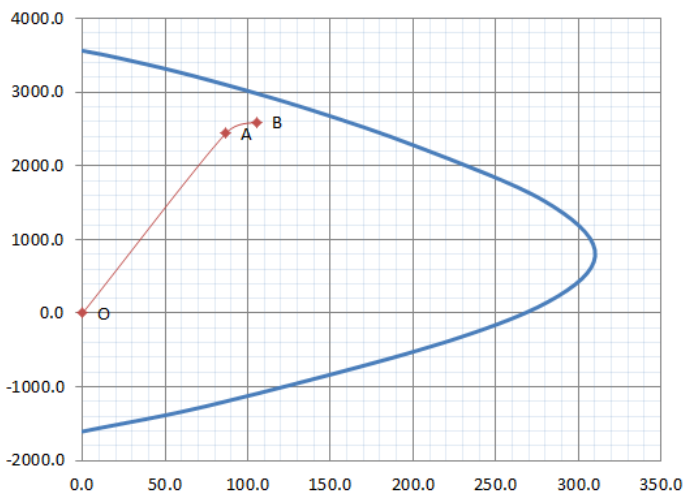
- Sau khi tính toán nội lực khung trục bằng phần mềm Etabs và bố trí thép, ta tiến hành kiểm tra việc tính toán bằng phương pháp lập Biểu đồ tương tác. Do cột được tính toán

theo phương pháp lệch tâm phẳng, bố trí thép theo 2 phương riêng biệt nên khi kiểm tra ta kiểm tra cả 2 phương để đảm bảo độ tin cậy của kết cấu.

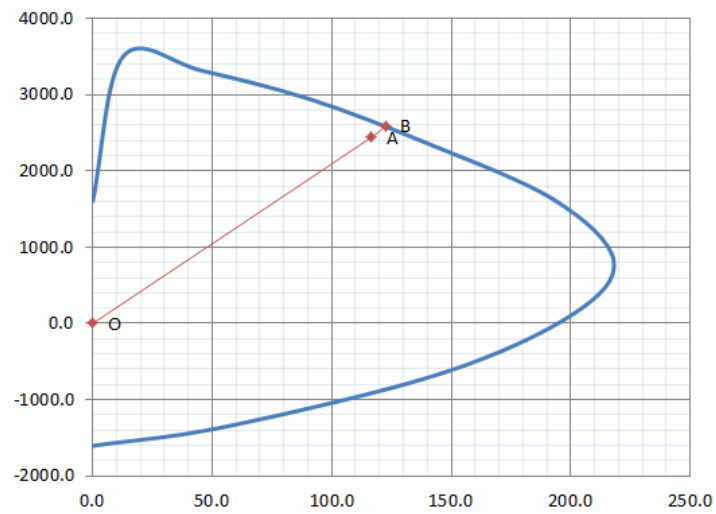
- Do tiết diện cột thay đổi nên chỉ cần kiểm tra cột các tầng 1, tầng 4, tầng 7 ( tầng thay đổi tiết diện).

a) Cột C4:

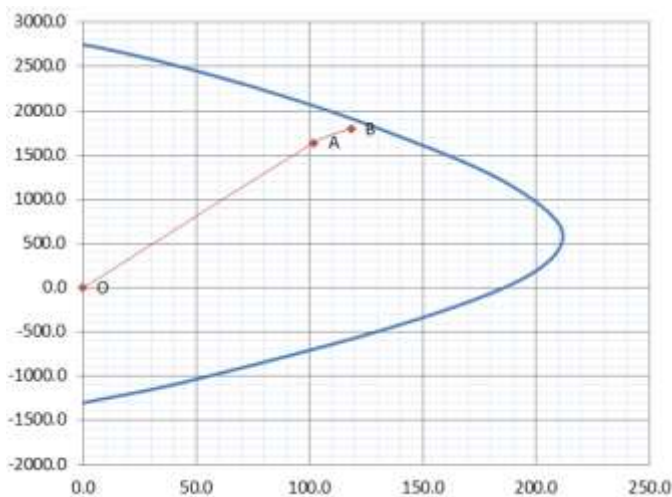
+ Tầng 1 – C4 (300x450):



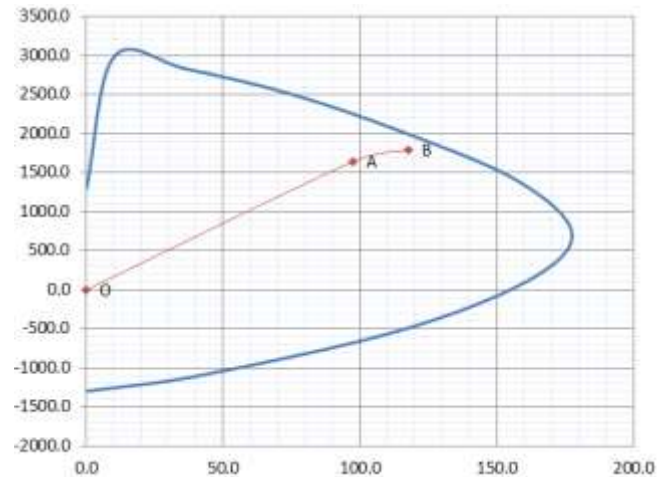
+ Tầng 1 – C4 (450x300):



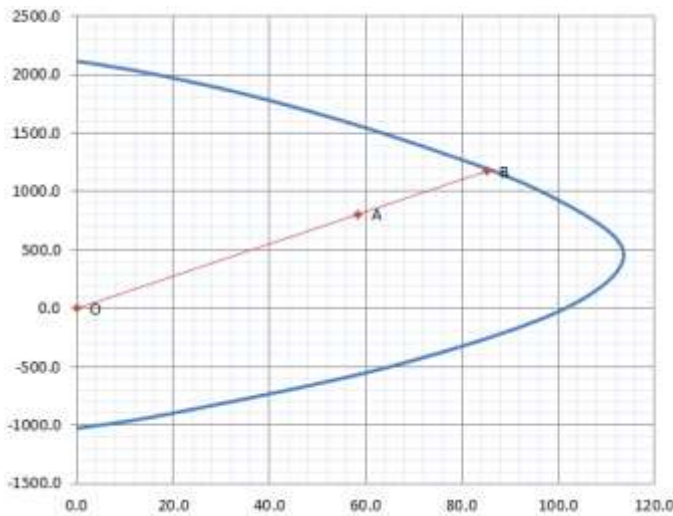
+ Tầng 4 – C4 (250x400):



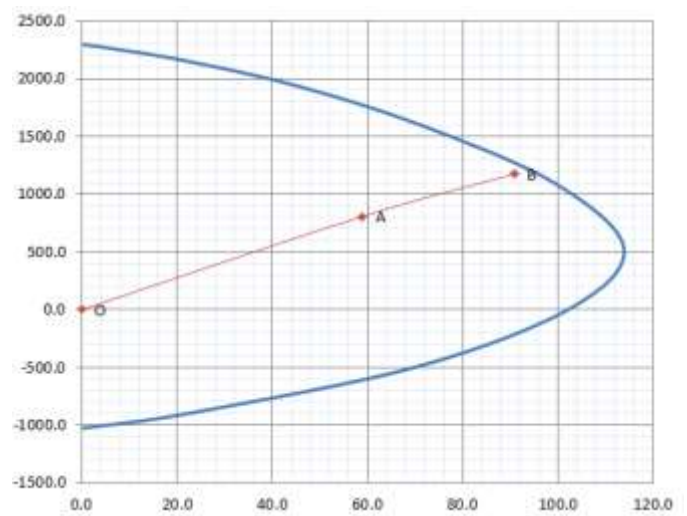
+ Tầng 4 – C4 (400x250):



+ Tầng 7 – C4 (250x300):



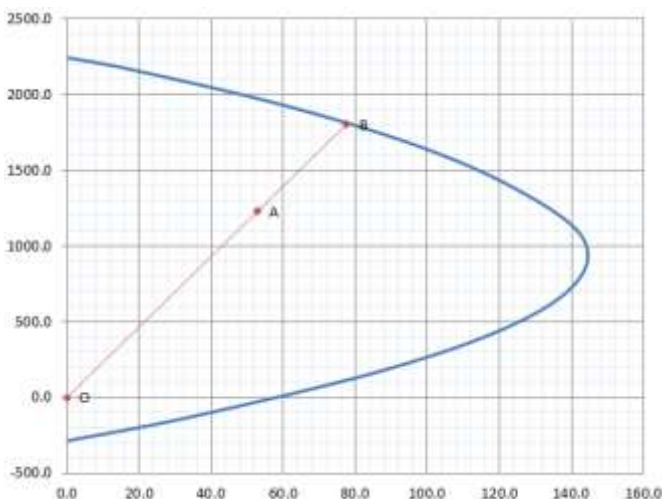
+ Tầng 7 – C4 (300x250):



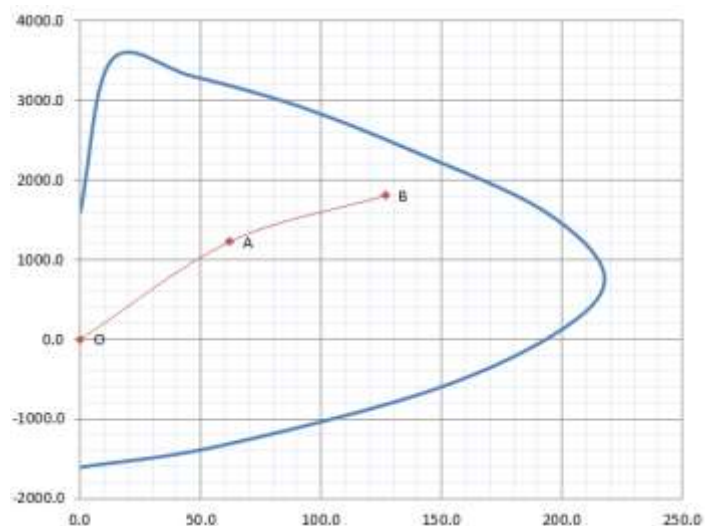
TẦNG	TH tải	P Ton	M2 Ton.m	M3 Ton.m	KIỂM TRA
TRỆT	COMB18	246.0	80.43	22.18	THỎA
2	COMB18	217.12	13.151	6.575	THỎA
3	COMB18	190.38	11.374	6.210	THỎA
4	COMB18	164.08	8.992	3.727	THỎA
5	COMB18	142.24	9.214	3.833	THỎA
6	COMB18	117.14	9.624	4.778	THỎA
7	COMB17	89.9	3.402	4.847	THỎA
8	COMB6	68.77	6.119	3.571	THỎA
9	COMB6	45.42	5.462	3.489	THỎA
MÁI	COMB3	22.5	5.322	3.681	THỎA

+ Cột C17:

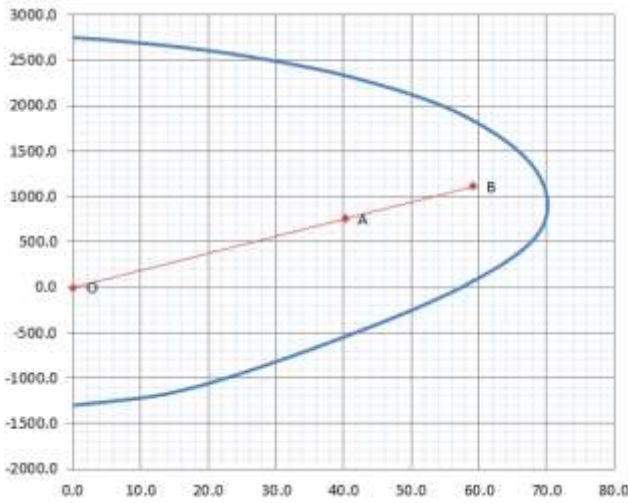
+ Tầng 1 – C17 (300x450):



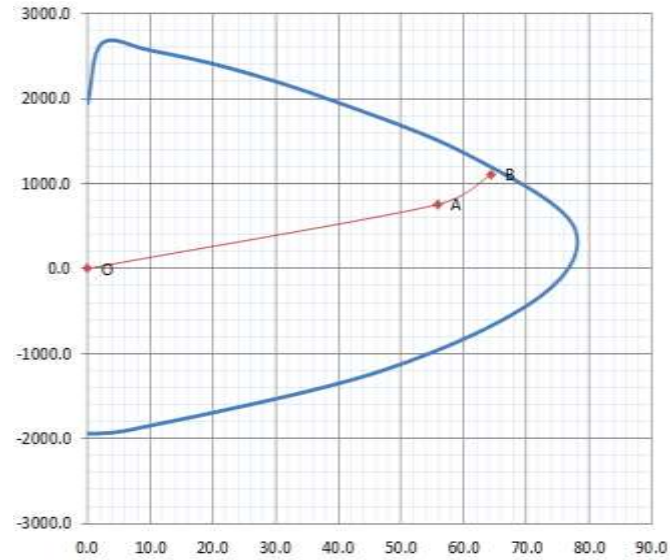
+ Tầng 1 – C17 (450x300):



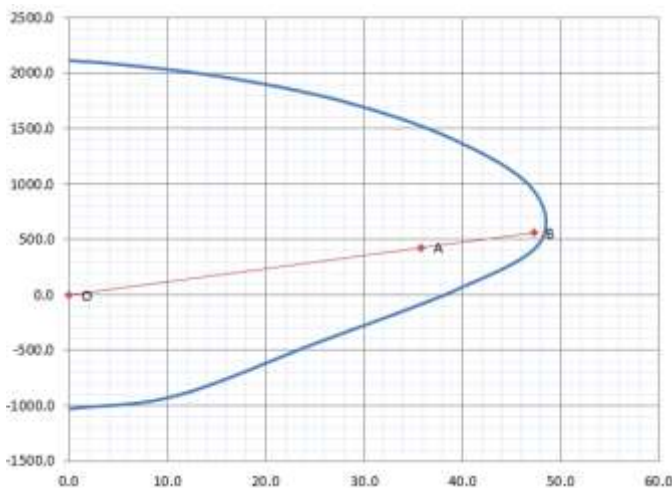
+ Tầng 4 – C17 (250x400):



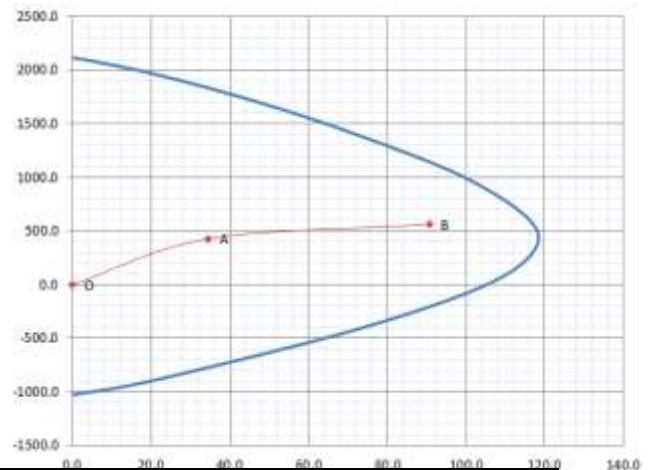
+ Tầng 4 – C17 (400x250):



+ Tầng 7 – C17 (250x300):



+ Tầng 7 – C17 (300x250):

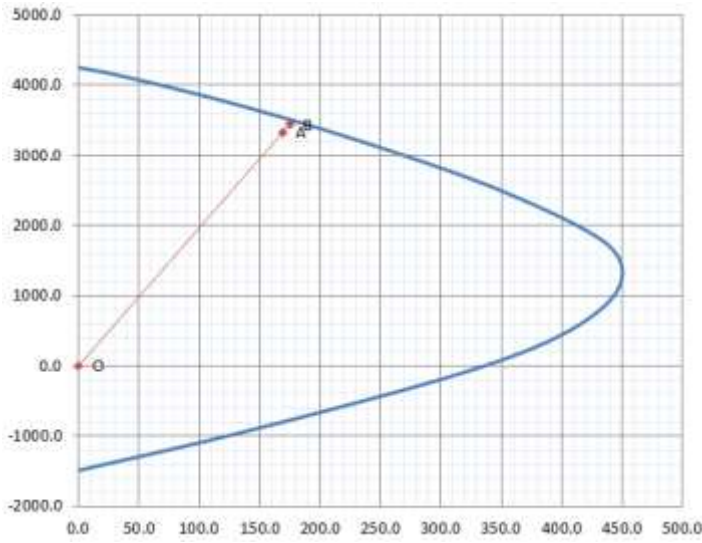


TẦNG	TH tải	P Ton	M2 Ton.m	M3 Ton.m	KIỂM TRA
TRỆT	COMB19	122.76	5.092	1.124	THỎA
2	COMB19	109.32	3.992	3.047	THỎA
3	COMB17	86.86	1.674	4.137	THỎA
4	COMB17	75.64	1.478	3.328	THỎA
5	COMB17	64.67	1.824	3.367	THỎA
6	COMB17	53.56	2.092	3.162	THỎA
7	COMB17	42.59	1.138	2.876	THỎA
8	COMB9	30.36	1.565	2.625	THỎA
9	COMB9	19.65	1.628	2.246	THỎA
MÁI	COMB17	10.28	1.927	1.972	THỎA

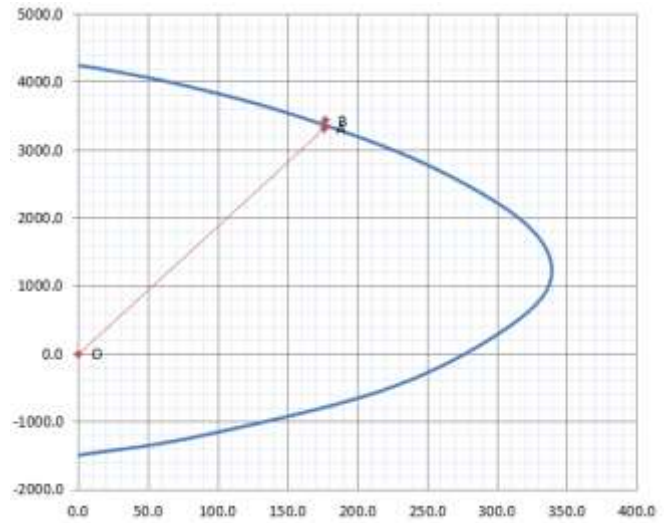


b) Cột C25:

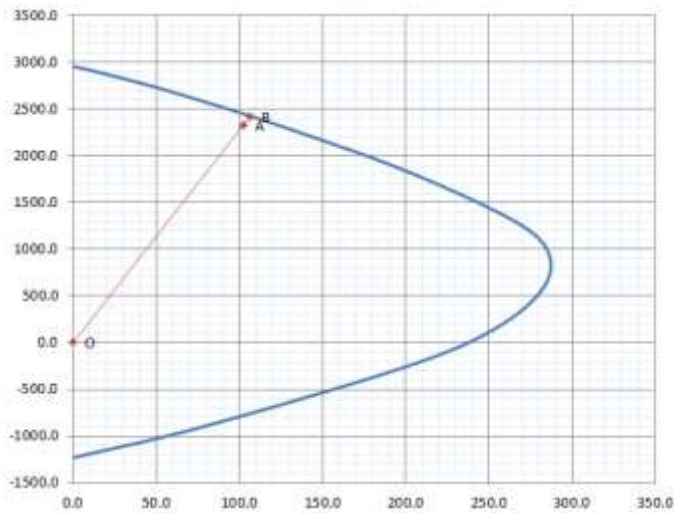
+ Tầng 1 – C25 (400x600):



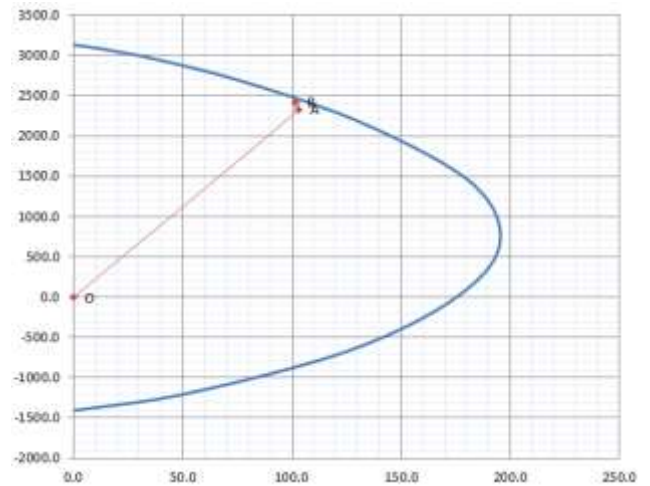
+ Tầng 1 – C25 (600x400):



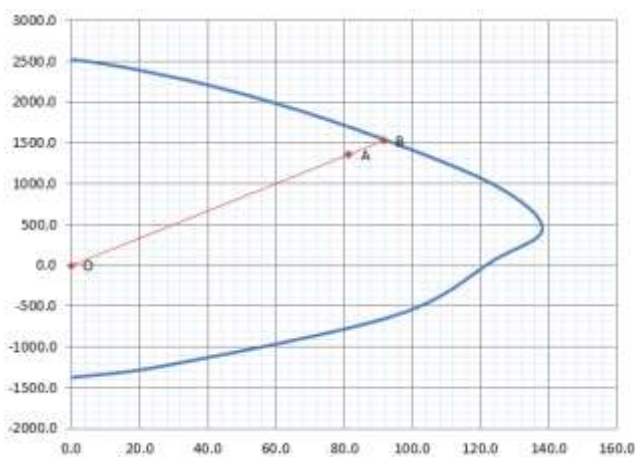
+ Tầng 4 – C25 (300x500):



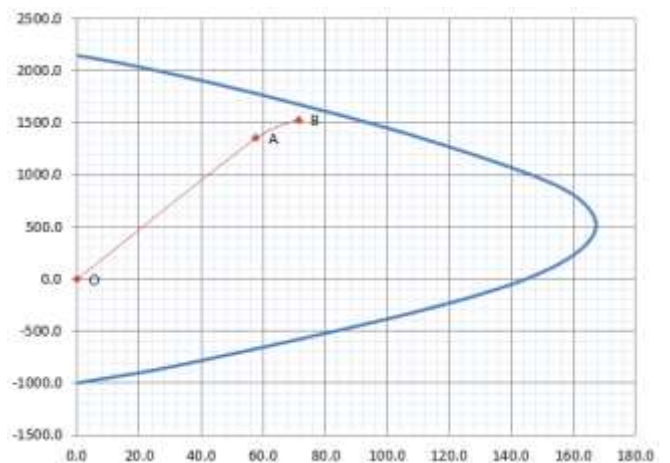
+ Tầng 4 – C25 (300x500):



+ Tầng 7 – C25 (250x400):



+ Tầng 7 – C25 (400x250):



TẦNG	TH tải	P Ton	M2 Ton.m	M3 Ton.m	KIỂM TRA
TRỆT	COMB3	288.59	17.79	1.299	THỎA
2	COMB3	258.9	13.82	6.129	THỎA
3	COMB7	230.1	12.09	5.696	THỎA
4	COMB7	200.98	9.714	3.18	THỎA
5	COMB7	173.71	9.313	4.108	THỎA
6	COMB7	145.33	8.838	4.952	THỎA
7	COMB7	116.52	7.189	2.461	THỎA
8	COMB7	87.44	6.249	3.083	THỎA
9	COMB7	58.49	4.638	3.139	THỎA
MÁI	COMB7	29.65	3.327	3.509	THỎA

+ Kiểm tra cột C-25 thỏa do đó cột C-30, C-33 có cùng tiết diện, nội lực nhỏ hơn cũng thỏa yêu cầu của bài toán.

#### 4.4.6. Kiểm tra chuyển vị đỉnh công trình

- Chuyển vị theo phương ngang tại đỉnh của kết cấu nhà cao tầng tính theo phương pháp đàn hồi phải thỏa theo điều 2.6.3 TCVN 198 :1999 phải thỏa mãn điều kiện:

- Với kết cấu khung BTCT:  $\frac{f}{H} \leq \frac{1}{500}$

+ Trong đó f và H là chuyển vị ngang tại đỉnh kết cấu và chiều cao của công trình.

- Theo kết quả phân tích mô hình của công trình trên phần mềm ETABS v9.7 cho được chuyển vị ngang lớn nhất tại tầng mái của công trình là  $f = UX_{\max} = 0.0412\text{m}$

Chiều cao công trình là  $H = 33.5\text{ m}$

$$\text{Ta có: } \frac{f}{H} = \frac{0.0412}{33.5} \approx \frac{1}{813.1} \leq \frac{1}{500} \rightarrow \text{Thỏa.}$$

#### 4.5. NEO VÀ NỐI CHÒNG CỐT THÉP

Neo cốt thép được quy định ở [mục 8.5 TCVN 5574-2012]

- Các thanh cốt thép dọc chịu kéo và cốt thép chịu nén cần kéo dài qua tiết diện vuông góc với trục dọc cấu kiện mà ở đó chúng được tính toán với toàn bộ độ cường độ tính toán, một khoảng không nhỏ hơn  $l_{an}$  được xác định theo công thức:

$$l_{an} = \left( \omega_{an} \frac{R_s}{R_b} + \Delta\lambda_{an} \right) d$$

nhưng không nhỏ hơn  $l_{an} = \lambda_{an} d$ .

Trong đó:  $\omega_{an}$ ,  $\Delta\lambda_{an}$ , và  $\lambda_{an}$  cũng như giá trị tối thiểu  $l_{an}$  được xác định theo [bảng 36 TCVN 5574 – 2005]

##### 4.5.2. Neo cốt thép

a) Neo cốt thép chịu kéo trong bê tông chịu kéo

-  $\omega_{an} = 0.7$ ;  $\Delta\lambda_{an} = 11$ ;  $\lambda_{an} = 20$

$$l_{an} = \left( \omega_{an} \frac{R_s}{R_b} + \Delta\lambda_{an} \right) d = \left( 0.7 \frac{280}{14.5} + 11 \right) \times 20 = 490\text{mm} > \lambda_{an} d = 20 \times 20 = 400\text{mm}$$

Chọn  $l_{an} = 500$  mm

b) Neo cốt thép chịu nén hoặc kéo trong vùng chịu nén của bê tông

-  $\omega_{an} = 0.5$ ;  $\Delta\lambda_{an} = 8$ ;  $\lambda_{an} = 12$

$$l_{an} = \left( \omega_{an} \frac{R_s}{R_b} + \Delta\lambda_{an} \right) d = \left( 0.5 \frac{280}{14.5} + 8 \right) \times 22 = 388\text{mm} > \lambda_{an} d = 12 \times 22 = 264\text{mm}$$

Chọn  $l_{an} = 350$  mm

##### 4.5.3. Nối chông cốt thép

a) Nối cốt thép trong bê tông chịu kéo

-  $\omega_{an} = 0.9$ ;  $\Delta\lambda_{an} = 11$ ;  $\lambda_{an} = 20$

$$l_{an} = \left( \omega_{an} \frac{R_s}{R_b} + \Delta\lambda_{an} \right) d = \left( 0.9 \frac{280}{14.5} + 11 \right) \times 20 = 568\text{mm} > \lambda_{an} d = 20 \times 20 = 400\text{mm}$$

Chọn  $l_{an} = 600$  mm

b) Nối cốt thép trong bê tông chịu nén

-  $\omega_{an} = 0.6$ ;  $\Delta\lambda_{an} = 8$ ;  $\lambda_{an} = 15$

$$l_{an} = \left( \omega_{an} \frac{R_s}{R_b} + \Delta\lambda_{an} \right) d = \left( 0.6 \frac{280}{14.5} + 8 \right) \times 20 = 392 \text{mm} > \lambda_{an} d = 15 \times 20 = 300 \text{mm}$$

Chọn  $l_{an} = 500 \text{ mm}$

## CHƯƠNG V: THIẾT KẾ MÓNG CỌC ÉP BÊ TÔNG CỐT THÉP

### 5.1. KHẢO SÁT ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH

#### 5.1.1. Công tác khảo sát

##### a) Công tác hiện trường

- Công tác khoan
  - + Khối lượng khoan: 3 hố khoan, mỗi hố sâu 40m.
  - + Kí hiệu các hố khoan như sau: BH-BS1, BH-BS2, BH-BS3.
- Công tác lấy mẫu
  - + *Đất dính*: Mẫu nguyên dạng được lấy bằng cách ép hoặc đóng ống mẫu thành mỏng,  $\phi = 75\text{mm}$  vào đáy hố khoan đã được làm sạch, sau đó mẫu được bọc kín parafin, dán nhãn đặt vào nơi mát mẻ.
  - + *Đất rời*: Mẫu đất rời được lấy trong ống mẫu SPT và được lưu trong bao plastic có dán nhãn.
- Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn( SPT)
  - + 1 máy khoan của Trung Quốc và các trang thiết bị.
  - + Máy bơm piston.
  - + Ống thép mở lỗ có đường kính trong 110mm.
  - + Ống lấy mẫu là một ống vách mỏng miệng vạt bên từ ngoài vào có đường kính trong 74mm, dài 600mm.
  - + Bộ phận xuyên tiêu chuẩn SPT. Bộ xuyên là một ống chẻ đôi chiều dài 550mm (22"), đường kính ngoài 51mm (2"), đường kính trong 35mm (1"3/8). Mũi xuyên là bộ phận rời được lắp vào ống bằng răng, mũi xuyên dài 76mm (3"), miệng ống vách bên từ ngoài vào trong có đường kính ống bằng đường kính ống chẻ đôi.
  - + Tạ nặng 63,5 kg. Tầm rơi tự do 76cm
  - + Hiệp đóng: 3 lần x 15cm (N là tổng số của 2 lần đóng về sau).

Bảng 6.1: Chỉ tiêu đất theo SPT

Đất dính			Đất hạt rời	
Số N	Sức chịu tải nén đơn KG/cm <sup>2</sup>	Trạng thái	Số N	Độ chặt
<2	<0.25	Chảy	<4	Rất bở rời
2 - 4	0.25 - 0.50	Đẻo chảy	4 - 10	Rời
5 - 8	0.50 - 1.00	Đẻo mềm	11 - 30	Chặt vừa
9 - 15	1.00 - 2.00	Đẻo cứng	31 - 50	Chặt
16 - 30	2.00 - 4.00	Nửa cứng	>50	Rất chặt
>30	>4.00	Cứng		

b) Thí nghiệm trong phòng

- Các thí nghiệm sau đây được tiến hành tại Phòng thí nghiệm Cơ Học Đất Vật Liệu Xây Dựng thuộc Liên Hiệp Địa Kỹ Thuật Nền Móng Công Trình:

- + Thành phần hạt.
- + Độ ẩm.
- + Dung trọng tự nhiên.
- + Tỷ trọng.
- + Giới hạn Atterberg.
- + Thí nghiệm nén một trục.
- + Thí nghiệm xác định góc nghỉ và hệ số rỗng (của cát).
- + Nén nhanh.
- + Cắt trực tiếp.

5.1.2. Cấu tạo địa tầng

- Địa chất công trình được khoan thăm dò và khảo sát như sau :

- + Lớp 1           Đất cát san lấp gồm Bê dày tại H = 0.7m  
                    Nằm từ mặt đất tự nhiên sâu từ -0.05 m đến -0.75 m.
- + Lớp 2           Sét xám trắng, đốm nâu, trạng thái dẻo mềm:

Nằm từ mặt đất tự nhiên sâu từ -0.75 m đến -4.75 m.

- + Lớp 3                    Sét pha, trạng thái dẻo mềm:  
Có độ sâu từ -4.75m đến -6.95 m.
- + Lớp 4                    Sét xám trắng, trạng thái dẻo cứng:  
Có độ sâu từ -6.95 m đến -9.55 m.
- + Lớp 5                    Cát trung có lẫn sạn, sỏi, trạng thái chặt vừa:  
Có độ sâu từ -9.55 m đến -30.00 m  
(chưa kết thúc trong phạm vi hố khoan)

Mức nước ngầm không xuất hiện trong lỗ khoan.

Bảng 6.2: Chi tiêu cơ lý các lớp đất

Lớp	Tên đất	Bề dày (m)	$\gamma_{tn}$ (T/m <sup>3</sup> )	$\gamma_h$ (T/m <sup>3</sup> )	W (%)	$\sigma_{30}$ (T/m <sup>3</sup> )	$N_{30}$	$\phi$ (°)	$q_c$ (T/m <sup>2</sup> )	$C_{II}$ (T/m <sup>2</sup> )	B	E (T/m <sup>2</sup> )
1	Cát san lấp	0.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	Sét dẻo mềm	4.0	2.00	1.61	23.98	2.73	7	12°10'	122.23	2.07	0.53	861
3	Sét pha	2.2	1.97	1.61	22.21	2.71	9	11°75'	129.60	1.76	0.52	623
4	Sét dẻo cứng	2.6	2.03	1.64	23.44	2.74	14	18°06'	238.00	3.37	0.40	780
5	Cát hạt trung lẫn sạn	>21	2.04	1.73	18.05	2.66	20	31°18'	1297.60	0.34	-	1561

## 5.2. LỰA CHỌN GIẢI PHÁP MÓNG

Xác định phương án móng:

- Từ kết quả địa chất ta thấy rằng: Cấu trúc địa tầng của khu vực thay đổi tương đối và không đồng đều. Hai lớp đất bên trên (lớp 2 và 3) là những lớp đất yếu và có chiều dày tương đối lớn. Chỉ có lớp đất thứ 4 tương đối dày nhưng lại là lớp đất sét trạng thái dẻo cứng nhưng chiều dày lớp này tương đối nhỏ nên không thuận tiện cho việc tiếp nhận tải

trọng công trình. Lớp đất thứ 6 là lớp đất cát trạng thái chặt vừa rất tốt và có môđun biến dạng lớn nên thuận tiện cho việc tiếp thu tải trọng công trình.

- Vì vậy giải pháp móng cho công trình là móng sâu truyền tải công trình xuống lớp đất 5.
- Đối với đồ án này em tính toán móng cho khung trục 5 gồm 1 móng dưới chân cột giữa và 1 móng dưới chân cột biên với phương án móng cọc ép:

b) Ưu điểm :

- Khả năng chịu lực tương đối lớn. có khả năng cắm sâu vào lớp đất tốt.
- Thi công dễ dàng không đòi hỏi kỹ thuật cao.
- Không gây chấn động làm phá hoại vùng đất xung quanh cọc và không ảnh hưởng đến công trình xung quanh.
- Các đoạn cọc được chế tạo tại chỗ hay mua từ các đơn vị sản xuất nên dễ dàng kiểm tra được chất lượng cọc.

c) Nhược điểm :

- Đối với những công trình chịu tải lớn thì số lượng cọc tăng lên hoặc phải tăng kích thước dẫn đến chi phí thi công đài cọc tăng lên hoặc tiết diện cọc quá lớn không thể ép xuống được.
- Quá trình ép cọc thường xảy ra sự cố gặp các lớp đất cứng, đá cuội hay đụng phải các tảng đá mờ côi mà trong khi khoan địa chất không phát hiện được. Các sự cố thường gặp khi ép cọc như : cọc bị chồi khi chưa đến độ sâu thiết kế, cọc bị gãy trong quá trình ép . .
- Quá trình thi công kéo dài do thời gian dịch chuyển bộ ép tốn nhiều thời gian.
- Không kiểm soát được sự làm việc các mối nối

### 5.3. GIẢI THIẾT TÍNH TOÁN

- Tải trọng ngang hoàn toàn do các lớp đất từ đáy đài trở lên tiếp nhận.
- Sức chịu tải của cọc trong móng được xác định như đối với cọc đơn đứng riêng rẽ, không kể đến ảnh hưởng của nhóm cọc.
- Tải trọng của công trình qua đài cọc chỉ truyền lên các cọc chứ không trực tiếp truyền lên phần đất nằm giữa các cọc tại mặt tiếp giáp với đài cọc.



- Khi kiểm tra cường độ của nền đất và khi xác định độ lún của móng cọc thì người ta coi móng cọc như một móng khối qui ước bao gồm cọc, đài cọc, và phần đất giữa các cọc.
- Vì việc tính toán móng khối qui ước giống như tính toán móng nông trên nền thiên nhiên (bỏ qua ma sát ở mặt bên móng) cho nên trị số moment của tải trọng ngoài tại đáy móng khối qui ước được lấy giảm đi một cách gần đúng bằng trị số moment của tải trọng ngoài so với cao trình đáy đài.
- Đài cọc xem như tuyệt đối cứng, cọc và đài cọc xem như liên kết cứng với nhau.

#### 5.4. XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG

- Móng công trình được tính dựa theo giá trị nội lực nguy hiểm nhất truyền xuống chân cột, vách. Các tổ hợp nội lực nguy hiểm cho móng : Gồm có 5 tổ hợp

$$\begin{cases} N_{\max}'' \\ M_{xtu}'' \\ M_{yту}'' \\ H_{xtu}'' \\ H_{yту}'' \end{cases} \quad (1) \quad \begin{cases} M_{x\max}'' \\ N_{tu}'' \\ M_{yту}'' \\ H_{xtu}'' \\ H_{yту}'' \end{cases} \quad (2) \quad \begin{cases} M_{y\max}'' \\ N_{tu}'' \\ M_{yту}'' \\ H_{xtu}'' \\ H_{yту}'' \end{cases} \quad (3) \quad \begin{cases} H_{x\max}'' \\ N_{tu}'' \\ M_{xtu}'' \\ M_{yту}'' \\ H_{yту}'' \end{cases} \quad (4) \quad \begin{cases} H_{y\max}'' \\ N_{tu}'' \\ M_{xtu}'' \\ M_{yту}'' \\ H_{xtu}'' \end{cases} \quad (5)$$

- Để tiết kiệm thời gian, cũng như đảm bảo an toàn, ta chọn tổ hợp có Lực nén lớn nhất  $N_{\max}$  (1) để tính toán, các tổ hợp còn lại dùng để kiểm tra góc xoay và chuyển vị ngang của Móng.

- + Tải trọng tính toán được sử dụng để tính toán nền móng theo trạng thái giới hạn thứ nhất.
- + Tải trọng tiêu chuẩn được sử dụng để tính toán nền móng theo trạng thái giới hạn thứ hai.

- Tải trọng lên móng đã tính được từ Etabs là tải trọng tính toán, muốn có tổ hợp các tải trọng tiêu chuẩn lên móng đúng ra phải làm bảng tổ hợp nội lực chân cột khác bằng cách nhập tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên công trình. Tuy nhiên, để đơn giản quy phạm cho phép dùng hệ số vượt tải trung bình  $n = 1,15$ . Như vậy, tải trọng tiêu chuẩn nhận được bằng cách lấy tổ hợp các tải trọng tính toán chia cho hệ số vượt tải trung bình.

5.4.1. Móng M1 dưới chân cột C25 tại vị trí D-5:

- Nội lực tại vị trí chân cột dùng để tính toán

Bảng 6.3: Các cặp nội lực nguy hiểm tại chân cột C25 (cột vị trí trục D-5)

Phần tử	Tổ hợp tải	M.cắt	P (t)	V2 (t)	V3 (t)	M2=M <sub>x</sub> (t.m)	M3=M <sub>y</sub> (t.m)
TANG1	COMB3	0	-339.4	-0.97	-0.66	-1.03	-2.31
TANG1	COMB7	3.4	-286.19	-0.56	-6.88	23.391	1.918
TANG1	COMB5	3.4	-288.41	-4.18	-0.46	1.562	14.206

Nhận xét: Với 3 tổ hợp được chọn từ kết quả nội lực ở trên ta chọn tổ hợp COMB3 có lực dọc N<sub>max</sub> và M<sub>tuongung</sub><sup>x</sup>, M<sub>tuongung</sub><sup>y</sup> để tính móng sau đó ta sẽ kiểm tra lại với cặp nội lực ứng tổ hợp COMB7 và COMB5 có |M<sub>x</sub>|<sub>max</sub>, M<sub>tuongung</sub><sup>y</sup>, N<sub>tuongung</sub> và |M<sub>y</sub>|<sub>max</sub>, M<sub>tuongung</sub><sup>x</sup>, N<sub>tuongung</sub>

- Tải trọng sàn tầng hầm (sàn dày 250 mm)

$$G = \delta_s \times \gamma \times n \times S_s + P_{tc} \times n \times S_s$$

$$G = 0.25 \times 2.5 \times 1.1 \times \frac{10.5 \times 14.5}{4} + 0.5 \times 1.2 \times \frac{10.5 \times 14.5}{4} = 49(T)$$

- Lực dọc tác dụng vào móng:

$$N = P + G$$

$$N = 339.4 + 49 = 388.4(T)$$

- Tải trọng của khung truyền xuống móng này (tải trọng tác dụng vào khung là tải tính toán nên để khi tính toán móng cọc ở trạng thái giới hạn II ta chia cho hệ số vượt tải n=1.15)

Bảng 6.4: Tải trọng truyền xuống móng M1

Nội lực	N(T)	M <sub>x</sub> (T.m)	M <sub>y</sub> (T.m)	V <sub>x</sub> (T)	V <sub>y</sub> (T)
Trị tính toán	388.4	1.03	2.31	0.97	0.66
Trị tiêu chuẩn	337.7	0.89	2.00	0.84	0.57

5.4.2. ống M2 dưới chân cột C17 tại vị trí A-5:

- Nội lực tại vị trí chân cột dùng để tính toán

Bảng 6.5: Các cặp nội lực nguy hiểm tại chân cột C17 (cột vị trí trục A-5)

Phần tử	Tổ hợp tải	M.cắt	P (t)	V2 (t)	V3 (t)	M2=M <sub>x</sub> (t.m)	M3=M <sub>y</sub> (t.m)
TANG1	COMB19	0	-124.7	-0.48	-1.87	-5.09	-1.12
TANG1	COMB7	3.4	-107.72	-0.46	-2	6.793	1.572
TANG1	COMB5	3.4	-90.91	-1.4	-0.17	0.564	4.751

Nhận xét: Với 3 tổ hợp được chọn từ kết quả nội lực ở trên ta chọn tổ hợp COMB19 có lực dọc N<sub>max</sub> và M<sup>x</sup><sub>tuongung</sub>, M<sup>y</sup><sub>tuongung</sub> để tính móng sau đó ta sẽ kiểm tra lại với cặp nội lực ứng tổ hợp COMB7 và COMB5 có |M<sub>x</sub>|<sub>max</sub>, M<sup>y</sup><sub>tuongung</sub>, N<sub>tuongung</sub> và |M<sub>y</sub>|<sub>max</sub>, M<sup>x</sup><sub>tuongung</sub>, N<sub>tuongung</sub>.

- Tải trọng sàn tầng hầm (sàn dày 250 mm).

$$G = \delta_s \times \gamma \times n \times S_s + P_{tc} \times n \times S_s$$

$$G = 0.25 \times 2.5 \times 1.1 \times \frac{10.5 \times 2}{2} + 0.5 \times 1.2 \times \frac{10.5 \times 2}{2} = 13.5(T)$$

- Lực dọc tác dụng vào móng:

$$N = P + G$$

$$N = 124.7 + 13.5 = 138.2(T)$$

- Tải trọng của khung truyền xuống móng này (tải trọng tác dụng vào khung là tải tính toán nên để khi tính toán móng cọc ở trạng thái giới hạn II ta chia cho hệ số vượt tải n=1.15)

Bảng 6.6: Tải trọng truyền xuống móng M2

Nội lực	N (T)	M <sub>x</sub> (T.m)	M <sub>y</sub> (T.m)	V <sub>x</sub> (T)	V <sub>y</sub> (T)
Trị tính toán	138.2	5.09	1.12	0.48	1.87
Trị tiêu chuẩn	120.2	4.4	0.97	0.42	1.62

5.4.3. Móng M3 dưới chân cột C4 tại vị trí E-5:

- Nội lực tại vị trí chân cột dùng để tính toán

Bảng 6.5: Các cặp nội lực nguy hiểm tại chân cột C4 (cột vị trí trục E-5)

Phần tử	Tổ hợp tải	M.cắt	P (t)	V2 (t)	V3 (t)	M2=M <sub>x</sub> (t.m)	M3=M <sub>y</sub> (t.m)
TANG1	COMB18	0	-246	-0.93	3.26	-5.54	1.57
TANG1	COMB6	3.4	-217.66	-0.89	3.31	-11.27	3.038
TANG1	COMB5	3.4	-199.44	-2	0.87	-2.961	6.793

Nhận xét: Với 3 tổ hợp được chọn từ kết quả nội lực ở trên ta chọn tổ hợp COMB18 có lực dọc N<sub>max</sub> và M<sup>x</sup><sub>tuongung</sub>, M<sup>y</sup><sub>tuongung</sub> để tính móng sau đó ta sẽ kiểm tra lại với cặp nội lực ứng tổ hợp COMB6 và COMB5 có |M<sub>x</sub>|<sub>max</sub>, M<sup>y</sup><sub>tuongung</sub>, N<sub>tương ứng</sub> và |M<sub>y</sub>|<sub>max</sub>, M<sup>x</sup><sub>tuongung</sub>, N<sub>tương ứng</sub>.

- Tải trọng sàn tầng hầm (sàn dày 250 mm)

$$G = \delta_s \times \gamma \times n \times S_s + P_{tc} \times n \times S_s$$

$$G = 0.25 \times 2.5 \times 1.1 \times \frac{10.5 \times 7.3}{4} + 0.5 \times 1.2 \times \frac{10.5 \times 7.3}{4} = 24.7(T)$$

- Lực dọc tác dụng vào móng:

$$N = P + G$$

$$N = 246 + 24.7 = 270.7(T)$$

- Tải trọng của khung truyền xuống móng này (tải trọng tác dụng vào khung là tải tính toán nên để khi tính toán móng cọc ở trạng thái giới hạn II ta chia cho hệ số vượt tải n=1.15)

Bảng 6.6: Tải trọng truyền xuống móng M2

Nội lực	N (T)	M <sub>x</sub> (T.m)	M <sub>y</sub> (T.m)	V <sub>x</sub> (T)	V <sub>y</sub> (T)
Trị tính toán	270.7	5.54	1.57	0.93	3.26
Trị tiêu chuẩn	235.4	4.8	1.4	0.8	2.8

### 5.5. CHỌN LOẠI CỌC VÀ CHIỀU SÂU ĐẶT MŨI CỌC:

- Việc thiết kế, thi công và nghiệm thu móng cọc ép BTCT theo hệ thống các tiêu chuẩn, quy phạm sau:

- + TCXD 205:1998 Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế
- + TCXD 286:2003 Đóng và ép cọc - Tiêu chuẩn thi công và nghiệm thu.
- + TCXD 4202:2002 Cọc - Phương pháp thí nghiệm bằng tải trọng tĩnh ép dọc trục.
- + TCXD 2737-1995 Tải trọng và tác động - Tiêu chuẩn thiết kế

- Với phương án móng đã chọn như trên ta đặt mũi cọc tại lớp đất 5.

- Chọn cọc dài 23.4 m: (gồm 3 đoạn : mỗi đoạn dài 8m )

- + Cọc đặc có tiết diện vuông 300x300 mm
- + Bê tông B20 ( $R_b = 11.5 \text{ KG/cm}^2$ ), ( $R_{bt} = 0.9 \text{ KG/cm}^2$ )
- + Thép chủ 8 $\phi$ 16 (nhóm AIII,  $R_a = 3650 \text{ KG/cm}^2$ )\_  $F_a = 16.08 \text{ cm}^2$
- + Thép đai  $\phi$ 6a150 (nhóm AI,  $R_{ad} = 2100 \text{ KG/cm}^2$ )
- + Lưới thép đầu cọc dùng  $\phi$ 6a50

- Sơ bộ chọn đài cọc cao 1.5 m. Bê tông đài B25.

- + Độ sâu đặt đáy đài kể từ mặt đất tự nhiên: -5 m
- + Đoạn bê tông đầu cọc là 600mm (đập vỡ đầu cọc 500mm và cọc ngàm sâu vào đài 100mm)

a) Kiểm tra độ sâu đặt đáy đài và chiều cao đài cọc:

- + Chiều cao đài

Chọn sơ bộ chiều cao đài cọc là  $h_d = 1.5(\text{m})$

- + Chiều sâu đáy đài

Công trình gồm 10 tầng và 1 tầng hầm, cốt  $\pm 0.00\text{m}$  được chọn đặt tại mặt sàn tầng 1. Chiều cao công trình là 33.5 m tính từ cốt  $\pm 0.00\text{m}$ . Sàn tầng 1 đặt ở cốt  $+0.00\text{m}$  so với cốt tự nhiên. Theo bản vẽ Kiến trúc thì MĐTN chọn là cốt  $\pm 1.00\text{m}$ . Khi tính toán móng ta lấy cốt  $\pm 1.00\text{m}$  trùng với mặt đất tự nhiên.

Kiểm tra điều kiện chiều sâu chôn đài cân bằng với tải ngang H và áp lực bị động:

$$D_f \geq h_{\min} = 0.7 \times \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \times \sqrt{\frac{2 \cdot H_{\max}}{\gamma \cdot B_d}}$$

Trong đó:

- +  $H$ - tải trọng ngang tính toán tại mặt cắt chân cột;
- +  $\gamma$ - dung trọng của lớp đất trên đáy đài;
- +  $\varphi$ - Góc ma sát trong của lớp đất trên đáy đài;
- +  $B_d$ - bề rộng theo phương vuông góc với tải ngang  $H$ .

Ta có :

$$H_{\max} = 1.17 \text{ kN}$$

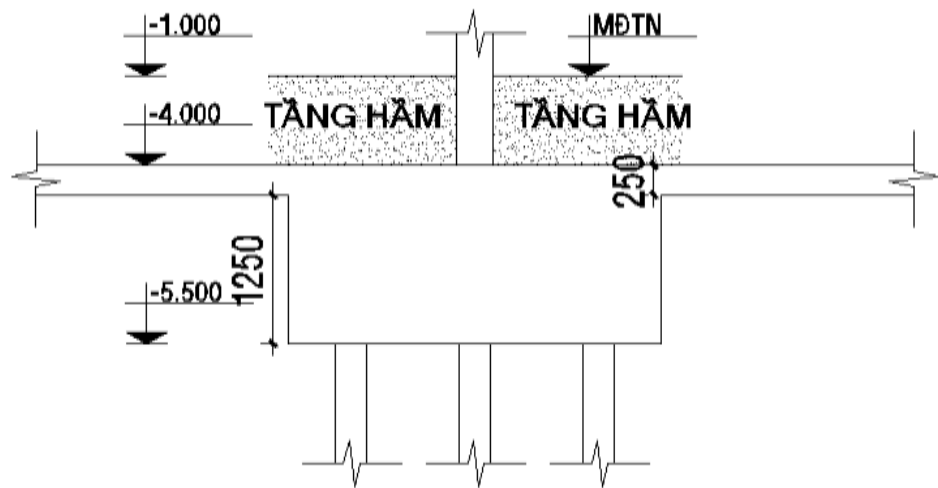
$$\gamma = 19.7 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 11^\circ 45' = 11.75^\circ$$

$$\text{Giả sử } B_d = 2 \text{ m}$$

$$\rightarrow h_{\min} = 0.7 \times \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{11.75^\circ}{2}\right) \times \sqrt{\frac{2 \times 11.7}{19.7 \times 2}} = 0.44 \text{ m}$$

Thiết kế mặt đài theo hình vẽ bên dưới. Lấy cốt -4.000 m so với mặt đất tự nhiên. Chiều sâu đặt đáy đài tính từ đất tự nhiên là -4.000 m. Vậy  $D_f = 4.0 \text{ m} > h_{\min} = 0.404 \text{ m}$   
 → thỏa.



Hình 6.1: Vị trí đặt đài cọc

## 5.6. XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC :

### 5.6.1. Theo độ bền của vật liệu làm cọc:

- Sức chịu tải tính toán theo vật liệu của cọc được tính theo công thức sau:

$$P_{vl} = \varphi \times (R_n \times F_b + R_a \times F_a)$$

Trong đó:

- +  $\varphi$ : Hệ số xét đến ảnh hưởng của uốn dọc phụ thuộc vào độ mảnh của cọc

$$\varphi = 1.028 - 0.0000288\lambda^2 - 0.0016\lambda$$

$$\lambda = l_0 / d \text{ (với } l_0 = \nu x l \text{)}$$

Vì cọc nằm trong đài và mũi cọc tựa trên nền đất cứng nên  $\nu = 0.7$

$$l_0 = 0.7 \times 8 = 5.6(\text{m}) \Rightarrow \lambda = 7 / 0.3 = 23.33$$

$$\Rightarrow \varphi = 1.028 - 0.0000288 \times 28^2 - 0.0016 \times 28 = 0.97$$

- +  $R_n$ : Cường độ chịu nén của bê tông M250:  $R_n = 115 \text{ daN/cm}^2$ .

- +  $F_b$ : Diện tích mặt cắt ngang của cọc.

- +  $R_a$ : Cường độ tính toán của thép AIII.  $R_a = 3650 \text{ daN/cm}^2$ .

- +  $F_a$ : Diện tích tiết diện ngang cốt dọc.  $F_a = 16.08 \text{ cm}^2$ .

$$\Rightarrow P_{vl} = 0.97 \times (115 \times 30 \times 30 + 3650 \times 16.08) = 157326(\text{daN}) = 157.326(\text{T})$$

### 5.6.2. Theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền( TCXD 205-1998):

- Công thức xác định sức chịu tải tiêu chuẩn của cọc theo đất nền như sau:

$$Q_u = Q_{tc} = m \left( U \sum m_f \times f_{si} \times l_i + m_R \times A_p \times q_p \right)$$

Trong đó:

- +  $m$ : Hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất.  $m = 1$ .

- +  $m_R$ : hệ số xét đến lớp đất bên dưới mũi cọc với lớp đất cát hạt trung thì  $m_R = 1.2$

- +  $m_f$ : Hệ số xét đến ma sát giữa cọc và đất.  $m_{fi} = 1$  (cọc ép)

- +  $A_p$ : diện tích ngang của cọc.  $A_p = 0.3 \times 0.3 = 0.09(\text{m}^2)$

- +  $U$ : Chu vi thân cọc;  $U = 0.3 \times 4 = 1.2 \text{ (m)}$

+  $l_i$  : Chiều dày lớp đất thứ  $i$  tiếp xúc với cọc.

+  $f_{si}$ : Cường độ tiêu chuẩn của ma sát thành lớp đất thứ  $i$  với bề mặt xung quanh cọc, được tính toán bằng cách tra Bảng A.2, TCXD 205:1998. Chia đất nền thành các lớp đất đồng nhất như hình vẽ (Chiều dày mỗi lớp lấy  $\leq 2m$ ). Ở đây  $Z_i$  và  $H$  lấy từ cốt thiên nhiên:

+  $q_p$  : cường độ đất nền mũi cọc xác định bằng cách tra bảng A.1 TCXD 205:1998. Tại độ sâu  $Z = 20.1$  (m) đất cát hạt trung lẫn sỏi thì cường độ tính toán của đất nền dưới mũi cọc là:  $q_p = 480$  (T/m<sup>2</sup>).

Bảng 6.7: Cường độ ma sát các lớp đất với bề mặt xung quanh cọc

Lớp đất	Lớp đất	$l_i(m)$	$Z_i(m)$	$I_L$	$f_{si}(T/m^2)$	$l_{si}.f_i(T/m)$
3	Sét pha	0.35	4.85	0.52	2.267	0.800
4	Sét xám trắng	1.3	5.85	0.40	3.070	3.991
		1.3	7.15	0.40	3.215	4.1795
5	Cát hạt trung lẫn sỏi	2.0	8.8	-	6.320	12.64
		2.0	10.8	-	6.612	13.224
		2.0	12.8	-	6.892	13.784
		2.0	13.8	-	7.032	14.064
		2.0	15.8	-	7.312	14.624
		2.0	17.8	-	7.592	15.184
		2.0	19.8	-	7.872	15.744
		2.0	21.8	-	8.152	16.304
		2.0	23.8	-	8.432	16.864
				$Sf_{si}l_i(T/m)$	=	141.403

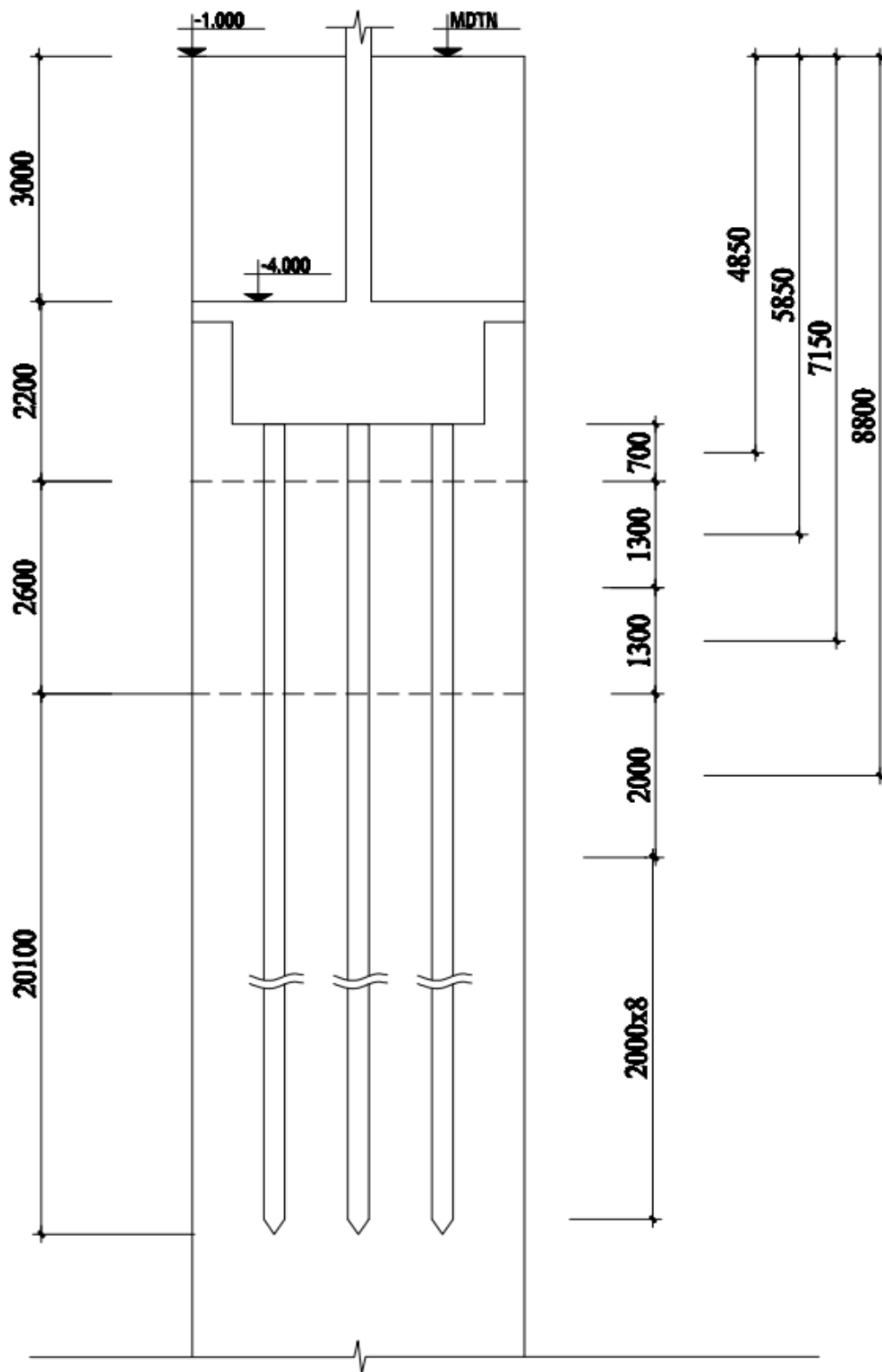
$$Q_u = Q_{tc} = m \left( U \sum m_f \times f_{si} \times l_i + m_R \times A_P \times q_p \right)$$

$$Q_u = Q_{tc} = 1 \times (1.0 \times 1.0 \times 141.403 + 1.2 \times 0.09 \times 480) = 193.24(T)$$

- chịu tải cho phép của cọc :

$$Q_a = \frac{Q_{tc}}{K_{tc}} = \frac{193.24}{1.75} = 110.4(T)$$





Hình 6.2: Mặt cắt phân chia độ sâu các lớp đất xung quanh cọc

Theo chỉ tiêu cường độ đất nền: (TCXD 205-1998)

- Sức chịu tải cực hạn của cọc:

$$Q_u = Q_s + Q_p = U \sum_{i=1}^n q_{si} \times l_i + A_p \times q_p = U \sum_{i=1}^n \frac{q_{ci}}{\alpha_i} \times l_i + A_p \times k \times q_c$$

- Sức chống cực hạn mặt bên:

$$Q_s = U \sum_{i=1}^n q_{si} \times l_i = U \sum_{i=1}^n \frac{q_{ci}}{\alpha_i} \times l_i$$

- Sức chống cực hạn của mũi xuyên:

$$Q_p = A_p \times q_p = A_p \times k \times q_c$$

Trong đó :

+ U: chu vi cọc.  $u = 4d = 4 \times 0.3 = 1.2$  (m)

+  $l_i$ : chiều dày lớp đất mà cọc đi qua

+  $\alpha_i$ : Hệ số phụ thuộc vào loại đất, loại cọc. (tra bảng C.1- TCXD 205-1998)

+  $q_{ci}$ : Sức cản mũi xuyên của lớp đất thứ i.

+  $q_{si}$ : Lực ma sát thành đơn vị của cọc ở lớp đất thứ i, có chiều dày l.

+ k : Hệ số mang tải, phụ thuộc loại đất và loại cọc, tra bảng  $k = 0.5$

+  $q_c$  : Sức kháng xuyên trung bình lấy tại  $3d = 3 \times 0.3 = 0.9$  m trên và dưới cọc (vì cọc cắm vào lớp cát hạt trung lẫn sỏi 1 đoạn  $l = 20.1$  m  $> 3d$  nên trong phạm vi trên và dưới mũi cọc đều là lớp đất cát hạt trung do đó tra hồ sơ địa chất được  $q_c = 1297.60$  (T/m<sup>2</sup>)

+  $A_p$  – diện tích tiết diện ngang ở cọc.  $A_p = 0.3 \times 0.3 = 0.09$  (m<sup>2</sup>)

Bảng 6.8: Sức chịu tải của cọc qua các lớp đất

LỚP ĐẤT	$\alpha_i$	$L_i$ (m)	$q_{ci}$ (T/m <sup>2</sup> )	$Q_s$ (T)
Sét pha	50	0.7	129.60	1.81
Sét dẻo cứng	40	2.60	238.00	15.47
Cát hạt trung lẫn sạn sỏi	115	20.1	1297.60	226.80
$Q_s$ (T) =				244.08

$$Q_p = A_p \times k \times q_c = 0.09 \times 0.5 \times 1297.60 = 58.4(T)$$

+ Sức chịu tải cho phép của cọc

$$Q_a = \frac{Q_s}{FS_s} + \frac{Q_p}{FS_p} = \frac{244.08}{2} + \frac{58.4}{3} = 141.51(T)$$

FSs: Hệ số an toàn cho thành phần ma sát bên 1.5 – 2.0

FSp: Hệ số an toàn cho sức chống dưới mũi cọc 2.0 – 3.0

- So sánh sức chịu tải của cọc trong 3 trường hợp ta chọn sức chịu tải nhỏ nhất của cọc chính là sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ lý đất nền để tính toán cọc :  $Q_a = 120.1 (T)$

- Trọng lượng bản thân của cọc :  $W = 2.5 \times 0.3^2 \times 8 = 1.8(T)$

- Sức chịu tải cho phép thực sự của cọc :

$$[Q_a] = Q_a - W = 120.1 - 1.8 = 118.3(T)$$

Vậy  $Q_{tk} = 118.3 (T) \approx 1183 \text{ kN}$ .

## 5.7. XÁC ĐỊNH SỐ LƯỢNG CỌC TRONG ĐÀI :

### 5.7.1. Đài cọc M1

- Số lượng cọc trong đài được xác định sơ bộ theo công thức :

$$n = \frac{\sum N^{tt}}{[Q_a]} \times \beta = \frac{388.4}{118.3} \times 1.5 = 4.9 \approx 6 \text{ (cọc)}$$

+  $\beta$ : Hệ số kể đến ảnh hưởng của Moment và số lượng cọc trong đài,

- đối với đài thấp  $\beta = 1 - 1.5$  ( cột biên chọn 1.3, cột giữa chọn 1.5)
- đối với đài cao  $\beta = 1.6$

Bố trí cọc trong đài với khoảng cách giữa các cọc

$$s = 3d \div 6d = 0.9 \div 1.8(m) \Rightarrow s = 0.9(m)$$

- Khoảng cách giữa mép cọc hàng biên đến mép đài :

$$x = \frac{d}{2} \div \frac{d}{3} = 0.15 \div 0.15 \Rightarrow x = 0.15(m)$$

- Diện tích đài cọc :  $F_d = 1.5 \times 2.4 = 3.6(m^2)$

5.7.2. Đài cọc M2:

- Số lượng cọc trong đài được xác định sơ bộ theo công thức :

$$n = \frac{\sum N^{tt}}{[Q_a]} \times \beta = \frac{138.2}{108.6} \times 1.3 = 1.65 \approx 2 \text{ (cọc)}$$

Trong đó:

- +  $\beta$ : Hệ số kể đến ảnh hưởng của Moment và số lượng cọc trong đài,
- đối với đài thấp  $\beta=1 - 1.5$  ( cột biên chọn 1.3, cột giữa chọn 1.5)
  - đối với đài cao  $\beta=1.6$

- Bố trí cọc trong đài với khoảng cách giữa các cọc

$$s = 3d \div 6d = 0.9 \div 1.8(\text{m}) \Rightarrow s = 0.9(\text{m})$$

- Khoảng cách giữa mép cọc hàng biên đến mép đài :

$$x = \frac{d}{2} \div \frac{d}{3} = 0.1 \div 0.15 \Rightarrow x = 0.15(\text{m})$$

Diện tích đài cọc :  $F_d = 0.6 \times 1.5 = 0.9(\text{m}^2)$

5.7.3. Đài cọc M3

- Số lượng cọc trong đài được xác định sơ bộ theo công thức :

$$n = \frac{\sum N^{tt}}{[Q_a]} \times \beta = \frac{270.7}{108.6} \times 1.3 = 3.24 \approx 4 \text{ (cọc)}$$

+  $\beta$ : Hệ số kể đến ảnh hưởng của Moment và số lượng cọc trong đài,

- đối với đài thấp  $\beta=1 - 1.5$  ( cột biên chọn 1.3, cột giữa chọn 1.5)
- đối với đài cao  $\beta=1.6$

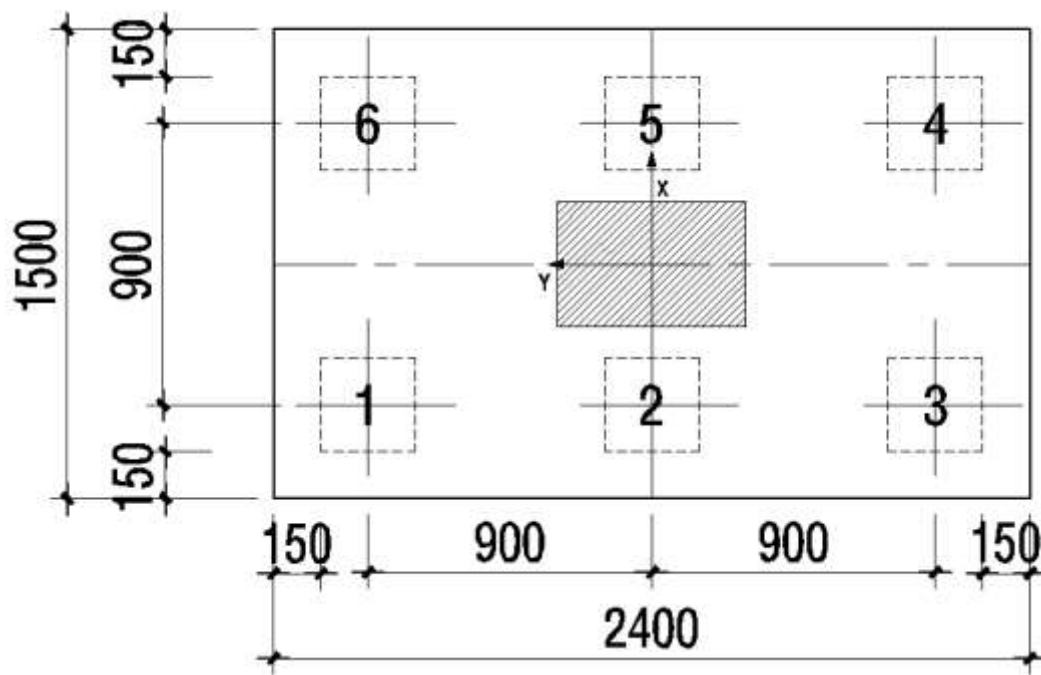
- Bố trí cọc trong đài với khoảng cách giữa các cọc

$$s = 3d \div 6d = 0.9 \div 1.8(\text{m}) \Rightarrow s = 0.9(\text{m})$$

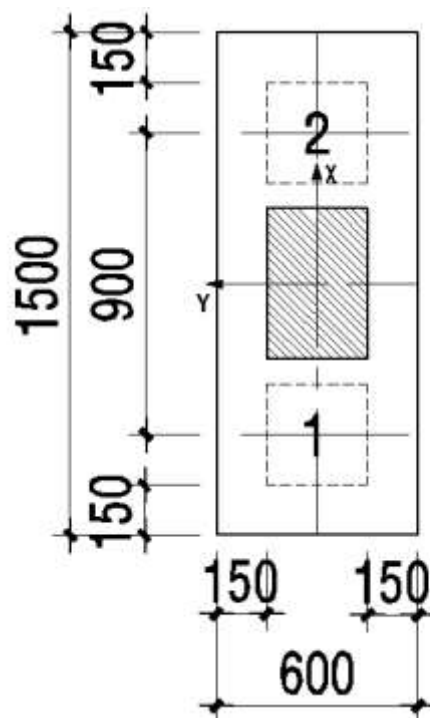
- Khoảng cách giữa mép cọc hàng biên đến mép đài :

$$x = \frac{d}{2} \div \frac{d}{3} = 0.1 \div 0.15 \Rightarrow x = 0.15(\text{m})$$

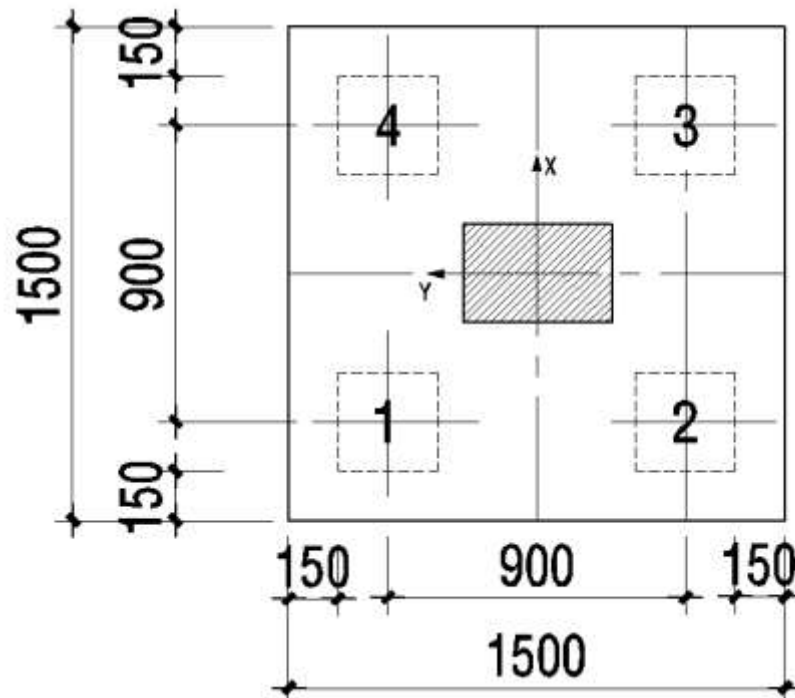
Diện tích đài cọc :  $F_d = 1.5 \times 1.5 = 2.25(\text{m}^2)$



Hình 6.3: Mặt bằng bố trí đài cọc M1



Hình 6.4: Mặt bằng bố trí đài cọc M2



Hình 6.5: Mặt bằng bố trí đài cọc M3

## 5.8. KIỂM TRA VIỆC THIẾT KẾ MÓNG CỌC :

### 5.8.1. Kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc theo điều kiện chịu nhỏ:

- Hiệu ứng nhóm cọc lên sức chịu tải của cọc là do sự ảnh hưởng lẫn nhau của các cọc trong nhóm nên sức chịu tải của cọc trong nhóm sẽ nhỏ hơn so với cọc đơn.

#### a) Đài cọc M1

- Hiệu ứng nhóm cọc  $\eta$  được xác định theo công thức của Converse-Labarre :

$$\eta = 1 - \theta \frac{(n_1 - 1) \times n_2 + (n_2 - 1) \times n_1}{90 \times n_1 \times n_2} \quad \text{với } \theta(\text{deg}) = \arctan \frac{d}{s}$$

Trong đó

- +  $n_1 = 3$ : số hàng cọc trong nhóm
- +  $n_2 = 2$ : số cọc trong một hàng
- +  $d = 0.3$  m: cạnh cọc
- +  $s = 0.9$  m: khoảng cách giữa hai tim cọc

$$+ \theta(\text{deg}) = \arctan \frac{d}{s} = \arctan \frac{0.3}{0.9} = 18^\circ 26'$$

$$\eta = 1 - 18.4 \frac{2 \times 2 + 1 \times 3}{90 \times 3 \times 2} = 0.71$$

- Ta kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc với tổng lực dọc tính toán. mômen theo hai phương ( $M_x, M_y$ ) lực ngang theo hai phương ( $Q_x, Q_y$ )

$$\text{Điều kiện kiểm tra : } \begin{cases} P_{\max} \leq \eta \times Q_a \\ P_{\min} \geq 0 \end{cases}$$

+ Chiều cao đài được giả thuyết ban đầu :  $H_d = 1.5 \text{ m}$

+ Trọng lượng bản thân đài :

$$G_d = 1.1 \times F_d \times \gamma \times h_d = 1.1 \times (2.4 \times 1.5) \times 2.5 \times 1.5 = 14.85(\text{T})$$

+ Dời lực từ chân cột về trọng tâm đáy đài cọc ta được ;

$$\sum N^{\text{tt}} = N^{\text{tt}} + G_d = 388.4 + 14.85 = 403.25(\text{T})$$

$$\sum M_x^{\text{tt}} = M_x^{\text{tt}} + Q_x \times h_d = 1.03 + 0.97 \times 1.5 = 2.5(\text{T.m})$$

$$\sum M_y^{\text{tt}} = M_y^{\text{tt}} + Q_y \times h_d = 2.31 + 0.66 \times 1.5 = 3.3(\text{T.m})$$

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

$$P_{\max} = \frac{\sum N^{\text{tt}}}{n} + \frac{\sum M_x^{\text{tt}} \times Y_n^{\max}}{\sum y_i^2} + \frac{\sum M_y^{\text{tt}} \times X_n^{\max}}{\sum x_i^2}$$

$$P_{\min} = \frac{\sum N^{\text{tt}}}{n} - \frac{\sum M_x^{\text{tt}} \times Y_n^{\max}}{\sum y_i^2} - \frac{\sum M_y^{\text{tt}} \times X_n^{\max}}{\sum x_i^2}$$

Trong đó :

+  $n = 6$  - số lượng cọc trong đài.

+  $X_n^{\max}, Y_n^{\max}$  - khoảng cách tính từ trục của hàng cọc chịu nén lớn nhất đến trục đi qua trọng tâm đài  $X_n^{\max} = 0.45(\text{m}), Y_n^{\max} = 0.9(\text{m})$

+  $x_i, y_i$  - khoảng cách tính từ trục của hàng cọc thứ  $i$  đến trục đi qua trọng tâm đài

$$\sum x_i^2 = 3 \times (0.45)^2 + 3 \times (-0.45)^2 = 1.215(\text{m})$$

$$\sum y_i^2 = 2 \times (0.9)^2 + 2 \times (-0.9)^2 = 3.24(\text{m})$$

$$P_{\max} = \frac{403.25}{6} + \frac{2.5 \times 0.9}{1.215} + \frac{3.3 \times 0.45}{3.24} = 69.52(\text{T}) \leq \eta \times Q_a = 77.106(\text{T})$$

$$P_{\min} = \frac{403.25}{6} - \frac{2.5 \times 0.9}{1.215} - \frac{3.3 \times 0.45}{3.24} = 64.9(\text{T}) > 0$$

**Vậy cọc thoả mãn điều kiện chịu lực.**

b) Đài cọc M2

- Hiệu ứng nhóm cọc  $\eta$  được xác định theo công thức của Converse-Labarre :

$$\eta = 1 - \theta \frac{(n_1 - 1) \times n_2 + (n_2 - 1) \times n_1}{90 \times n_1 \times n_2} \quad \text{với } \theta(\text{deg}) = \arctan \frac{d}{s}$$

Trong đó

+  $n_1 = 1$ : số hàng cọc trong nhóm

+  $n_2 = 2$ : số cọc trong một hàng

+  $d = 0.3 \text{ m}$ : cạnh cọc

+  $s = 0.9 \text{ m}$ : khoảng cách giữa hai tim cọc

$$+ \theta(\text{deg}) = \arctan \frac{d}{s} = \arctan \frac{0.3}{0.9} = 18^\circ 26'$$

$$\eta = 1 - 18.4 \frac{0 + 1 \times 1}{90 \times 2 \times 1} = 0.90$$

- Ta kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc với tổng lực dọc tính toán. mômen theo hai phương ( $M_x, M_y$ ) lực ngang theo hai phương ( $Q_x, Q_y$ )

$$\text{Điều kiện kiểm tra : } \begin{cases} p_{\max} \leq \eta \times Q_a \\ p_{\min} \geq 0 \end{cases}$$

+ Chiều cao đài được giả thuyết ban đầu :  $H_d = 1.5 \text{ m}$

+ Trọng lượng bản thân đài :

$$G_d = 1.1 \times F_d \times \gamma \times h_d = 1.1 \times (0.6 \times 1.5) \times 2.5 \times 1.5 = 3.71(\text{T})$$

+ Dời lực từ chân cột về trọng tâm đáy đài cọc ta được ;

$$\sum N^{\text{tt}} = N^{\text{tt}} + G_d = 138.2 + 3.71 = 141.91(\text{T})$$



$$\sum M_X^{tt} = M_X^{tt} + Q_X \times h_d = 5.09 + 0.48 \times 1.5 = 5.81(\text{T.m})$$

$$\sum M_Y^{tt} = M_Y^{tt} + Q_Y \times h_d = 1.12 + 1.87 \times 1.5 = 3.925(\text{T.m})$$

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

$$P_{\max} = \frac{\sum N^{tt}}{n} + \frac{\sum M_X^{tt} \times Y_n^{\max}}{\sum y_i^2} + \frac{\sum M_Y^{tt} \times X_n^{\max}}{\sum x_i^2}$$

$$P_{\min} = \frac{\sum N^{tt}}{n} - \frac{\sum M_X^{tt} \times Y_n^{\max}}{\sum y_i^2} - \frac{\sum M_Y^{tt} \times X_n^{\max}}{\sum x_i^2}$$

Trong đó :

+  $n = 2$  - số lượng cọc trong đài.

+  $X_n^{\max}, Y_n^{\max}$  - khoảng cách tính từ trục của hàng cọc chịu nén lớn nhất đến trục đi qua trọng tâm đài  $X_n^{\max} = 0(\text{m}), Y_n^{\max} = 0.45(\text{m})$

+  $x_i, y_i$  - khoảng cách tính từ trục của hàng cọc thứ  $i$  đến trục đi qua trọng tâm đài

$$\sum x_i^2 = 1 \times (0)^2 = 0(\text{m})$$

$$\sum y_i^2 = 1 \times (0.45)^2 + 1 \times (-0.45)^2 = 0.405(\text{m})$$

$$P_{\max} = \frac{141.91}{2} + \frac{5.81 \times 0.45}{0.405} = 77.41(\text{T}) \leq \eta \times Q_a = 97.74(\text{T})$$

$$P_{\min} = \frac{141.91}{2} - \frac{5.81 \times 0.45}{0.405} = 64.5(\text{T}) > 0$$

***Vậy cọc thoả mãn điều kiện chịu lực.***

c) Đài cọc M3

- Hiệu ứng nhóm cọc  $\eta$  được xác định theo công thức của Converse-Labarre :

$$\eta = 1 - \theta \frac{(n_1 - 1) \times n_2 + (n_2 - 1) \times n_1}{90 \times n_1 \times n_2} \quad \text{với } \theta(\text{deg}) = \arctan \frac{d}{s}$$

Trong đó

+  $n_1 = 2$ : số hàng cọc trong nhóm

+  $n_2 = 2$ : số cọc trong một hàng

+  $d = 0.3 \text{ m}$ : cạnh cọc

+  $s = 0.9$  m: khoảng cách giữa hai tim cọc

$$+ \theta(\text{deg}) = \arctan \frac{d}{s} = \arctan \frac{0.3}{0.9} = 18^\circ 26'$$

$$\eta = 1 - 18.4 \frac{1 \times 2 + 2 \times 1}{90 \times 2 \times 2} = 0.80$$

- Ta kiểm tra tải trọng tác dụng lên cọc với tổng lực dọc tính toán. mômen theo hai phương ( $M_x, M_y$ ) lực ngang theo hai phương ( $Q_x, Q_y$ )

$$\text{Điều kiện kiểm tra : } \begin{cases} p_{\max} \leq \eta \times Q_a \\ p_{\min} \geq 0 \end{cases}$$

+ Chiều cao đài được giả thuyết ban đầu :  $H_d = 1.5$  m

+ Trọng lượng bản thân đài :

$$G_d = 1.1 \times F_d \times \gamma \times h_d = 1.1 \times (1.5 \times 1.5) \times 2.5 \times 1.5 = 9.28(\text{T})$$

+ Dời lực từ chân cột về trọng tâm đáy đài cọc ta được ;

$$\sum N^{tt} = N^{tt} + G_d = 270.7 + 9.28 = 280(\text{T})$$

$$\sum M_X^{tt} = M_X^{tt} + Q_X \times h_d = 5.54 + 0.93 \times 1.5 = 6.9(\text{T.m})$$

$$\sum M_Y^{tt} = M_Y^{tt} + Q_Y \times h_d = 1.57 + 3.26 \times 1.5 = 6.5(\text{T.m})$$

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

$$P_{\max} = \frac{\sum N^{tt}}{n} + \frac{\sum M_X^{tt} \times Y_n^{\max}}{\sum y_i^2} + \frac{\sum M_Y^{tt} \times X_n^{\max}}{\sum x_i^2}$$

$$P_{\min} = \frac{\sum N^{tt}}{n} - \frac{\sum M_X^{tt} \times Y_n^{\max}}{\sum y_i^2} - \frac{\sum M_Y^{tt} \times X_n^{\max}}{\sum x_i^2}$$

Trong đó :

+  $n = 4$  - số lượng cọc trong đài.

+  $X_n^{\max}, Y_n^{\max}$  - khoảng cách tính từ trục của hàng cọc chịu nén lớn nhất đến trục đi qua trọng tâm đài  $X_n^{\max} = 0.45(\text{m}), Y_n^{\max} = 0.45(\text{m})$

+  $x_i, y_i$  - khoảng cách tính từ trục của hàng cọc thứ  $i$  đến trục đi qua trọng tâm đài

$$\sum x_i^2 = 2 \times (0.45)^2 + 2 \times (-0.45)^2 = 0.81(\text{m})$$

$$\sum y_i^2 = 2 \times (0.45)^2 + 2 \times (-0.45)^2 = 0.81(\text{m})$$

$$P_{\max} = \frac{280}{4} + \frac{6.9 \times 0.5}{0.81} + \frac{6.5 \times 0.5}{0.81} = 77.44(\text{T}) \leq \eta \times Q_a = 86.88(\text{T})$$

$$P_{\min} = \frac{280}{4} - \frac{6.9 \times 0.5}{1} - \frac{6.5 \times 0.5}{1} = 62.56(\text{T}) > 0$$

**Vậy cọc thoả mãn điều kiện chịu lực.**

### 5.8.2. Kiểm tra ổn định nền :

a) Đài cọc M1

- Xác định góc truyền lực  $\alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4}$

+  $\varphi_{tb}$  – góc ma sát trung bình của các lớp đất

$$\varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i \times h_i}{\sum h_i} = \frac{0.7 \times 11.75^\circ + 2.6 \times 18.1^\circ + 20.1 \times 31.18^\circ}{0.7 + 2.6 + 20.1} = 29.15^\circ = 29^\circ 8'$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{\varphi_{tb}}{4} = \frac{29.15}{4} = 7.3^\circ$$

- Kích thước khối móng quy ước :

$$F_{mq} = L_{mq} \times B_{mq}$$

$$B_{mq} = A_1 + 2 \times L \times \tan \alpha = 1.35 + 2 \times (24 - 0.6) \times \tan(7.3^\circ) = 7.35(\text{m})$$

$$L_{mq} = B_1 + 2 \times L \times \tan \alpha = 2.25 + 2 \times (24 - 0.6) \times \tan(7.3^\circ) = 8.25(\text{m})$$

$$F_{mq} = 7.35 \times 8.25 = 60.64(\text{m}^2)$$

- Tải tiêu chuẩn tác dụng lên khối móng quy ước

+ Trọng lượng bản thân đài:

$$G_d = 2.5 \times 2.4 \times 1.5 \times 1.5 = 13.5(\text{T})$$

+ Trọng lượng của đất trong khối móng quy ước:

(không kể trọng lượng của cọc, sàn tầng hầm)

$$G_2 = (F_{mq} - n \times A_p) \sum \gamma_i \times h_i$$

$$= (60.64 - 6 \times 0.09) \times (1.95 \times 1.97 + 2.6 \times 2.03 + 20.1 \times 2.04) = 3012.4(T)$$

+ Trọng lượng bản thân cọc:

$$G_3 = 2.5 \times 24 \times 0.09 \times 6 = 32.4(T)$$

$$\sum N_{mq}^{tc} = N^{tc} + G_d + G_2 + G_3$$

$$= 337.7 + 13.5 + 3012.4 + 32.4$$

$$= 3396(T)$$

$$\sum M_{xmq}^{tc} = 0.89 + 0.84 \times 1.5 = 2.15(T.m)$$

$$\sum M_{ymq}^{tc} = 2 + 0.84 \times 1.5 = 3.26(T.m)$$

- Ứng suất trung bình tại đáy khối móng quy ước :

$$p_{tb}^{tc} = \frac{\sum N_{mq}^{tc}}{F_{mq}} = \frac{3396}{60.64} = 56(T/m^2)$$

$$p_{max}^{tc} = \frac{\sum N_{mq}^{tc}}{F_{mq}} + \frac{\sum M_{xmq}^{tc}}{W_x} + \frac{\sum M_{ymq}^{tc}}{W_y} = \frac{3396}{60.64} + \frac{2.15}{83.38} + \frac{3.26}{74.28} = 56.07(T/m^2)$$

$$p_{min}^{tc} = \frac{\sum N_{mq}^{tc}}{F_{mq}} - \frac{\sum M_{xmq}^{tc}}{W_x} - \frac{\sum M_{ymq}^{tc}}{W_y} = \frac{3396}{60.64} - \frac{2.15}{83.38} - \frac{3.26}{74.28} = 55.9(T/m^2)$$

+ Trong đó  $W_x, W_y$  – Momen chống uốn của khối móng quy ước

$$W_x = \frac{7.35 \times 8.25^2}{6} = 83.38(m^3) \quad ; \quad W_y = \frac{8.25 \times 7.35^2}{6} = 74.28(m^3)$$

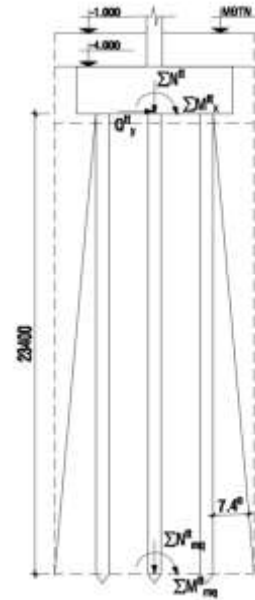
$$R^{tc} = \frac{m_1 m_2}{K^{tc}} (A \times b \times \gamma + B \sum h_i \gamma_i^* + C \times D)$$

Trong đó :

+  $m_1, m_2 = 1$  – hệ số điều kiện làm việc của nền đất và điều kiện làm việc của công trình tác động qua lại của đất nền

+  $K^{tc}$  – hệ số độ tin cậy ( $K^{tc} = 1$  : đặc trưng tính toán lấy trực tiếp từ thí nghiệm)

+  $\gamma$  - dung trọng lớp đất từ đáy khối móng qui ước trở xuống



Hình 6.5: Móng khối quy ước

- +  $\gamma^*$  - dung trọng các lớp đất từ đáy khối móng quy ước trở lên
- + A.B.D – hệ số phụ thuộc vào góc ma sát trong nền (Đáy móng quy ước nằm ở lớp đất thứ 5 có  $\varphi = 31.180$ . tra bảng 1.21 trang 53 Giáo trình nền móng(Châu Ngọc Ân).

Ta có :  $A = 1.21$  ;  $B = 5.97$  ;  $D = 8.25$

+  $\gamma = 2.04$  (T/m<sup>3</sup>)

+  $C = 0.34$  (T/m<sup>2</sup>)

+  $b = Bmq = 7.32$ (m)

+  $\sum \gamma_i^* h_i = 1.95 \times 1.97 + 2.6 \times 2.03 + 20.1 \times 2.04 = 50.12$ (T / m<sup>2</sup>)

$R^{tc} = \frac{1 \times 1}{1} (1.21 \times 7.32 \times 2.04 + 5.97 \times 50.12 + 0.34 \times 8.25) = 320$ (T / m<sup>2</sup>)

- Điều kiện để nền ổn định là :  $\begin{cases} p_{tb}^{tc} \leq R^{tc} \Leftrightarrow 56(T / m^2) \leq 320(T / m^2) \\ p_{max}^{tc} \leq 1.2R^{tc} \Leftrightarrow 56.07(T / m^2) \leq 384(T / m^2) \\ p_{min}^{tc} \geq 0 \Leftrightarrow 55.9(T / m^2) > 0 \end{cases}$

**Vậy nền đáy móng khối quy ước M1 thỏa điều kiện về ổn định.**

b) Đài cọc M2:

- Kích thước khối móng quy ước :

$F_{mq} = L_{mq} \times B_{mq}$

$B_{mq} = A_1 + 2 \times L \times \tan \alpha = 0.45 + 2 \times (24 - 0.6) \times \tan(7.3^\circ) = 6.45$ (m)

$L_{mq} = B_1 + 2 \times L \times \tan \alpha = 1.35 + 2 \times (24 - 0.6) \times \tan(7.3^\circ) = 7.35$ (m)

$F_{mq} = 6.45 \times 7.35 = 47.4$ (m<sup>2</sup>)

- Tải tiêu chuẩn tác dụng lên khối móng quy ước

+ Trọng lượng bản thân đài:

$G_d = 2.5 \times 1.5 \times 0.6 \times 1.5 = 3.375$ (T)

+ Trọng lượng của đất trong khối móng quy ước:

(không kể trọng lượng của cọc)



Hình 6.6: Móng khối quy ước

$$\begin{aligned}
 G_2 &= (F_{mq} - n \times A_p) \sum \gamma_i \times h_i \\
 &= (47.4 - 2 \times 0.09) \times (1.95 \times 1.97 \\
 &\quad + 2.6 \times 2.03 + 20.1 \times 2.04) = 2367(\text{T})
 \end{aligned}$$

+ Trọng lượng bản thân cọc:

$$G_3 = 2.5 \times 24 \times 0.09 \times 2 = 10.8(\text{T})$$

$$\begin{aligned}
 \sum N_{mq}^{tc} &= N^{tc} + G_d + G_2 + G_3 \\
 &= 120.2 + 3.375 + 2367 + 10.8 \\
 &= 2501.4(\text{T})
 \end{aligned}$$

$$\sum M_{xmq}^{tc} = 4.4 + 0.42 \times 1.5 = 5.03(\text{T.m})$$

$$\sum M_{ymq}^{tc} = 0.97 + 1.62 \times 1.5 = 3.4(\text{T.m})$$

- Ứng suất trung bình tại đáy khối móng quy ước :

$$p_{tb}^{tc} = \frac{\sum N_{mq}^{tc}}{F_{mq}} = \frac{2501.4}{47.4} = 52.77(\text{T} / \text{m}^2)$$

$$p_{max}^{tc} = \frac{\sum N_{mq}^{tc}}{F_{mq}} + \frac{\sum M_{xmq}^{tc}}{W_x} + \frac{\sum M_{ymq}^{tc}}{W_y} = \frac{2501.4}{47.4} + \frac{5.03}{58.07} + \frac{3.4}{50.96} = 52.93(\text{T} / \text{m}^2)$$

$$p_{min}^{tc} = \frac{\sum N_{mq}^{tc}}{F_{mq}} - \frac{\sum M_{xmq}^{tc}}{W_x} - \frac{\sum M_{ymq}^{tc}}{W_y} = \frac{2501.4}{47.4} - \frac{5.03}{58.07} - \frac{3.4}{50.96} = 52.62(\text{T} / \text{m}^2)$$

+ Trong đó  $W_x$ ,  $W_y$  – Momen chống uốn của khối móng quy ước

$$W_x = \frac{6.45 \times 7.35^2}{6} = 58.07(\text{m}^3) \quad ; \quad W_y = \frac{7.35 \times 6.45^2}{6} = 50.96(\text{m}^3)$$

$$R^{tc} = \frac{m_1 m_2}{K^{tc}} \left( A \times b \times \gamma + B \sum h_i \gamma_i^* + C \times D \right)$$

Trong đó :

+  $m_1.m_2 = 1$  – hệ số điều kiện làm việc của nền đất và điều kiện làm việc của công trình tác động qua lại của đất nền

- + Ktc – hệ số độ tin cậy (Ktc = 1: đặc trưng tính toán lấy trực tiếp từ thí nghiệm)
- +  $\gamma$  - dung trọng lớp đất từ đáy khối móng qui ước trở xuống
- +  $\gamma^*$  - dung trọng các lớp đất từ đáy khối móng qui ước trở lên
- + A.B.D – hệ số phụ thuộc vào góc ma sát trong nền (Đáy móng qui ước nằm ở lớp đất thứ 5 có  $\varphi = 31.180$ . tra bảng 1.21 trang 53 Giáo trình nền móng(Châu Ngọc Ân).

Ta có :  $A = 1.21$  ;  $B = 5.97$  ;  $D = 8.25$

+  $\gamma = 2.04$  (T/m<sup>3</sup>)

+  $C = 0.34$  (T/m<sup>2</sup>)

+  $b = Bmq = 7.32$ (m)

+  $\sum \gamma_i^* h_i = 1.95 \times 1.97 + 2.6 \times 2.03 + 20.1 \times 2.04 = 50.12$ (T / m<sup>2</sup>)

$$R^{tc} = \frac{1 \times 1}{1} (1.21 \times 7.32 \times 2.04 + 5.97 \times 50.12 + 0.34 \times 8.25) = 320 \text{ (T / m}^2\text{)}$$

- Điều kiện để nền ổn định là :

$$\begin{cases} p_{tb}^{tc} \leq R^{tc} \Leftrightarrow 52.77 \text{ (T / m}^2\text{)} \leq 320 \text{ (T / m}^2\text{)} \\ p_{max}^{tc} \leq 1.2R^{tc} \Leftrightarrow 52.93 \text{ (T / m}^2\text{)} \leq 384 \text{ (T / m}^2\text{)} \\ p_{min}^{tc} \geq 0 \Leftrightarrow 52.62 \text{ (T / m}^2\text{)} > 0 \end{cases}$$

**Vậy nền đáy móng khối quy ước M2 thỏa điều kiện về ổn định**

c) Đài cọc M3:

- Kích thước khối móng quy ước :

$$F_{mq} = L_{mq} \times B_{mq}$$

$$B_{mq} = A_1 + 2 \times L \times \tan \alpha = 1.35 + 2 \times (24 - 0.6) \times \tan(7.3^\circ) = 7.35 \text{ (m)}$$

$$L_{mq} = B_1 + 2 \times L \times \tan \alpha = 1.35 + 2 \times (24 - 0.6) \times \tan(7.3^\circ) = 7.35 \text{ (m)}$$

$$F_{mq} = 7.35 \times 7.35 = 54.02 \text{ (m}^2\text{)}$$

- Tải tiêu chuẩn tác dụng lên khối móng quy ước

+ Trọng lượng bản thân đài:

$$G_d = 2.5 \times 1.5 \times 1.5 \times 1.5 = 8.44(T)$$

+ Trọng lượng của đất trong khối móng quy ước:

(không kể trọng lượng của cọc)

$$\begin{aligned} G_2 &= (F_{mq} - n \times A_p) \sum \gamma_i \times h_i \\ &= (54.02 - 4 \times 0.09) \times (1.95 \times 1.97 \\ &\quad + 2.6 \times 2.03 + 20.6 \times 2.04) = 2744.4(T) \end{aligned}$$

+ Trọng lượng bản thân cọc:

$$G_3 = 2.5 \times 24 \times 0.09 \times 4 = 21.6(T)$$

$$\begin{aligned} \sum N_{mq}^{tc} &= N^{tc} + G_d + G_2 + G_3 \\ &= 235.4 + 8.44 + 2744.4 + 21.6 \\ &= 3009.8(T) \end{aligned}$$

$$\sum M_{xmq}^{tc} = 4.8 + 0.8 \times 1.5 = 6(T.m)$$

$$\sum M_{ymq}^{tc} = 1.4 + 2.8 \times 1.5 = 5.6(T.m)$$

- Ứng suất trung bình tại đáy khối móng quy ước :

$$p_{tb}^{tc} = \frac{\sum N_{mq}^{tc}}{F_{mq}} = \frac{3009.8}{54.02} = 55.72(T / m^2)$$

Hình 6.7: Móng khối quy ước

$$p_{max}^{tc} = \frac{\sum N_{mq}^{tc}}{F_{mq}} + \frac{\sum M_{xmq}^{tc}}{W_x} + \frac{\sum M_{ymq}^{tc}}{W_y} = \frac{3009.8}{54.02} + \frac{6}{66.18} + \frac{5.6}{66.18} = 55.89(T / m^2)$$

$$p_{min}^{tc} = \frac{\sum N_{mq}^{tc}}{F_{mq}} - \frac{\sum M_{xmq}^{tc}}{W_x} - \frac{\sum M_{ymq}^{tc}}{W_y} = \frac{3009.8}{54.02} - \frac{6}{66.18} - \frac{5.6}{66.18} = 55.54(T / m^2)$$

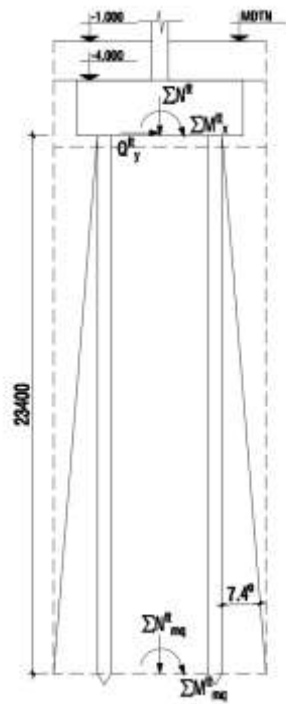
+ Trong đó  $W_x, W_y$  – Momen chống uốn của khối móng quy ước

$$W_x = \frac{7.35 \times 7.35^2}{6} = 66.18(m^3) \quad ; \quad W_y = \frac{7.35 \times 7.35^2}{6} = 66.18(m^3)$$

$$R^{tc} = \frac{m_1 m_2}{K^{tc}} \left( A \times b \times \gamma + B \sum h_i \gamma_i^* + C \times D \right)$$

Trong đó :

+  $m_1.m_2 = 1$  – hệ số điều kiện làm việc của nền đất và điều kiện làm việc của công trình tác động qua lại của đất nền





- +  $K^{tc}$  – hệ số độ tin cậy ( $K^{tc} = 1$  : đặc trưng tính toán lấy trực tiếp từ thí nghiệm)
- +  $\gamma$  - dung trọng lớp đất từ đáy khối móng qui ước trở xuống
- +  $\gamma^*$  - dung trọng các lớp đất từ đáy khối móng qui ước trở lên
- + A.B.D – hệ số phụ thuộc vào góc ma sát trong nền (Đáy móng quy ước nằm ở lớp đất thứ 5 có  $\varphi = 31.180$ . tra bảng 1.21 trang 53 Giáo trình nền móng(Châu Ngọc Ân).

Ta có :  $A = 1.21$  ;  $B = 5.97$  ;  $D = 8.25$

+  $\gamma = 2.04$  (T/m<sup>3</sup>)

+  $C = 0.34$  (T/m<sup>2</sup>)

+  $b = Bmq = 7.32$ (m)

+  $\sum \gamma_i^* h_i = 1.95 \times 1.97 + 2.6 \times 2.03 + 20.1 \times 2.04 = 50.12$ (T / m<sup>2</sup>)

$$R^{tc} = \frac{1 \times 1}{1} (1.21 \times 7.32 \times 2.04 + 5.97 \times 50.12 + 0.34 \times 8.25) = 320 \text{ (T / m}^2\text{)}$$

- Điều kiện để nền ổn định là :

$$\begin{cases} p_{tb}^{tc} \leq R^{tc} \Leftrightarrow 55.72 \text{ (T / m}^2\text{)} \leq 320 \text{ (T / m}^2\text{)} \\ p_{max}^{tc} \leq 1.2R^{tc} \Leftrightarrow 55.89 \text{ (T / m}^2\text{)} \leq 384 \text{ (T / m}^2\text{)} \\ p_{min}^{tc} \geq 0 \Leftrightarrow 55.54 \text{ (T / m}^2\text{)} > 0 \end{cases}$$

***Vậy nền đáy móng khối quy ước M3 thỏa điều kiện về ổn định***

5.8.3. Kiểm tra lún trong móng cọc :

- Ta có thể tính toán độ lún của nền theo quan niệm nền biến dạng tuyến tính.
- Tính độ lún của móng cọc trong trường hợp này như độ lún của khối móng quy ước trên nền thiên nhiên.

Bảng 6.9: Ứng suất bản thân các lớp đất

Lớp đất	Bề dày $h_i$ (m)	$\gamma$ (T/m <sup>3</sup> )	Ứng suất bản thân $\sigma_i^{bt}$ (T/m <sup>2</sup> )
1	4.0	2.00	8.00
2	2.2	1.97	12.33
3	2.6	2.03	17.61
4	20.1	2.04	58.61

- Ứng suất gây lún tại đáy khối quy ước được tính toán theo công thức:

$$\sigma_{z=0}^{gl} = p_{tb}^{tc} - \sigma_{bt}$$

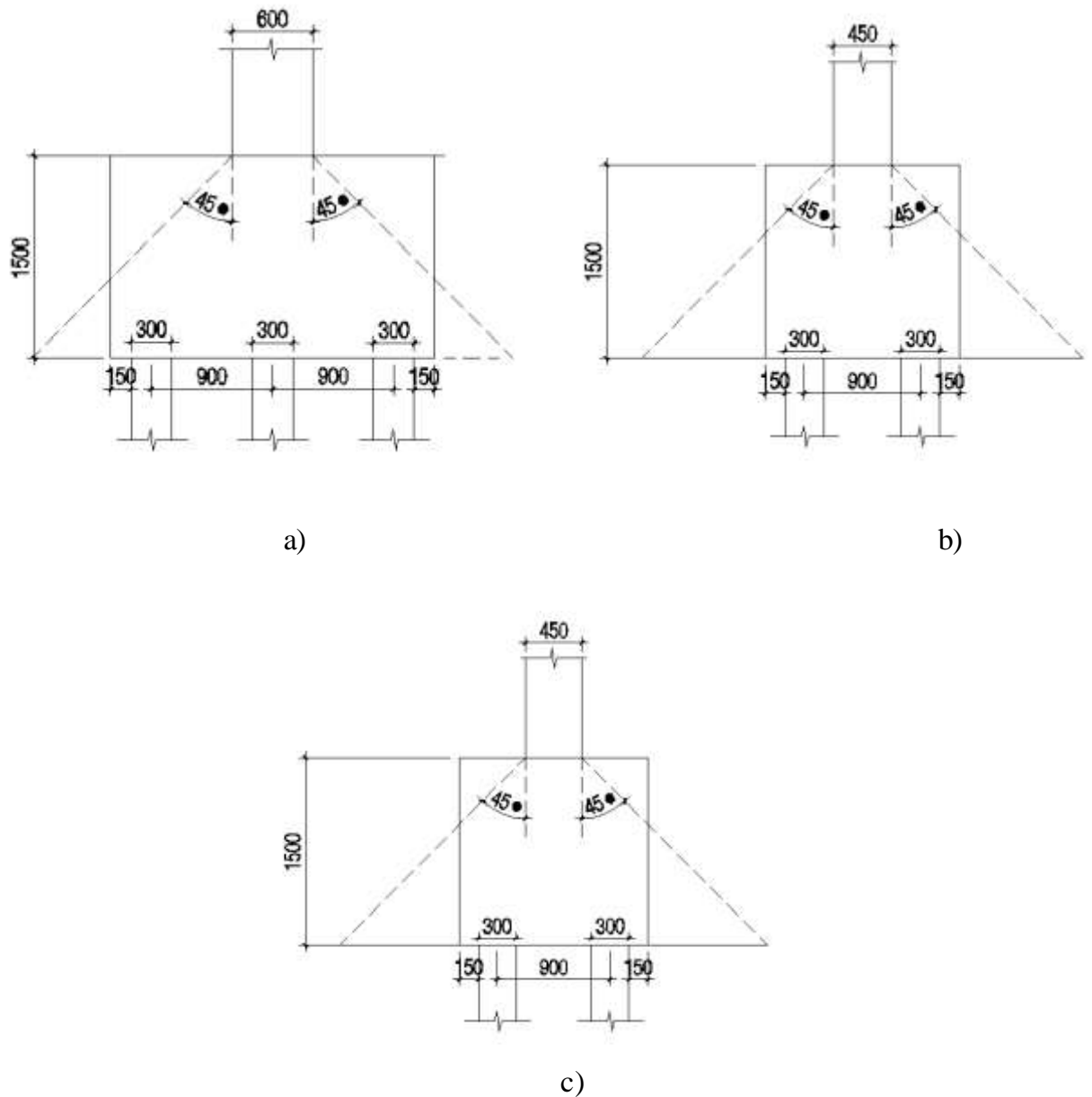
- **Nhận xét :** Sở dĩ áp lực gây lún được xác định theo công thức trên là vì : Khi xây móng do việc đào hố móng, đất nền được giảm tải một phần. Do đó khi bắt đầu xây móng cho đến khi trọng lượng của phần móng bằng trọng lượng của phần đất đào đi thì trạng thái ứng suất của nền đất từ đáy móng trở xuống hoàn toàn không thay đổi và do đó nền đất sẽ không bị lún. Mặc khác, nền đất chỉ bị lún khi trọng lượng của móng và công trình lớn hơn trọng lượng khối đất đã bị đào đi. ( theo Chương III, trang 116 giáo trình giảng dạy Cơ Học Đất, tác giả Châu Ngọc Ân ).

- Xét móng M1 có :  $p_{tb}^{tc} = 56(T / m^2) < \sigma_{bt} = 58.61(T / m^2)$

⇒ Móng điển hình M1 ứng suất gây lún  $\sigma_{z=0}^{gl} < 0$  do đó đất dưới đáy móng không có hiện tượng lún, trạng thái ứng suất của nền đất dưới đáy móng khối quy ước được bảo toàn.

⇒ Tương tự cho móng M2, M3 ( $[p_{tb}^{tc}(M1) > p_{tb}^{tc}(M2), p_{tb}^{tc}(M3)]$ )

5.8.4. Kiểm tra điều kiện xuyên thủng :



Hình 6.8: Tháp xuyên đài cọc M1, M2 và M3

- a) Đài cọc M1
- b) Đài cọc M2
- c) Đài cọc M3

- Tháp xuyên thủng bao trùm lên các đầu cọc do đó đài không bị đâm thủng

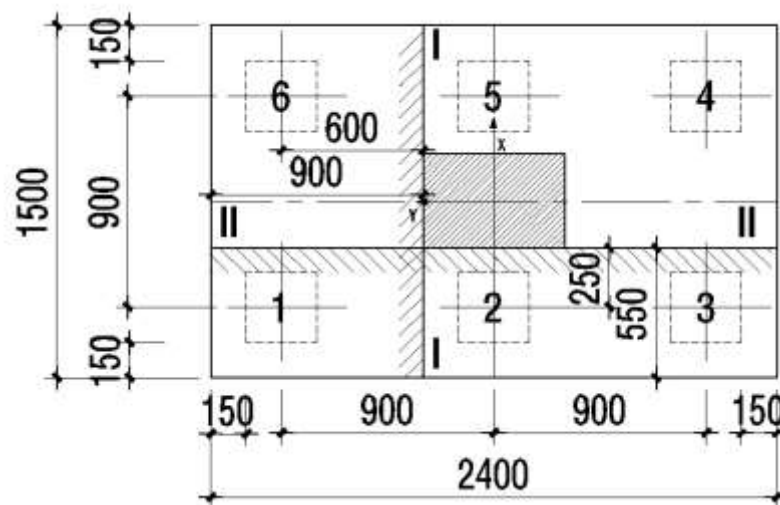
## 5.9. TÍNH TOÁN VÀ BỐ TRÍ CỐT THÉP CHO ĐÀI CỌC :

### 5.9.1. Đài cọc M1

- Xem đài cọc làm việc như 1 conson ngàm tại mép cột. Chịu tác động thẳng đứng từ cột.

+ Vì cọc không chịu nhổ nên không cần tính thép cho lớp trên của đài cọc. Thép ở lớp này đặt theo cấu tạo  $\Phi 12a200$  cả hai phương. Cốt thép ở các cạnh biên của đài cũng chọn cấu tạo là  $\Phi 12a200$

- Đối với thép cạnh dưới của đài:



+ Giả thiết:  $a = 250 \text{ mm} \rightarrow h_o = 1500 - 250 = 1250 \text{ mm}$

a) Cốt thép theo mặt ngàm I-I

+ Lực nén lên các cọc :

$$P_1 = P_6 = P_{\max}^{\text{tt}} = 69.52(\text{T})$$

+ Mômen tại mặt ngàm I-I :

$$M_I = \sum P_i \cdot r_i = 69.52 \times 0.6 \times 2 = 83.42(\text{T.m})$$

+ Diện tích cốt thép theo phương cạnh dài :

$$F_a^I = \frac{M_I}{0.9 \times h_o \times R_a} = \frac{83.42 \times 1000}{0.9 \times 1.25 \times 3650} = 20.32(\text{cm}^2)$$

+ Chọn  $9\Phi 18a150 \rightarrow F_a = 22.9 \text{ (cm}^2\text{)}$

b) Cốt thép theo mặt ngàm II-II

+ Lực nén lên các cọc :

$$P_1 = P_2 = P_3 = P_{\max}^{\text{tt}} = 69.52(\text{T})$$

Mômen tại mặt ngàm II-II :

$$M_{\text{II}} = \sum P_i \cdot r_i = 69.52 \times 0.25 \times 3 = 52.14(\text{T.m})$$

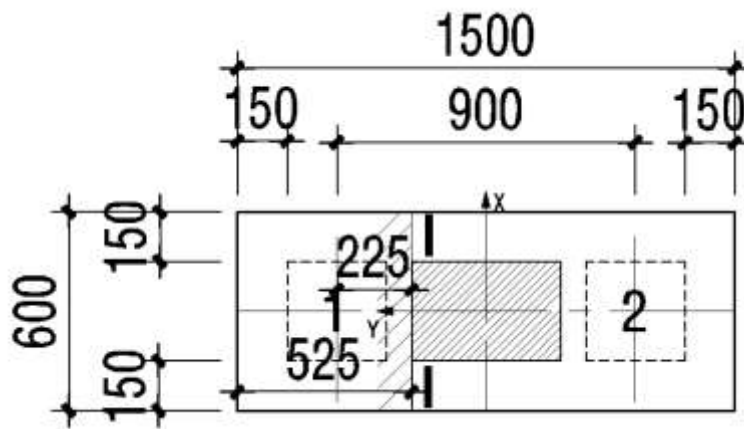
+ Diện tích cốt thép theo phương cạnh ngắn :

$$F_a^{\text{II}} = \frac{M_{\text{I}}}{0.9 \times h_o \times R_a} = \frac{52.14 \times 1000}{0.9 \times 1.25 \times 3650} = 12.7(\text{cm}^2)$$

+ Chọn 10  $\Phi 16$ a200  $\rightarrow F_a = 20.11 \text{ cm}^2$

### 5.9.2. Đài cọc M2

- Xem đài cọc làm việc như 1 conson ngàm tại mép cột. Chịu tác động thẳng đứng từ cột.



a) Cốt thép theo mặt ngàm I-I:

+ Lực nén lên các cọc :

$$P_1 = P_2 = P_{\max}^{\text{tt}} = 77.41(\text{T})$$

+ Mômen tại mặt ngàm I-I :

$$M_{\text{I}} = \sum P_i \cdot r_i = 77.41 \times 0.225 \times 1 = 17.42(\text{T.m})$$

+ Diện tích cốt thép theo phương cạnh dài :

$$F_a^I = \frac{M_I}{0.9 \times h_o \times R_a} = \frac{17.42 \times 1000}{0.9 \times 1.25 \times 3650} = 4.24(\text{cm}^2)$$

+ Chọn 4 Φ16 a150 →  $F_a = 8.04 (\text{cm}^2)$

b) Cốt thép theo mặt ngàm II-II

+ Lực nén lên các cọc :

$$P_1 = P_2 = P_{\max}^{\text{tt}} = 77.41(\text{T})$$

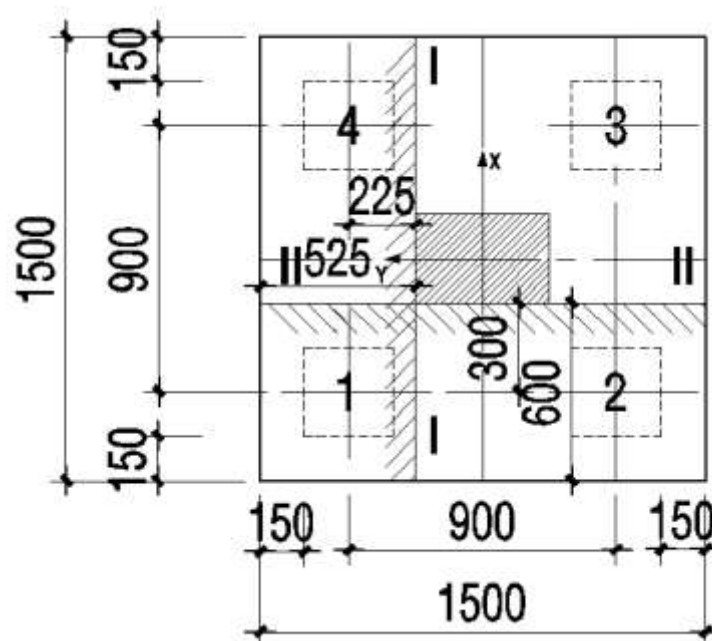
+ Mômen tại mặt ngàm II-II :

$$M_{\text{II}} = \sum P_i \cdot r_i = 77.41 \times 0 \times 2 = 0(\text{T.m})$$

+ Thép ở lớp này đặt theo cấu tạo Φ14a200.

### 5.9.1. Đài cọc M3

- Xem đài cọc làm việc như 1 conson ngàm tại mép cột. Chịu tác động thẳng đứng từ cột.



a) Cốt thép theo mặt ngàm I-I:

+ Lực nén lên các cọc :

$$P_1 = P_2 = P_{\max}^{\text{tt}} = 77.44(\text{T})$$

+ Mômen tại mặt ngàm I-I :

$$M_I = \sum P_i \cdot r_i = 77.44 \times 0.225 \times 2 = 34.85(\text{T.m})$$

+ Diện tích cốt thép theo phương cạnh dài :

$$F_a^I = \frac{M_I}{0.9 \times h_o \times R_a} = \frac{34.85 \times 1000}{0.9 \times 1.25 \times 3650} = 8.50(\text{cm}^2)$$

+ Chọn 8  $\Phi 14$  a200  $\rightarrow F_a = 12.31$  (cm<sup>2</sup>)

b) Cốt thép theo mặt ngàm II-II:

+ Lực nén lên các cọc :

$$P_3 = P_4 = P_{\max}^{\text{tt}} = 77.44(\text{T})$$

+ Mômen tại mặt ngàm II-II :

$$M_{II} = \sum P_i \cdot r_i = 77.44 \times 0.3 \times 2 = 46.5(\text{T.m})$$

+ Diện tích cốt thép theo phương cạnh ngắn :

$$F_a^I = \frac{M_{II}}{0.9 \times h_o \times R_a} = \frac{46.5 \times 1000}{0.9 \times 1.25 \times 3650} = 11.32(\text{cm}^2)$$

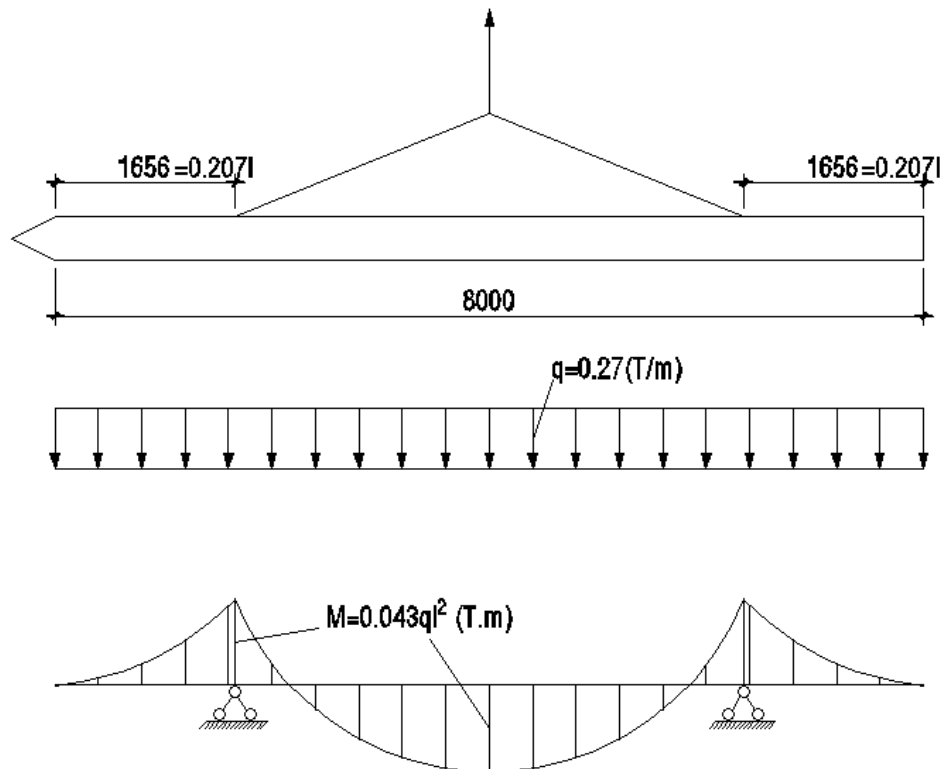
+ Chọn 8  $\Phi 16$  a200  $\rightarrow F_a = 16.08$  (cm<sup>2</sup>)

**5.10. KIỂM TRA CỌC TRONG QUÁ TRÌNH VẬN CHUYỂN CẦU LẮP :**

- Tải trọng phân bố đều tác dụng lên cọc khi vận chuyển. lắp dựng chính là tải trọng bản thân của cọc:

$$q = n \times q' = 1.2 \times \gamma_{bt} \times F_c = 1.2 \times 2.5 \times 0.3 \times 0.3 = 0.27(T/m)$$

5.10.1. Cường độ cọc khi vận chuyển



- Moment uốn lớn nhất tại điểm giữa cọc và móc cầu:

$$M = 0.043 \times q \times L_c^2 = 0.043 \times 0.27 \times 8^2 = 0.75(T.m)$$

- Chọn bề dày lớp Bê tông bảo vệ cốt thép cọc là 5.0 cm

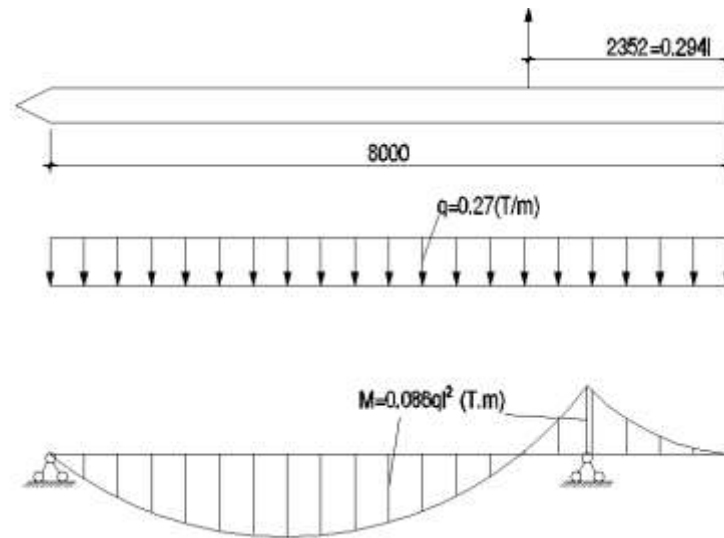
$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \times \gamma_b \times b \times h_o^2} = \frac{0.75 \times 10^5}{145 \times 0.9 \times 30 \times 25^2} = 0.031$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.031} = 0.031$$

$$F_a = F_a = \frac{\xi R_b b h_o}{R_a} = \frac{0.031 \times 145 \times 30 \times 25}{3650} = 0.92(\text{cm}^2) < 3\Phi 16 = 6.033\text{cm}^2$$



5.10.2. Cường độ cọc khi lắp dựng:



Ta có:

$$M = 0.086 \times q \times L_c^2 = 0.086 \times 0.27 \times 8^2 = 1.49(\text{T.m})$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_n \times \gamma_b \times b \times h_o^2} = \frac{1.49 \times 10^5}{145 \times 0.9 \times 30 \times 25^2} = 0.06$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.06} = 0.06$$

$$F_a = \frac{\xi R_n b h_o}{R_a} = \frac{0.06 \times 145 \times 25 \times 20}{3650} = 1.78(\text{cm}^2) < 3\Phi 16 = 6.033\text{cm}^2$$

**Như vậy, cọc đảm bảo không bị phá hoại trong quá trình vận chuyển, cầu lắp.**

5.10.3. Kiểm tra lực cầu. móc cầu:

- Chọn thép móc cầu là AIII. 1 $\phi$ 12 có  $F_a = 1.13 \text{ cm}^2$

- Kiểm tra khả năng chịu lực của móc cầu:

+ Khả năng chịu lực kéo của thép móc cầu:

$$N_k = R_a \times F_a = 3650 \times 1.13 / 1000 = 4.1(\text{T})$$

+ Tải trọng cọc tác dụng vào móc cầu:

$$N = \frac{q \times l}{2} = \frac{0.27 \times 8}{2} = 1.08(\text{T})$$

- Ta thấy khả năng chịu lực của thép móc cầu lớn hơn tải trọng tác dụng vào móc cầu.

- Tính đoạn thép neo móc treo vào trong cọc:

$$l_{neo} \geq \frac{Q}{2\pi d \cdot R_k} = \frac{1.08 \times 10^4}{2\pi \times 12 \times 1.05} = 136.5 \text{ mm} \quad \text{và} \quad l_{neo} \geq 30\phi = 30 \times 12 = 360 \text{ mm}$$

→ Chọn  $l_{neo} = 360 \text{ mm}$ .

**Dùng móc cầu loại thép AIII  $\phi 12$  thì móc cầu đủ khả năng chịu lực.**

#### 5.10.4. Kiểm tra cọc theo điều kiện chịu tải trọng ngang :

- Đối với móng cọc ép thì tải trọng do cầu lắp rất lớn so với tải trọng do tải trọng ngang gây ra do đó ta không cần kiểm tra cọc chịu tải trọng ngang

## CHƯƠNG VI: THIẾT KẾ BIỆN PHÁP THI CÔNG ÉP CỌC

### 6.1. CƠ SỞ THỰC HIỆN

- Toàn bộ thuyết minh thiết kế biện pháp thi công cọc ép được nghiêm túc thực hiện theo tiêu chuẩn quốc gia *TCVN 9394:2012 “Đóng Và Ép Cọc – Thi Công Và Nghiệm Thu”* và *TCVN 9393:2012 “Cọc – Phương Pháp Thử Nghiệm Hiện Trường Bằng Tải Trọng Tĩnh Ép Đọc Trục”*
- Thi công hạ cọc cần tuân theo bản vẽ thiết kế thi công, trong đó bao gồm: dữ liệu về bố trí các công trình hiện có và công trình ngầm; đường cáp điện có chỉ dẫn độ sâu lắp đặt đường dây tải điện và biện pháp bảo vệ chúng; danh mục các máy móc, thiết bị; trình tự và tiến độ thi công; các biện pháp đảm bảo an toàn lao động và vệ sinh môi trường; bản vẽ bố trí mặt bằng thi công kể cả điện nước và các hạng mục tạm thời phục vụ thi công.
- Để có đầy đủ số liệu cho thi công móng cọc, nhất là trong điều kiện địa chất phức tạp, khi cần thiết Nhà thầu phải tiến hành đóng, ép các cọc thử và tiến hành thí nghiệm cọc bằng tải trọng động hoặc tải trọng tĩnh theo đề cương của Tư vấn hoặc Thiết kế đề ra.
- Trắc đạc định vị các trục móng cần được tiến hành từ các mốc chuẩn theo đúng quy định hiện hành. Mốc định vị trục thường làm bằng các cọc đóng, nằm cách trục ngoài cùng của móng không ít hơn 10 m. Trong biên bản bàn giao mốc định vị phải có sơ đồ bố trí mốc cùng toạ độ của chúng cũng như cao độ của các mốc chuẩn dẫn từ lưới cao trình thành phố hoặc quốc gia.
- Việc định vị từng cọc trong quá trình thi công phải do các trắc đạc viên có kinh nghiệm tiến hành dưới sự giám sát của kỹ thuật thi công cọc phía Nhà thầu và trong các công trình quan trọng phải được Tư vấn giám sát kiểm tra. Độ chuẩn của lưới trục định vị phải thường xuyên được kiểm tra, đặc biệt khi có một mốc bị chuyển dịch thì cần được kiểm tra ngay.

## 6.2. CÔNG TÁC CHUẨN BỊ

### 6.2.1. Công tác trắc địa công trình

- Công tác trắc đạc đóng vai trò hết sức quan trọng, nó giúp cho việc thi công xây dựng được chính xác hình dáng, kích thước về hình học của công trình, đảm bảo độ thẳng đứng, độ nghiêng kết cấu, xác định đúng vị trí tim trục của công trình, của các cấu kiện và hệ thống kỹ thuật. Công tác trắc đạc phải tuân thủ theo TCVN 3972-85.
- Định vị vị trí và cốt cao  $\pm 0.000$  của công trình, thành lập lưới khống chế thi công làm phương tiện cho toàn bộ công tác trắc đạc. Tiến hành đặt mốc quan trắc cho công trình, nhằm theo dõi ảnh hưởng của quá trình thi công đến biến dạng bản thân công trình.
- Công trình được đóng ít nhất là 2 cọc mốc chính, các cọc mốc cách xa công trình ít nhất là 3m. Khi thi công dựa vào cọc mốc triển khai do chi tiết các trục định vị của công trình.

### 6.2.2. Mặt bằng thi công

- Khu vực xếp cọc phải nằm ngoài khu vực ép cọc, đường đi từ chỗ xếp cọc đến chỗ ép cọc phải bằng phẳng, không gồ ghề, lồi lõm.
- Cọc phải vạch sẵn đường tâm để khi ép tiện lợi cho việc cân chỉnh.
- Định vị và giác móng cho công trình.

### 6.2.3. Chọn thiết bị ép cọc thủy lực

- Thiết bị ép cọc được lựa chọn để sử dụng vào công trình phải thỏa mãn các yêu cầu sau:
  - + Lực ép lớn nhất của thiết bị không nhỏ hơn 1.4 lần lực ép lớn nhất  $(p_{ep})_{max}$  tác động lên cọc do thiết kế quy định.
  - + Lực ép của thiết bị phải đảm bảo tác dụng đúng dọc trục cọc khi ép đỉnh hoặc tác dụng đều trên các mặt bên của cọc khi ép ôm.
  - + Quá trình ép không gây ra lực ngang tác động vào cọc.
  - + Chuyển động của pit-tông kích hoặc tời cá phải đều và khống chế được tốc độ ép cọc.

- + Giá trị áp lực đo lớn nhất của đồng hồ không vượt quá 2 lần áp lực đo khi ép cọc.  
Chỉ nên huy động khoảng 0.7 – 0.8 khả năng tối đa của thiết bị.
- Cọc có tiết diện là: 300x300 (mm) chiều dài mỗi đoạn 8.0 (m)
- Sức chịu tải của mỗi cọc:  $P_{tk} = 118.3$  (T)
- Để đảm bảo cọc ép đến độ sâu thiết kế, lực ép của máy phải thỏa mãn các điều kiện sau:

+ Lực ép nhỏ nhất

$$(P_{ep})_{min} = 150\% \div 200\%(P_{tk}) = 177.5 \div 237(T) \Rightarrow (P_{ep})_{min} = 177.5(T)$$

+ Lực ép lớn nhất

$$(P_{ep})_{max} = 200\% \div 300\%(P_{tk}) = 237 \div 355(T) \Rightarrow (P_{ep})_{max} = 237(T)$$

Theo điều 6.1 của TCXDVN 286-2003: công suất của thiết bị không nhỏ hơn 1.4 lần lực ép lớn nhất do thiết kế quy định. Tức là:

$$P_{máy} \geq 1.4 (P_{ep})_{max} = 1.4 \times 237 \approx 332 (T)$$

=> **Ta chọn máy ép thủy lực có lực nén lớn nhất là: 400 (T)**

- Chọn máy ép thủy lực YZY 400 có các thông số kỹ thuật sau:
  - + Lực ép lớn nhất: 400 (T)
  - + Khoảng cách lớn nhất cho mỗi lần di chuyển: Dài = 1.6 (m) ; Ngang = 0.93 (m)
  - + Tốc độ ép: 4.7/1.3 (m/phut)
  - + Tổng công suất động cơ: 105.5 (KW)
  - + Tổng trọng lượng: 122 (kg)

- Trọng lượng đối trọng mỗi bên của dàn ép:

$$P_{dt} = (P_{ep})_{min} / 2 = 177.5 / 2 = 89(T)$$

+ Dùng các khối bê tông có kích thước 1.0x1.0x2.0 (m) có trọng lượng 5 (T) làm đối trọng. Mỗi bên dàn ép đặt 14 khối bê tông có tổng trọng lượng là 90T

#### 6.2.4. Chọn cần trục

- Căn cứ vào trọng lượng bản thân của cọc, đối trọng và độ cao nâng cầu cần thiết để chọn cần trục thi công ép cọc

- Ta phải sử dụng thêm cần trục bánh hơi NK-200 do hãng Kato Nhật Bản cung cấp có các thông số cơ bản sau.

- Tải trọng  $Q_{\max}/Q_{\min}=20/6.5T$
- Tầm với  $R_{\max}/R_{\min}=22/3m$
- Chiều cao nâng
- $H = 23.6m$  khi  $R_{\min}$
- $H=4m$  khi  $R_{\max}$
- Chiều dài cần 10.28m - 23.5m
- Thời gian thay đổi tầm với từ  $R_{\min}$  đến  $R_{\max}$  là  $t_1 = 1.4$  phút
- Vận tốc nâng hạ móc cầu  $V \leq 6.3m/s$
- Tốc độ quay của cần trục  $n = 3.1v/phút$

Nguồn động lực và thiết bị kèm theo:

- Động cơ điện 14.5kW, nguồn điện 220/380 V-3 pha
- Côn cầu 16 tấn
- Máy hàn 24 KVA để dung hàn khi nối cọc

### 6.3. THI CÔNG ÉP CỌC

#### 6.3.1. Đoạn cọc mũi (C1)

- Ép đoạn cọc C1, cầu dựng cọc vào giá ép, điều chỉnh mũi cọc vào đúng vị trí thiết kế và điều chỉnh trục cọc thẳng đứng.
- Độ thẳng đứng của đoạn cọc mũi ảnh hưởng lớn đến độ thẳng đứng của toàn bộ cọc do đó đoạn cọc này phải được dựng lắp cẩn thận, phải cân chỉnh để trục cọc trùng với đường trục của kích đi qua điểm định vị cọc. Độ sai lệch không quá 1 (cm).
- Đầu trên của cọc phải được gắn chặt vào thanh định hướng của khung máy.
- Khi 2 mặt mat sát tiếp xúc chặt với mặt bên cọc thì điều khiển van tăng dần áp lực, những giây đầu tiên áp lực đầu tăng chậm dần đều, để đoạn cọc cắm sâu dần vào đất với vận tốc xuyên không quá 1cm/giây.
- Khi phát hiện thấy nghiêng phải cân chỉnh lại ngay.

#### 6.3.2. Đoạn cọc thân (C2)

- Sau khi ép đoạn cọc C1 xuống cách mặt đất khoảng 0.3 (m) ta tiến hành hàn nối và ép đoạn cọc thân C2.

- Kiểm tra bề mặt đầu đoạn cọc C2, sửa chữa cho thật phẳng.
- Lắp đặt đoạn cọc C2 vào vị trí ép. Căn chỉnh để đường trục của đoạn cọc C2 trùng với trục kích và đường trục C1. Độ nghiêng của đoạn cọc C2 không quá 1%.
- Thực hiện công tác hàn nối hai đoạn cọc, trước và sau khi hàn phải kiểm tra độ thẳng đứng của cọc bằng ni-vô (loại thước nước kết hợp laser), tạo áp lực ở mặt tiếp xúc khoảng 3 – 4 daN/cm<sup>2</sup> rồi mới tiến hành nối cọc theo quy định.
- Tiến hành ép đoạn cọc C2. Tăng dần áp lực nén đến máy ép có đủ thời gian cần thiết tạo đủ lực ép thắng lực ma sát và lực kháng của đất ở mũi cọc để cọc chuyển động
- Thời điểm đầu ép đoạn cọc C2 với vận tốc xuyên không quá 1 cm/giây, khi đoạn cọc C2 chuyển động đều thì mới cho cọc chuyển động với vận tốc xuyên không quá 2 cm/giây.
- Tiến hành ép âm khi đoạn cọc C2 đến mặt đất, cấu dựng đoạn cọc lõi (bằng thép) chụm vào đầu cọc rồi tiếp tục ép lõi cọc để đầu cọc cắm đến độ sâu thiết kế. Sau khi ép đến độ sâu thiết kế, rút đoạn lõi lên để sử dụng tiếp cho các cọc khác.
- Sau khi ép xong một cọc, trượt hệ giá ép trên khung để đến vị trí tiếp theo để tiếp tục ép. Trong quá trình ép cọc trên móng thứ nhất, dùng cần trục cầu dầm để thứ hai vào vị trí hố móng thứ hai.
- Sau khi ép xong một móng hoàn chỉnh, di chuyển cả hệ khung ép đến dàn đế thứ hai, dùng cần trục cầu các đối trọng vào dàn đế thứ hai.

### 6.3.3. Hàn nối các đoạn cọc

- Theo thiết kế, các đoạn cọc được hàn nối với nhau bằng các bản thép góc tiếp xúc với bốn góc.
- Để có thể thực hiện tốt công tác hàn nối thì khi ép cọc, kỹ sư giám sát sẽ cho dùng ép tại cao độ cách mặt đất khoảng 0.3 (m) để đường hàn ngang phía dưới vào đúng tâm của công nhân hàn.
- Tránh việc hàn ngửa. Sau khi hàn, gõ toàn bộ mối nối để làm sạch xỉ hàn
- Thợ hàn cho công tác hàn nối phải là thợ bậc 3/7 trở lên.

#### 6.3.4. Những trở ngại khi ép cọc và biện pháp khắc phục

- Những trở ngại thường gặp khi ép cọc xảy ra trong nhiều tình huống khác nhau, tùy từng trường hợp và cách xử lý của kỹ sư giám sát, sau đây trình bày hai trở ngại thường gặp nhất trong quá trình thi công ép cọc:

+ Nếu đang ép cọc bình thường bỗng nhiên thấy cọc xuống chậm hẳn hoặc lực ép đầu cọc tăng lên đột ngột, hiện tượng này chứng tỏ cọc gặp vật cản dưới đất. Không nên tiếp tục ép tiếp vì nếu cưỡng ép có thể làm hỏng cọc. Giải pháp tốt nhất là nhổ cọc lên lấy cọc thép ép xuống để phá vật trở ngại, sau đó lại thả cọc xuống ép bình thường.

+ Khi ép cọc không chịu xuống tiếp hay còn xa mới đến độ thiết kế mà đã đạt độ chối, đó là trường hợp độ chối giả tạo. Trường hợp này Nhà thầu tạm nghỉ ép ít lâu chờ đất quanh cọc sắp xếp lại vị trí, cấu trúc xong mới ép tiếp.

#### 6.3.5. Giám sát và nghiệm thu

- Việc giám sát và nghiệm thu công tác ép cọc được nghiêm túc thực hiện theo mục 8 – TCVN 9394:2012 “Đóng Và Ép Cọc – Thi Công Và Nghiệm Thu”.

- Nhà thầu phải có kỹ thuật viên thường xuyên theo dõi công tác hạ cọc, ghi chép nhật ký hạ cọc. Tư vấn giám sát hoặc đại diện Chủ đầu tư nên cùng Nhà thầu nghiệm thu theo các quy định về dừng hạ cọc nêu ở phần trên cho từng cọc tại hiện trường, lập biên bản nghiệm thu theo mẫu in sẵn (xem Phụ lục A, E TCVN 9394:2012 “Đóng Và Ép Cọc – Thi Công Và Nghiệm Thu”).

- Trong trường hợp có các sự cố hoặc cọc bị hư hỏng Nhà thầu phải báo cho Thiết kế để có biện pháp xử lý thích hợp; các sự cố cần được giải quyết ngay khi đang đóng đại trà, khi nghiệm thu chỉ căn cứ vào các hồ sơ hợp lệ, không có vấn đề còn tranh chấp.

- Khi đóng cọc đến độ sâu thiết kế mà chưa đạt độ chối quy định thì Nhà thầu phải kiểm tra lại quy trình đóng cọc của mình, có thể cọc đã bị xiên hoặc bị gãy, cần tiến hành đóng bù sau khi cọc được “nghỉ” và các thí nghiệm kiểm tra độ nguyên vẹn của cọc (PIT) và thí nghiệm động biến dạng lớn (PDA) để xác định nguyên nhân, báo Thiết kế có biện pháp xử lý.



- Khi đóng cọc đạt độ chồi quy định mà cọc chưa đạt độ sâu thiết kế thì có thể cọc đã gặp chướng ngại, điều kiện địa chất công trình thay đổi, đất nền bị đẩy trôi..., Nhà thầu cần xác định rõ nguyên nhân để có biện pháp khắc phục.
- Nghiệm thu công tác thi công cọc tiến hành dựa trên cơ sở các hồ sơ sau:
  - + Hồ sơ thiết kế được duyệt;
  - + Biên bản nghiệm thu trắc đạc định vị trục móng cọc;
  - + Chứng chỉ xuất xưởng của cọc theo các điều khoản nêu trong phần 3 về cọc thương phẩm;
  - + Nhật ký hạ cọc và biên bản nghiệm thu từng cọc;
  - + Hồ sơ hoàn công cọc có thuyết minh sai lệch theo mặt bằng và chiều sâu cùng các cọc bổ sung và các thay đổi thiết kế đã được chấp thuận;
  - + Các kết quả thí nghiệm động cọc đóng (đo độ chồi và thí nghiệm PDA nếu có);
  - + Các kết quả thí nghiệm kiểm tra độ toàn khối của cây cọc- thí nghiệm biến dạng nhỏ (PIT) theo quy định của Thiết kế;
  - + Các kết quả thí nghiệm nén tĩnh cọc theo TCVN 9393:2012.
- Độ lệch so với vị trí thiết kế của trục cọc trên mặt bằng không được vượt quá trị số nêu trong *Bảng 11 TCVN 9394:2012 “Đóng Và Ép Cọc – Thi Công Và Nghiệm Thu”*

Bảng 11- Độ lệch trên mặt bằng

Loại cọc và cách bố trí chúng	Độ lệch trục cọc cho phép
Cọc có cạnh hoặc đường kính đến 0,5 m	
Khi bố trí cọc một hàng	0,2d
Khi bố trí hình băng hoặc nhóm 2 và 3 hàng	
- Cọc biên	0,2d
- Cọc giữa	0,3d
Chi bố trí quá 3 hàng trên hình băng hoặc bãi cọc	
- Cọc biên	0,2d
- Cọc giữa	0,4d
Cọc đơn	5 cm

Loại cọc và cách bố trí chúng	Độ lệch trục cọc cho phép
Cọc chống	3 cm
Các cọc tròn rỗng đường kính từ 0,5 m đến 0,8 m	
Cọc biên	10 cm
Cọc giữa	15 cm
Cọc đơn dưới cột	8 cm
3) Cọc hạ qua ống khoan dẫn(khi xây dựng cầu)	Độ lệch trục tại mức trên cùng của ống dẫn đã được lắp chắc chắn không vượt quá $0,025D$ ở bên nước (ở đây $D$ là độ sâu của nước tại nơi lắp ống dẫn) và $\pm 25$ mm ở vũng không nước
<p><b>CHÚ THÍCH:</b> Số cọc bị lệch không nên vượt quá 25 % tổng số cọc khi bố trí theo dải, còn khi bố trí cụm dưới cột không nên quá 5 %. Khả năng dùng cọc có độ lệch lớn hơn các trị số trong Bảng 11 sẽ do Thiết kế quy định.</p>	

- Nhà thầu cần tổ chức quan trắc trong khi thi công hạ cọc (đối với bản thân cọc, độ trôi của các cọc lân cận và mặt đất, các công trình xung quanh...).
- Nghiệm thu công tác đóng và ép cọc tiến hành theo các quy định hiện hành. Hồ sơ nghiệm thu được lưu giữ trong suốt tuổi thọ thiết kế của công trình.

## CHƯƠNG VII: THIẾT KẾ BIỆN PHÁP THI CÔNG ĐÀO ĐẤT

### 7.1. CƠ SỞ THỰC HIỆN

- Toàn bộ thuyết minh tính toán biện pháp đào đất được nghiêm túc thực hiện theo tiêu chuẩn quốc gia *TCVN 4447:2012 “Công Tác Đất – Thi Công Và Nghiệm Thu”*.
- Những tài liệu cần thiết để lập thiết kế tổ chức thi công công tác đào đất gồm có:
  - + Thiết kế kỹ thuật công trình;
  - + Bình đồ khu vực xây dựng trong đó chỉ rõ hiện trạng mặt đất, đường đồng mức, chỗ đất đắp, nơi đổ đất, đường vận chuyển.
  - + Các mặt cắt dọc công trình làm theo mặt cắt địa chất;
  - + Bảng thống kê khối lượng công tác đất, biểu đồ cân đối, giữa khối lượng đào và đắp;
  - + Tình hình địa chất, địa chất thủy văn và khí tượng thủy văn của toàn bộ khu vực công trình.
- Tài liệu khảo sát địa chất công trình phải cung cấp đủ những số liệu cần thiết về đất xây dựng:
  - + Địa chất công trình được khoan thăm dò và khảo sát như sau :

Lớp	Tên đất	Bề dày (m)	$\gamma_{tn}$ (T/m <sup>3</sup> )	$\gamma_h$ (T/m <sup>3</sup> )	W (%)	(T/m <sup>3</sup> )	$N_{30}$	$\phi$ (°)	$q_c$ (T/m <sup>2</sup> )	$C_{II}$ (T/m <sup>2</sup> )	B	E (T/m <sup>2</sup> )
1	Cát san lấp	0.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	Sét dẻo mềm	4.0	2.00	1.61	23.98	2.73	7	12°10'	122.23	2.07	0.53	861
3	Sét pha	2.2	1.97	1.61	22.21	2.71	9	11°45'	129.60	1.76	0.52	623
4	Sét dẻo cứng	2.6	2.03	1.64	23.44	2.74	14	18°06'	238.00	3.37	0.40	780
5	Cát hạt trung lẫn sạn	>10.5	2.04	1.73	18.05	2.66	20	31°11'	1297.60	0.34	-	1561

- + Lớp 1           Đất cát san lấp gồm Bè dày tại H = 0.7m  
                  Nằm từ mặt đất tự nhiên sâu từ -0.75 m đến -1.45 m.
- + Lớp 2           Sét xám trắng, đóm nâu, trạng thái dẻo mềm:  
                  Nằm từ mặt đất tự nhiên sâu từ -1.45 m đến -5.45 m.
- + Lớp 3           Sét pha, trạng thái dẻo mềm:  
                  Có độ sâu từ -5.45m đến -7.65 m.
- + Lớp 4           Sét xám trắng, trạng thái dẻo cứng:  
                  Có độ sâu từ -7.65 m đến -10.25 m.
- + Lớp 5           Cát trung có lẫn sạn, sỏi, trạng thái chặt vừa:  
                  Có độ sâu từ -10.25 m đến -20.75 m

(chưa kết thúc trong phạm vi hố khoan)

Mức nước ngầm không xuất hiện trong lỗ khoan.

## 7.2. CÔNG TÁC CHUẨN BỊ

### 7.2.1. Giải phóng mặt bằng

- Khi cấp đất xây dựng công trình phải tính cả diện tích bãi lấy đất, bãi trữ đất, bãi thải, đường vận chuyển tạm thời, nơi đặt đường ống, đường dây điện và mặt bằng bê lắng nếu thi công bằng cơ giới thủy lực.
- Trong phạm vi công trình, trong giới hạn đất xây dựng nếu có những cây có ảnh hưởng đến an toàn của công trình và gây khó khăn cho thi công thì phải chặt hoặc dời đi nơi khác.
- Nên dùng các phương tiện cơ giới để đào gốc cây. Sau khi nhổ lên phải vận chuyển ngay gốc cây ra ngoài công trình để không làm trở ngại thi công.
  - + Có thể dùng máy kéo, máy ủi, máy ủi có thiết bị đào gốc cây, máy xúc, hệ thống tời đặc biệt dùng nhổ gốc cây có đường kính 50 cm trở xuống.
  - + Đối với gốc cây đường kính lớn hơn 50 cm và loại gốc cây có bộ rễ phát triển rộng thì có thể nổ mìn để đào gốc.
- Đá mờ côi quá cỡ so với loại máy được sử dụng (kể cả phương tiện vận chuyển) nằm trong giới hạn hố móng công trình phải loại bỏ trước khi tiến hành đào đất.

- Trước khi đào đắp đất, lớp đất màu nằm trong phạm vi giới hạn quy định của thiết kế hồ móng công trình và bãi lấy đất đều phải được bóc hót và trữ lại để sau này sử dụng tái tạo, phục hồi đất do bị phá hoại trong quá trình thi công, làm tăng độ màu mỡ của đất trồng, phủ đất màu cho vườn hoa, cây xanh... Khi bóc hót, dự trữ, bảo quản đất màu phải tránh nhiễm bẩn nước thải đất đá, rác rưởi và có biện pháp gia cố mái dốc, trồng cỏ bề mặt để chống xói lở, bào mòn.
- Phần đất mượn tạm để thi công phải được tái tạo phục hồi theo tiến độ hoàn thành và thu gọn thi công công trình. Sau khi bàn giao công trình, không quá ba tháng, toàn bộ phần đất mượn tạm để thi công phải được phục hồi đầy đủ và giao trả lại cho người sử dụng.

#### 7.2.2. Công tác tiêu nước bề mặt và nước ngầm

- Do trong quá trình khoan khảo sát địa chất không thấy xuất hiện mực nước ngầm nên ko thực hiện công tác hạ mực nước ngầm, chỉ thực hiện việc tiêu nước bề mặt.
- Trước khi đào đất hồ móng phải xây dựng hệ thống tiêu nước, trước hết là tiêu nước bề mặt (nước mưa, nước ao, hồ, cống, rãnh...) ngăn không cho chảy vào hồ móng công trình. Phải đào mương, khơi rãnh, đắp bờ con trạch... tùy theo điều kiện địa hình và tính chất công trình.
- Tiết diện và độ dốc tất cả những mương rãnh tiêu nước phải bảo đảm thoát nhanh lưu lượng nước mưa và các nguồn nước khác, bờ mương rãnh và bờ con trạch phải cao hơn mức nước tính toán là 0,1 m trở lên.
- Tốc độ nước chảy trong hệ thống mương rãnh tiêu nước không được vượt quá tốc độ gây xói lở đối với từng loại đất.
- Độ dốc theo chiều nước chảy của mương rãnh tiêu nước không được nhỏ hơn 0,003.
- Tất cả hệ thống tiêu nước trong thời gian thi công công trình phải được bảo quản tốt, đảm bảo hoạt động bình thường.

#### b) Đường vận chuyển đất

- Phải tận dụng hệ thống đường sá sẵn có để vận chuyển đất. Nếu trong thiết kế có những tuyến đường vĩnh cửu có thể cho phép kết hợp sử dụng làm đường thi công thì phải xây dựng những tuyến đường này trước để phục vụ thi công. Chỉ cho phép làm

đường thi công tạm thời khi không thể tận dụng hệ thống đường có sẵn và không thể kết hợp sử dụng được những tuyến đường vĩnh cửu có trong thiết kế.

- Đường tạm vận chuyển đất nên làm hai chiều và phải xác định trên cơ sở tính toán kinh tế - kỹ thuật. Chỉ làm đường một chiều khi vận chuyển đất theo vòng khép kín.
- Nếu vận chuyển đất bằng ô tô tự đổ, trọng tải dưới 12 T thì bề rộng mặt đường phải là 7 m đối với đường hai chiều và 3,5 m đối với đường một chiều.
- Bề rộng lề đường không được nhỏ hơn 1,0 m. Riêng ở những nơi địa hình chật hẹp, ở chỗ đường vòng và đường dốc, bề rộng lề đường có thể giảm xuống 0,5 m.
- Bán kính cong tối thiểu của đường tạm thi công đối với ô tô được xác định theo Bảng 2 tùy theo cường độ vận chuyển và tốc độ của ô tô trên đường.
- Nếu địa hình chật hẹp, bán kính cong của đường phải là 15 m đối với xe ô tô hai cầu trọng tải dưới 30 T và 20 m đối với xe ô tô ba cầu.
- Độ dốc thông thường của đường ô tô vận chuyển đất là 0,05. Độ dốc lớn nhất bằng 0,08.
- Nếu đường vận chuyển đất có độ dốc quá dài và lớn hơn 0,08 thì từng đoạn một cứ 600 m đường dốc phải có một đoạn nghỉ với độ dốc không quá 0,03 dài không dưới 50 m.
- Khi đường vận chuyển đất chạy qua vùng đất cát, cát sỏi nếu ở trạng thái ướt thì chỉ cần gạt phẳng và đầm chặt mặt đường. Nếu ở trạng thái khô, xe đi lại khó khăn thì phải rải lớp phủ mặt đường.
- Nếu khối lượng vận chuyển đất lớn và thời gian thi công kéo dài, bề mặt đường tạm phải có lớp phủ kiên cố. Việc xác định lớp phủ mặt đường phải căn cứ vào:
  - + Thời gian phục vụ của đường;
  - + Cường độ vận chuyển của tuyến đường;
  - + Độ dốc của địa hình và những điều kiện đất đai, khí hậu;
  - + Điều kiện sử dụng vật liệu địa phương. Việc lựa chọn lớp phủ mặt đường còn phải dựa vào tính toán hiệu quả kinh tế trong thiết kế tổ chức xây dựng công trình.

- Khi đường thi công chạy qua vùng đất yếu, đầm lầy, vùng đất ngập úng mà cường độ vận chuyển dưới hai trăm xe trong ngày và đêm, trên cơ sở tính toán hiệu quả kinh tế có thể lát dưới hai vệt bánh xe bằng tấm bê tông cốt thép lắp ghép.
- Nếu đường ô tô nằm trên mặt đá hô móng và trên một khối đá đổ thì chỉ cần phủ lên mặt đường lớp đá dăm nhỏ để lấp phẳng những chỗ lồi lõm. Kích thước lớn nhất của đá không được quá 70 mm.

### 7.2.3. Định vị, dựng khuôn công trình

- Trước khi thi công phải tiến hành bàn giao cọc mốc và cọc tim. Sau khi bàn giao, đơn vị thi công phải đóng thêm những cọc phụ cần thiết cho việc thi công, nhất là ở những chỗ đặc biệt như thay đổi độ dốc, chỗ đường vòng, nơi tiếp giáp đào và đắp... những cọc mốc phải được dẫn ra ngoài phạm vi ảnh hưởng của xe máy thi công, phải cố định bằng những cọc, mốc phụ và được bảo vệ chu đáo để có thể nhanh chóng khôi phục lại những cọc mốc chính đúng vị trí thiết kế khi cần kiểm tra thi công.
- Yêu cầu của công tác định vị, dựng khuôn là phải xác định được các vị trí, tim, trục công trình, chân mái đất đắp, mép – đỉnh mái đất đào, chân đóng đất đổ, đường biên hố móng, mép mở vật liệu, chiều rộng các rãnh biên, rãnh đỉnh, các mặt cắt ngang của phần đào hoặc đắp...
- Đối với những công trình nhỏ, khuôn có thể dựng ngay tại thực địa theo hình cắt ngang tại những cọc mốc đã đóng.
- Phải sử dụng máy trắc địa để định vị công trình và phải có bộ phận trắc đạc công trình thường trực ở công trường để theo dõi kiểm tra tim cọc mốc công trình trong quá trình thi công.
- Nếu hình dạng hố móng đối xứng thì phải xác định trục đối xứng của hố móng;
- Nếu hố móng không đối xứng thì xác định một mép của hố móng và một trục tim phụ tiêu biểu tùy theo hình dáng cụ thể của hố móng.
- Những cọc định vị trục tim, mép biên và cọc mốc cao trình phải dẫn ra ngoài phạm vi ảnh hưởng của thi công bằng những cọc phụ. Phải cố định cọc phụ và bảo vệ cẩn thận. Tránh dẫn cọc phụ ra khỏi bãi, trên đường giao thông và tới những nơi có khả năng lún, xói, lở, trượt đất.

### 7.3. THI CÔNG ĐÀO ĐẤT

#### 7.3.1. Công tác thi công ép cừ vào đất

a) Thi công ép cừ Larssen:

+ Lựa chọn phương án đóng cừ:

Công trình có thi công phần ngầm, do mặt bằng bị giới hạn bởi các lô khác của chung cư và đường đi lại xung quanh nên phải chống vách trước khi đào đất.

Sử dụng cừ Larssen của hãng JFE.

Vì độ sâu cần đào đất là tương đối lớn 4.6m (gồm tầng hầm 3m và hố móng 1.6m) nên chọn phương án đóng cừ Larssen và đóng bao quanh toàn bộ công trình. Tổng chiều dài cừ cần phải đóng là 133.6 m.

Khi đào đất hố móng cần giữ tường đất của chúng ổn định, không bị sụt lở, gây ra tai nạn. Muốn vậy ta phải có biện pháp chống vách đất hoặc đào mái dốc thoải.

Phương pháp đào hố có mái dốc thoải làm tăng khối lượng công tác đất tăng lên nhiều cả trong khi đào đất lẫn khi lấp đất lại.

Ngoài ra vì lớp đất ở phía trên cùng là lớp đất yếu (sét và đất đắp) nên nếu ta dùng biện pháp đào đất có mái dốc thì khối lượng đất sẽ tăng lên rất nhiều vì hệ số mái dốc cho phép khi đào hố móng đối với loại đất này nhỏ

Ở đây chọn phương án cừ Larssen vì những lý do sau:

Ta cần đào đất đến độ sâu -5.6m (so với mặt đất tự nhiên) nên ta cần một tường cừ khoẻ và không để cho đất lọt qua.

Với độ sâu này thì có thể khi dùng tường cừ bằng thép thì không cần những thanh chống xiên, thanh ngang hay thanh đứng – gây cản trở các công tác thi công ở dưới hố móng.

Tường cừ thép ngăn được nước thấm qua vì khi nước luân qua các khe trong móc nối cừ phải chạy vòng vèo và để lắng lại những hạt đất nhỏ nhất, sau một thời gian những hạt đất này sẽ bịt kín móc nối, không để nước thấm qua được.

Ván cừ đang được sử dụng phổ biến và mức độ luân lưu cao nên hiệu quả kinh tế rất cao mặc dù giá thành ban đầu hơi cao.



Tường cừ được đóng qua các lớp đất :

+ Lớp 1: đất san lấp, sét màu xám vàng. Độ sâu đáy lớp: -1.7m ( tính từ cốt tự nhiên -1m ), không tiến hành lấy mẫu thí nghiệm ở lớp này nên có thể giả thiết:

Trọng lượng riêng :  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

Góc ma sát trong :  $\varphi = 0^\circ$

Lực dính :  $c = 0 \text{ kN/m}^2$

+ Lớp 2 : sét dẻo mềm. Độ sâu từ 1.7m – 5.7m :

Bề dày:  $4\text{m}$

Trọng lượng riêng :  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

Góc ma sát trong :  $\varphi = 12^\circ 10'$

Lực dính :  $c = 20.7 \text{ kN/m}^2$

+ Lớp 3 : sét pha. Độ sâu từ 5.7m – 7.9m :

Bề dày:  $2.2\text{m}$

Trọng lượng riêng :  $\gamma = 19.7 \text{ kN/m}^3$

Góc ma sát trong :  $\varphi = 11^\circ 45'$

Lực dính :  $c = 17.6 \text{ kN/m}^2$

- Hệ số áp lực ngang của đất :

Giả thiết mặt đất nằm ngang, lưng tường xem như phẳng, thẳng đứng. Nên hệ số áp lực áp lực ngang chủ động và bị động tính theo lý thuyết Rankin là khả áp.

$$+ \text{Lớp 1 : } \varphi = 0^\circ \rightarrow K_{a1} = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 1$$

$$+ \text{Lớp 2 : } \varphi = 12^\circ 10' \rightarrow K_{a2} = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.42$$

$$K_{p2} = \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) = 1.53$$

$$+ \text{Lớp 3 : } \varphi = 11^\circ 45' \rightarrow K_{a2} = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.66$$

$$K_{p2} = \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) = 1.51$$

Trong đó :  $K_a$  – Hệ số áp lực chủ động

$K_p$  – Hệ số áp lực bị động

Áp lực ngang chủ động của đất sau tường:

+ Tại độ sâu  $z_1 = 0,7m$  phía trên :

$$\sigma_1 = \gamma_1 \cdot z_1 K_{a1} = 20 \times 0,7 \times 1 = 14 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

+ Tại độ sâu  $z_2 = 4,7m$  :

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \gamma_2 \times (z_2 - z_1) \times K_{a2} = 14 + 20 \times (4,7 - 0,7) \times 0,42 = 47,6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

+ Tại độ sâu  $z_3 = 6,9m$  :

$$\sigma_3 = \sigma_1 + \sigma_2 + \gamma_3 \times (z_3 - z_2) \times K_{a3} = 90,2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Áp lực do ảnh hưởng của lực dính là :

$$-2c \times \text{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) = -2 \times 17,6 \times \text{tg}(45^\circ - \frac{11^\circ 45'}{2}) = -28,63 \text{ (kN.m}^2\text{)}$$

Vậy áp lực thẳng đứng tính tới cao trình đáy móng (cao trình -6.2m) sau lưng tường là :

$$q_0 = \sigma_3 - 2c \cdot \text{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) = 90,2 - 28,63 = 61,57 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Cường độ áp lực đất sẽ bằng 0 tại vị trí cách điểm E một khoảng  $L'_2$  :

$$L'_3 = \frac{L_2 \times q_0}{2c \times \text{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2})} = \frac{2,2 \times 61,57}{2 \times 17,6 \times \text{tg}(45^\circ - \frac{11^\circ 45'}{2})} = 4,73 \text{ (m)}$$

Tính tổng áp lực P sau lưng tường từ cao trình mặt đất tự nhiên đến cao trình mặt đất trước tường (tính trên 1m tới):

$$P_1 = \frac{1}{2} \times \sigma_1 \times L_1 = \frac{1}{2} \times 14 \times 0,7 = 4,9 \text{ (kN)}$$

$$P_2 = \frac{1}{2} \times \sigma_2 \times L_2 = \frac{1}{2} \times 47,6 \times 4 = 95,2 \text{ (kN)}$$

$$P_3 = \frac{1}{2} \times q_0 \times L'_3 = \frac{1}{2} \times 61,57 \times 4,73 = 145,6 \text{ (kN)}$$

$$\Rightarrow P = P_1 + P_2 + P_3 = 4,9 + 95,2 + 145,6 = 245,7 \text{ (kN)}$$

Điểm đặt hợp lực P so với điểm E (mặt đất bên dưới, trước tường) là :

$$z = \frac{P_1 \times z_1 + P_2 \times z_2 + P_3 \times z_3}{P} \text{ (m)}$$

Trong đó :

$$z_1 - \text{Điểm đặt lực } P_1 \text{ so với mặt đất trước tường ; } z_1 = \frac{1}{3}L_1 + L_2 = 4.91\text{m}$$

$$z_2 - \text{Điểm đặt lực } P_2 \text{ so với mặt đất trước tường ; } z_2 = \frac{1}{3}L_2 + L_3 = 3.53\text{m}$$

$$z_3 - \text{Điểm đặt lực } P_3 \text{ so với mặt đất trước tường ; } z_3 = \frac{1}{3}L'_3 = 1.58\text{m}$$

$$\Rightarrow z = \frac{4.9 \times 4.91 + 95.2 \times 3.53 + 145.6 \times 1.58}{245.7} = 2.4(m)$$

Tính độ sâu đóng cừ ngầm vào trong đất D :

Bằng cách cân bằng moment tại điểm B, ta được phương trình theo D:

$$D^2(4c - q_0) - 2.D.P - \frac{P(P + 12c.z)}{q_0 + 2c} = 0$$

$$\Leftrightarrow D^2 \times (4 \times 17.6 - 61.57) - 2 \times D \times 245.7 - \frac{245.7(245.7 + 12 \times 17.6 \times 2.4)}{61.57 + 2 \times 17.6} = 0$$

$$\Leftrightarrow 8.83 \times D^2 - 491.4 \times D - 1911 = 0$$

$$\Rightarrow D = 4.2 (m)$$

Để xét sự thay đổi phức tạp của nền đất tại nút dưới B, ta thiết kế  $D_{tk}$ :

$$D_{tk} = (1.2 \div 1.4) D = (5.04 \div 5.88) \text{ m}$$

$$\text{Vậy chiều dài cừ thép } L = D_{tk} + 5.1 = 10.14 \div 10.98 \text{ m}$$

Chọn cừ Larsen loại II có các thông số như sau:

+ Diện tích tiết diện ngang:  $61.18\text{cm}^2$

+ Trọng lượng:  $48\text{daN/m}$

+ Moment quán tính:  $1240\text{cm}^4$

+ Moment kháng uốn:  $152\text{cm}^3$

+ Chiều dài cừ:  $12 \text{ m}$

### 7.3.2. Chuẩn bị mặt bằng:

- Định vị các trục hàng cừ chuẩn bị đóng: ở đây trục hàng cừ sẽ cách mép đài vươn ra khỏi tường tầng hầm xa nhất là 2m.

- Tập kết cừ trên mặt bằng dọc theo trục ép cừ, (tập kết cừ Larsen thành 2 hàng, 1 hàng đặt úp, 1 hàng ngửa nhằm tăng năng suất ép cừ, giúp máy thao tác gọn và nhanh hơn).

- Tính toán số lượng cừ cần thiết: Với số liệu cừ loại II như bảng trên, số lượng cừ cần thiết là:

+ Theo chiều dài công trình:  $n_1 = 2 \times 47800/400 = 239$  cây

+ Theo chiều ngắn công trình:  $n_2 = 2 \times 30500/400 = 153$  cây.

- Số lượng cừ cần dùng cả thủy :  $n = 392$  cây. Chiều dài cừ 12m

### 7.3.3. Quy trình thi công ép cừ:

Chọn phương pháp thi công cừ bằng búa rung nén cừ. Chọn máy ép cừ mã hiệu VPP-2A có các thông số sau:

- Công suất: 40kW

- Lực rung max: 250kN

- Tần số rung: 1500phút

- Trọng lượng: 2.2T

- Khi hạ cừ Larsen vào đất tiến hành thành từng đoạn, không hạ thành từng thanh riêng. Đối với thanh cừ đầu tiên có tác dụng dẫn hướng nên cần kiểm tra kỹ độ thẳng đứng theo 2 phương.

- Chiều dài thanh cừ là 12m. Chọn modul cừ là 12m để khỏi phải nối cừ. Để tránh trường hợp máy phải di chuyển kẹp cừ xa chỗ đóng, ta xếp cừ theo từng cụm dọc theo 2 bên tuyến ép. Trong mỗi cụm có 2 nhóm, nhóm đặt cừ úp và nhóm đặt cừ ngửa.

Số lượng cọc trong 1 cụm được tính như sau :

$$n = \frac{\frac{L}{k} + a}{b}$$

Trong đó:

L: chiều dài chôn cừ  $L = 12\text{m}$

$k$  : hệ số phụ thuộc vào việc bố trí cừ trên mặt bằng

$k = 1$ : bố trí cừ 1 bên tuyến ép.

$k = 2$ : bố trí cừ 2 bên tuyến ép.

$a$ : khoảng cách giữa các nhóm cừ trong 1 hàng để thuận tiện cho búa rung kẹp cừ.

Chọn  $a = 0,6m$ .

$b$ : bề rộng tấm cừ. loại cừ Larsen loại II có  $b = 0.4m$

số lượng cừ trong cụm.

$$n = \frac{\frac{12}{2} + 0,6}{0,4} = 16.5$$

Vậy chọn 16 cây.

Chia thành 2 nhóm mỗi nhóm 8 cây.

#### 7.3.4. Phân đoạn thi công ép cừ

- Số phân đoạn:  $n = \frac{334}{16} = 20.875$

- Chọn 21 phân đoạn, mỗi phân đoạn có 16 cây cừ.

- Chiều dài 1 phân đoạn:  $16 \times 0.4 = 6.4m$ . Mỗi cụm cừ sẽ thi công được 6.4m tường.

#### 7.3.5. Tính khối lượng hố móng

a) Tính toán khối lượng đất đào:

Vì phần đất đào để thi công phần móng tương đối sâu là  $-5.1m$ , mặt bằng thi công rộng và căn cứ vào bản vẽ kiến trúc công trình nên ta chia làm 2 đợt để đào.

+ Đợt 1: Từ cao trình  $-1.0m$  đến cao trình  $-4.0m$  (tầng hầm).

Sau khi đóng cừ Larssen, ta tiến hành đào đất đợt 1.

Phương pháp đào: đào dọc đổ bên, máy đào di chuyển theo dạng hình chữ chi.

Khối lượng đất phải đào trong đợt này tính theo công thức:

$$V = B \times L \times H(m^3)$$

Bảng 8.1. Khối lượng đào đất đợt I ( đào cơ giới )

Đợt	Kích thước			Thể tích V (m <sup>3</sup> )
	B (m)	L (m)	H (m)	
1	41.8	25	3.0	3135 – ( 535 + 111) <sup>(*)</sup> = 2489  <i>(*) trừ diện tích phần đất không đào</i>

Khi đào đất trong đợt này phải chú ý chừa lại phần đường cho xe ô tô vận chuyển đất di chuyển trong đợt II

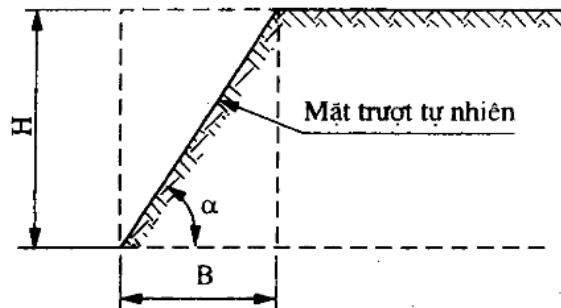
+ Đợt 2 : Từ cao trình -4.0m đến cao trình -5.6m (đáy móng).

- Để đảm bảo an toàn cho mái đất, khi đào và đắp đất phải theo một mái dốc nhất định, độ dốc của mái đất phụ thuộc vào góc nội ma sát của đất, độ dính và độ ẩm của đất. Ta xác định độ dốc tự nhiên của mái đất như sau:

$$i = \tan \alpha = \frac{H}{B}$$

Trong đó:

- + i: Độ dốc tự nhiên của đất
- +  $\alpha$ : Góc của mặt trượt
- + H: Chiều sâu hố đào
- + B: Chiều rộng mái dốc



- Ta chọn độ dốc mái đất: [theo mục 4.2.9 TCVN 4447: 2012 – Bảng 11]

Độ dốc lớn nhất cho phép của mái dốc hào và hố móng

Loại đất	Độ dốc lớn nhất cho phép khi chiều sâu hố móng bằng, m					
	1.5		3.0		5.0	
	Góc nghiêng của mái dốc	Tỷ lệ độ dốc	Góc nghiêng của mái dốc	Tỷ lệ độ dốc	Góc nghiêng của mái dốc	Tỷ lệ độ dốc
Đất mượn	56	1: 0,67	45	1: 1,00	38	1: 1,25

Loại đất	Độ dốc lớn nhất cho phép khi chiều sâu hố móng bằng, <b>m</b>					
	1.5		3.0		5.0	
	Góc nghiêng của mái dốc	Tỷ lệ độ dốc	Góc nghiêng của mái dốc	Tỷ lệ độ dốc	Góc nghiêng của mái dốc	Tỷ lệ độ dốc
Đất cát và cát cuội ẩm	63	1: 0,50	45	1: 1,00	45	1: 1,00
Đất cát pha	76	1: 0,25	56	1: 0,67	50	1: 0,85
Đất thịt	90	1: 0,00	63	1: 0,50	53	1: 0,75
Đất sét	90	1: 0,00	76	1: 0,25	63	1: 0,50
Hoàng thổ và những loại đất tương tự trong trạng thái khô	90	1: 0,00	63	1: 0,50	63	1: 0,50

CHÚ THÍCH 1: Nếu đất có nhiều lớp khác nhau thì độ dốc xác định theo loại đất yếu nhất.

CHÚ THÍCH 2: Đất mượn là loại đất nằm ở bãi thải đã trên sáu tháng không cần nén.

- Vị trí hố móng được đặt trong lớp đất sét, chiều sâu đáy móng so với cốt MĐTN là - 5.600m có H = 1.6 m
- Góc nghiêng của mái dốc loại đất sét là 76°

$$B = \frac{H}{i} = \frac{1.6}{4} = 0.4(m)$$

b) *Thể tích đất đào hố móng*

Khối lượng đất phải đào trong đợt này tính theo công thức:

$$V = \frac{H}{6} [a.b + (a+c).(b+d) + c.d]$$

Hay  $V = \frac{F_1 + F_2}{2} . L$  (tùy thuộc vào dạng hình thể của khối đất đào, đắp).

Trong đó:

a,b: Chiều rộng và chiều dài mặt đáy

c,d: Chiều rộng và chiều dài mặt trên

H: chiều sâu hố đào

Hệ số mái dốc  $m = 0.5$  (tra bảng theo đất cấp II)

Khoảng không lưu lấy là 1m.

Vậy:

$$a = B_m + 2, b = L_m + 2$$

$$c = a + 2.m.H, d = b + 2.m.H$$

(Với  $B_m, L_m$  là chiều rộng và chiều dài của đài móng)

+ Kích thước móng M1 (16 móng)

$$a = B_m + 2 = 1.5 + 2 = 3.5 \text{ m.}$$

$$b = L_m + 2 = 2.4 + 2 = 4.4 \text{ m.}$$

$$c = a + 2 \times m \times H = 3.5 + 2 \times 0.5 \times 1.6 = 5.1 \text{ m.}$$

$$d = b + 2 \times m \times H = 4.4 + 2 \times 0.5 \times 1.6 = 6 \text{ m.}$$

$$V_1 = \frac{H}{6} [a.b + (a+c).(b+d) + c.d] = 36.12(m^3)$$

+ Kích thước móng M2 (17 móng)

$$a = B_m + 2 = 0.6 + 2 = 2.6 \text{ m.}$$

$$b = L_m + 2 = 1.5 + 2 = 3.5 \text{ m.}$$

$$c = a + 2 \times m \times H = 2.6 + 2 \times 0.5 \times 1.6 = 4.2 \text{ m.}$$

$$d = b + 2 \times m \times H = 3.5 + 2 \times 0.5 \times 1.6 = 5.1 \text{ m.}$$

$$V_2 = \frac{H}{6} [a.b + (a+c).(b+d) + c.d] = 23.73(m^3)$$

+ Kích thước móng M3 (5 móng)

$$a = B_m + 2 = 1.5 + 2 = 3.5 \text{ m.}$$

$$b = L_m + 2 = 1.5 + 2 = 3.5 \text{ m.}$$

$$c = a + 2 \times m \times H = 3.5 + 2 \times 0.5 \times 1.6 = 5.1 \text{ m.}$$

$$d = b + 2 \times m \times H = 3.5 + 2 \times 0.5 \times 1.6 = 5.1 \text{ m.}$$

$$V_3 = \frac{H}{6} [a.b + (a+c).(b+d) + c.d] = 28.53(m^3)$$

Bảng 8.2: Khối lượng đào đất



Hố móng	Số lượng	Thể tích 1 hố móng (m <sup>3</sup> )	Thể tích đất đào (m <sup>3</sup> )
M1	16	36.12	577.92
M2	17	23.73	403.41
M3	5	28.53	142.65
			Σ = 1123.98

Trong đó 62.5% đào bằng cơ giới (đào máy đến cốt -5.000 so với mặt đất tự nhiên), 37.5% đào thủ công ( đào bằng tay đến cốt -5.600 so với mặt đất tự nhiên để tránh làm hỏng 0.6m đầu cọc).

$$V_{\text{cơ giới}} = 62.5\% \times 1123.98 = 702.49(\text{m}^3)$$

$$V_{\text{thủ công}} = 37.5\% \times 1123.98 = 421.49(\text{m}^3)$$

c) Khối lượng đất đắp lại

- Khối lượng đất lấp lại, với hệ số toi xốp [TCVN 4447: 2012 – Phụ lục C – Bảng C.1]

Tên đất	Hệ số chuyển từ tự nhiên sang toi	Ghi chú
Cuội	1,26 đến 1,32	Đối với từng loại đất cụ thể phải thí nghiệm kiểm tra lại hệ số toi xốp của đất tại hiện trường
Đất sét	1,26 đến 1,32	
Sỏi nhỏ và trung	1,14 đến 1,26	
Đất hữu cơ	1,20 đến 1,28	
Hoàng thổ	1,14 đến 1,28	
Cát	1,08 đến 1,17	
Cát lẫn đá dăm và sỏi	1,14 đến 1,28	
Đá cứng đã nổ mìn toi	1,45 đến 1,50	
Đất pha cát nhẹ	1,14 đến 1,28	
Đất pha cát nhẹ nhưng lẫn cuội sỏi, đá dăm	1,26 đến 1,32	

Đất pha sét nặng không lẫn cuội sỏi, đá dăm	1,24 đến 1,30	
Đất cát pha có lẫn cuội, sỏi, đá dăm	1,14 đến 1,28	

- Khối lượng đất đắp được tính theo công thức:

$$V'' = \frac{V - V'}{1.26} = \frac{1123.98 - 333.67}{1.26} = 627.23(\text{m}^3)$$

Trong đó:

+ 1.26 : hệ số chuyển từ tự nhiên sang tơi của đất sét

+ V: Tổng thể tích đất đào (máy và thủ công)

+ V': Thể tích chiếm chỗ của đài cọc và sàn tầng hầm

Bảng 8.2: Thể tích chiếm chỗ của đài cọc

Đài cọc	Số lượng	Thể tích 1 đài cọc (m <sup>3</sup> )	Thể tích chiếm chỗ (m <sup>3</sup> )
M1	16	5.40	86.40
M2	17	1.35	22.95
M3	5	3.38	16.90
Sàn tầng hầm dày 250mm		207.42	207.42
			$\Sigma = 333.67$

- Khối lượng đất thừa cần chuyển đi:

$$V''' = V - V'' = 1123.98 - 627.23 = 496.75(\text{m}^3)$$

d) Lựa chọn và tính toán máy phục vụ thi công đất:

+ Máy đào đất:

“Bề rộng khoang đào về lý thuyết có thể mở rộng tối đa tới 2 lần bán kính đào lớn nhất  $R_{max}$ , khi quay máy đào  $90^0$  sang cả hai bên. Tuy nhiên, việc đào với khoang đào rộng tối đa như vậy làm mất ổn định cho vùng nền đất tại vị trí máy đứng, có thể làm máy lật xuống hố đào. Nên trong thực tế, kích thước khoang đào dọc của máy đào gầu nghịch  $B_{kd}$  nên nằm trong khoảng  $(1,42-1,73) R_{max}$ ”. “Bề rộng khoang đào dọc của máy đào gầu nghịch hợp lý nhất là bằng  $1,42R_{max}$ ” [*Bách khoa toàn thư mở Wikipedia - [http://vi.wikipedia.org/wiki/Máy\\_đào](http://vi.wikipedia.org/wiki/Máy_đào)*]

Chọn máy gầu nghịch hiệu Hitachi ZX 230. Số máy: 2 máy.

+ Các thông số của máy:

- Dung tích gầu:  $0.8m^3$ .
- Bán kính đào: 10.27m.
- Chiều cao đỡ: 6.95 m.
- Chiều sâu đào: 6.95 m.
- Trọng lượng máy: 23 T.

+ Tính năng suất của máy đào:

$$\text{Năng suất đào: } N = q \times \frac{k_d}{k_t} \times n_{ck} \times K_{tg} \text{ (m}^3 \text{ / h)}$$

Trong đó:

$$q = 0.80m^3 \text{ (dung tích gầu)}$$

$$k_d = 1.15 \text{ (hệ số đầy gầu phụ thuộc vào loại gầu, cấp và độ ẩm của đất.}$$

Với đất cấp II(sét), ẩm ( $W = 5 \div 30\%$ ) thì  $k_d = 1.1 \div 1.2$ )

$$k_t = 1.25 \text{ (hệ số tơi xốp của đất } k_t = 1.1 \div 1.4 \text{)}$$

$$K_{tg} = 0.75 \text{ (hệ số sử dụng thời gian } K_{tg} = 0.7 \div 0.8)$$

$$n_{ck} = \frac{3600}{T_{ck}}$$

Trong đó:  $T_{ck} = t_{ck} \cdot K_{vt} \cdot K_{quay}$ : thời gian của một chu kỳ.

$t_{ck} = 17s$ : thời gian của một chu kỳ khi góc quay  $\varphi = 90^0$ , đổ đất tại bãi.

$$K_{vt} = 1.1: \text{ hệ số phụ thuộc vào điều kiện đổ đất lên thùng xe}$$

$K_{quay} = 1$ : hệ số phụ thuộc vào  $\varphi_{quay}$  cần với.

$$\text{Vậy } T_{ck} = 17 \times 1.1 \times 1 = 18.7 \text{ s}$$

Số chu kỳ của máy trong một giờ:  $n_{ck} = 3600 / 18.7 = 192.51 \text{ (1/h)}$

Năng suất đào đất :  $N = 0.80 \times (1.15/1.25) \times 192.51 \times 0.75 = 106.27 \text{ m}^3/\text{h}$ .

Năng suất mỗi ca (mỗi ca 8h) :  $N_{ca} = 106.27 \times 8 = 850.16 \text{ m}^3/\text{ca}$ .

Tính toán tương tự trên với trường hợp máy đào đất đổ đất thành đống (lúc đó  $k_{vt} = 1$ ), ta có năng suất máy đào đất đổ đống là:

$$N = 0.80 \times (1.15/1.25) \times (3600/17) \times 0.75 = 116.89 \text{ m}^3/\text{h}.$$

+ Tính thời gian thi công đất:

Thời gian thi công đợt I ( tầng hầm ) :

$$T_1 = \frac{V}{N} = \frac{2489}{850.16} = 2.93ca, \text{ chọn 3 ngày.}$$

Thời gian đào đất đợt II – đào cơ giới ( móng ):

$$T_2 = \frac{V}{N} = \frac{702.49}{850.16} = 0.83ca, \text{ chọn 1 ngày.}$$

Sau khi đào đất xong hố móng trong từng trục thi công đào đất ta tiến hành cho công nhân đào bằng thủ công tại các vị trí đầu cọc và đào sâu thêm tại các vị trí hố móng 100mm để đổ bê tông lót hố móng, rãnh thu nước và hố bom. Đồng thời sửa lại đáy hố móng cho bằng phẳng, đúng cao độ thiết kế. Tiếp theo là thi công lớp bê tông đá 4 x 6 lót đài cọc. Sau khi công tác chuẩn bị hố móng xong thì bắt đầu thi công đài cọc.

e) Xe vận chuyển đất:

Đất được chuyển đi bằng ô tô hiệu CXZ46RI (hãng DEWOO), số lượng ô tô tùy thuộc vào quãng đường vận chuyển. Tính toán cụ thể như sau:

Số lượng xe ô tô (m) tính bằng công thức:

$$m = \frac{T}{t_{ch}} (xe)$$

Trong đó:

T: thời gian một chuyến xe, tính bằng phút, xác định như sau:

$$T = t_{ch} + t_{dv} + t_d + t_q \text{ (phút)}$$

Với:

$t_{ch}$ : thời gian chất hàng lên xe.

$t_{dv}$ : thời gian đi về của xe.

$t_d$ : thời gian dỡ hàng khỏi xe lấy bằng 1 phút.

$t_q$ : thời gian quay xe lấy bằng 2 phút.

Thời gian chất hàng lên xe  $t_{ch}$  phụ thuộc vào số gầu đất  $n$  đầy một xe ô tô:

$$n = \frac{Q}{\gamma \cdot e \cdot k_{ch}} \text{ (gầu)}$$

$$t_{ch} = \frac{n \cdot e \cdot k_{ch}}{N} \cdot 60 = \frac{q}{N} \cdot 60 \text{ (phút)}$$

Trong đó:

$Q$ : tải trọng xe (kN)

$\gamma$  (kN/m<sup>3</sup>): dung trọng đất ở trạng thái nguyên thể.

$e$ : dung tích hình học của gầu đào (m<sup>3</sup>)

$q$ : dung tích xe ô tô (m<sup>3</sup>), tính theo đất nguyên thể và số gầu chẵn.

$k_{ch}$ : hệ số chứa đất tơi của gầu. ( $k_{ch} = 0.85$ )

Thời gian đi về của xe tính bằng công thức:

$$t_{dv} = \frac{2 \cdot L}{v} \cdot 60 \text{ (phút)}$$

Trong đó:

$L$ : đoạn đường vận chuyển (km)

$v$ : vận tốc di chuyển trung bình của xe (km/h)

Khi máy đào đổ một phần đất đào lên xe ô tô để chở đi xa và đổ một phần đất còn lại thành đống lên bờ hồ đào để dành sau này lấp hồ móng thì số lượng xe ô tô cần thiết

tính bằng công thức:  $m_1 = \frac{T}{t_{ch}} \cdot \mu$

Hệ số  $\mu$  tính bằng công thức:

$$\mu = \frac{K}{\varphi + K}$$

với  $K = \frac{N_d}{N_{xe}}$ ,  $\varphi = \frac{V_d}{V_{xe}}$

Trong đó:

$N_d$ : năng suất máy đào khi đổ đất thành đống,  $m^3/h$

$N_{xe}$ : năng suất máy đào khi đổ đất vào xe ô tô,  $m^3/h$

$V_d$ : lượng đất mà máy đào đổ thành đống,  $m^3$

$V_{xe}$ : lượng đất mà máy đào đổ vào xe ô tô,  $m^3$

+ Tính toán cụ thể như sau:

Thông số tính toán chung:

- Năng suất đào đất:

Khi đổ vào xe ô tô:  $N = 98.77 m^3/h$ .

Khi đổ thành đống:  $N = 108.68 m^3/h$ .

- Tải trọng xe:  $Q = 125 kN$  (12.5 tấn)

- Dung trọng đất nguyên thể:  $\gamma = 20 kN/m^3$ .

- Hệ số chứa đất toi:  $k_{ch} = 0.85$

- Đoạn đường vận chuyển đất:  $L = 15 km$ .

- Vận tốc trung bình của xe:  $v = 40 km/h$ .

Đợt I: Bảng 9.2 Số xe ô tô chờ đất đợt I

N (gầu)	Q ( $m^3$ )	$t_{ch}$ (phút)	$t_{dv}$ (phút)	T (phút)	M (xe)
9.19	6.25	4	45	52	13

Đợt II: Bảng 9.3 Số xe ô tô chờ đất đợt II

$V_d$ ( $m^3$ )	$V_{xe}$ ( $m^3$ )	K	$\varphi$	$\mu$	$t_{ch}$ (phút)	$t_{dv}$ (phút)	T (phút)	$m_1$ (xe)
1123.98	678.9	1.1	1.66	0.39	4	45	52	6

Sau khi đào xong đợt 1, ta tiến hành rải đất sỏi để gia cường mặt đường cho ô tô di chuyển. Đất có cấp phối đá dăm dày 20-30cm. Đào đến đâu thì đào rãnh thu nước đến đó và dùng máy bơm bơm nước thoát đi đến bể lắng rồi theo hệ thống thoát nước thành phố.

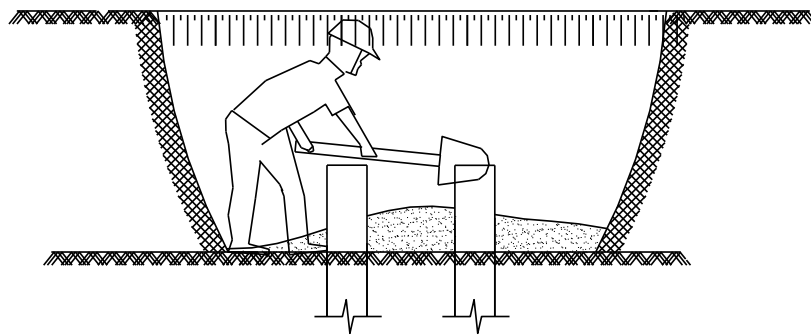
## CHƯƠNG VIII: THIẾT KẾ BIỆN PHÁP THI CÔNG ĐÀI CỌC

### 8.1. KỸ THUẬT THI CÔNG

#### 8.1.1. Đập đầu cọc:

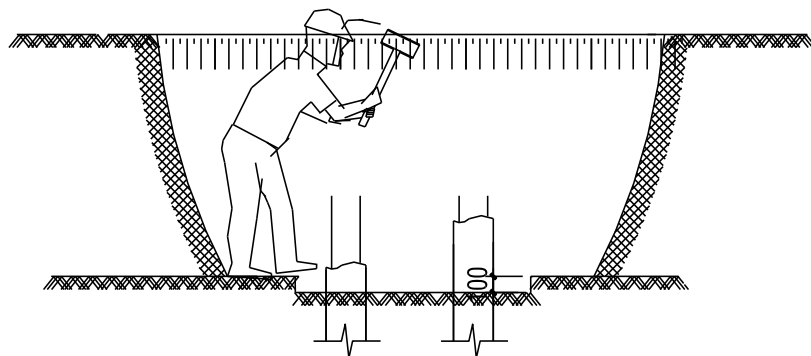
- Sau khi hoàn tất công việc thi công đào đất bằng cơ giới, tiến hành cho công nhân sửa lại hố đào, kiểm tra và xác định lại cao độ hố móng và vị trí cọc ngầm vào đài. Phần đầu cọc sẽ được sửa lại cho đến cao độ thiết kế. Kể từ đáy hố móng thì ta làm phẳng đầu cọc đến đáy hố đào là 600 mm (gồm 100 mm lớp bê tông lót và 500 mm phần cọc ngầm vào đài). Sau đó đầm chặt phần bê tông vữa và đầm phẳng đáy móng.
- Để đục bê tông đầu cọc ta dùng máy đục bê tông loại cầm tay. Yêu cầu sau khi đục xong thì mặt bê tông phải tương đối bằng phẳng và cách mặt bê tông lót 15 cm và phải có cùng một cao trình.

1. Sửa đáy hố móng thủ công



Hình: Sửa đáy hố móng thủ công

2. Sửa đầu cọc và đầm đáy hố móng



Hình: Đập đầu cọc và đầm đáy hố móng

### 8.1.2. Đổ bê tông lót đài cọc:

- Sau khi đã sửa xong hố móng, kiểm tra tim cốt, chiều sâu hố móng, kích thước hố móng đúng thiết kế thì ta tiến hành đổ bê tông lót đá 4x6 Mác M75 dày 100 mm, có diện tích lớn hơn đế móng mỗi bên là 100mm. Trước khi thi công bê tông lót ta phải căng dây giới hạn mép móng rồi mới xếp một lượt đá 4x6 xuống cùng với bê tông vữa đầu cọc, dùng đầm bàn đầm sau đó đổ vữa xi măng lên trên rồi gạt phẳng ra sau đó đầm lại. Cứ xếp đá và rải vữa cho đến cao độ thiết kế thì dừng lại. Bê tông lót yêu cầu phẳng đúng độ sâu thiết kế tạo điều kiện thuận lợi cho thi công đài cọc sau này.

### 8.1.3. Công tác gia công và lắp dựng cốt thép đài cọc:

#### a) Các yêu cầu kỹ thuật của thép dùng trong xây dựng công trình:

- Đúng chủng loại thiết kế. Bề mặt sạch, không dính dầu mỡ, bùn đất, vẩy sắt và các lớp gỉ.
- Khi làm sạch các thanh thép tiết diện có thể giảm nhưng không được vượt quá 2%. Để đảm bảo cắt uốn chính xác cần kéo, uốn và nắn thẳng thanh thép trước khi gia công.

#### b) Biện pháp thi công và bảo quản:

- Trước khi gia công cốt thép phải làm sạch cốt thép.
- Khi cắt thép với số lượng lớn thì lấy một thanh thép làm chuẩn để cắt hàng loạt đến khi đủ số thanh thép theo thiết kế (tránh sai số cộng dồn). Sau đó bó thành từng bó ghi rõ số lượng, đường kính, kích thước thanh và đưa vào kho để bảo quản tránh gỉ sét. Để thuận lợi trong thi công và tránh nhầm lẫn nên đánh số phù hợp với số hiệu thanh thép trong bản vẽ thi công.

#### c) Biện pháp lắp dựng:

- Trước tiên xác định tim, cốt đáy móng theo hai phương. Sau đó tiến hành lắp dựng cốt thép móng.
- Cốt thép dưới đáy móng được buộc bằng dây thép 1 mm theo kiểu nút hình nơ hoặc hình số 8 theo trình tự sau: Đầu tiên rải cốt thép theo phương chịu lực chính trước theo đúng khoảng cách thiết kế. Sau đó rải tiếp lớp cốt thép tiếp theo theo phương vuông góc lên trên. Dùng liên kết buộc để tổ hợp cốt thép thành lưới. Cách thức buộc cứ cách một



thanh thì buộc một thanh, các nút buộc so le và ngược chiều nhau. Cũng có thể thi công toàn bộ lồng thép trước ở trên mặt đất sau đó dùng cần trục đưa xuống hố móng. Sau khi lắp dựng xong cốt thép móng ta dùng các viên kê bê tông có chiều cao bằng phần nhô lên của đầu cọc (15cm) có gắn râu thép để buộc vào các mắt lưới thép.

- Cốt thép cổ cột cũng tiến hành lắp dựng tương tự theo nguyên tắc tương tự như trên. Cốt thép chờ của cổ móng phải được buộc thành khung thông thường để cố định thép chờ chân cột, trong phần đài cọc chỉ cần đặt ba cốt đai (một ở chân móng, một ở giữa, một ở cổ móng) và trong trường hợp cần thiết có thể neo bốn thanh thép ở góc cột vào bốn góc ván khuôn đài móng để tránh bị xô lệch và biến dạng trong quá trình đổ và đầm bê tông móng.
- Cốt thép được đặt vào đài kiểm tra lại vị trí, kích thước trước khi buộc cố định và ghép ván khuôn. Thép đặt xong phải tiến hành nghiệm thu nếu phát hiện có sai sót phải tiến hành sửa ngay trước khi đổ bê tông.
- Một số yêu cầu khác của cốt thép xem kỹ trong phần thi công thân nhà.

#### 8.1.4. Công tác gia công và lắp dựng ván khuôn:

- Ván khuôn tạo nên hình dáng cấu kiện bê tông do vậy ván khuôn phải được gia công đúng hình dáng kích thước yêu cầu và phải được lắp dựng canh chỉnh đúng tim cốt dọc ngang bằng dây căng tim quả dọi và phải được kiểm tra bằng máy kinh vĩ.
- Ván khuôn được lắp dựng sau khi lắp dựng xong cốt thép. Ván khuôn đài móng được cố định bằng cọc gim xuống đất và chống vào đất (cần có miếng ván lót để tránh gây ứng suất lún làm xô dịch ván khuôn khi đổ bê tông).
- Ván khuôn của đài móng được gia công lắp dựng trước sau khi thi công xong bê tông đài móng thì bắt đầu gia công lắp dựng ván khuôn cổ móng.

#### 8.1.5. Thi công bê tông đài cọc:

##### a) Chọn thiết bị thi công:

Sau khi đã nghiệm thu xong ván khuôn và cốt thép thì ta tiến hành đổ bê tông. Vì khối lượng đổ bê tông lớn nên ta sử dụng bê tông thương phẩm.

- Chọn máy bơm bê tông phục vụ thi công đài cọc và hệ thống cột dầm sàn công trình có độ cao dưới 20m.

- Chọn Máy bơm bê tông mini JACON DNCP-90T/44.5RZ với các thông số sau:

- + Công suất bơm lý thuyết: 86 m<sup>3</sup>/h
- + Áp lực ống cực đại: 110 Bar
- + Công suất động cơ: 141 KW
- + Đường kính xi lanh bơm: 200 mm
- + Hành trình xi lanh bơm: 1400 mm
- + Dung tích phễu: 650 l
- + Bơm xa cực đại: 43.6 m
- + Độ dài ống mềm: 4 m

- Chọn xe chở bê tông thương phẩm:

Mã hiệu SB – 92B có các thông số kỹ thuật như sau:

Bảng 9.4 Thông số kỹ thuật của xe chở bê tông

Dung tích thùng trộn (m <sup>3</sup> )	Ô tô cơ sở	Kích thước giới hạn (m)	Dung tích thùng nước (m <sup>3</sup> )	Công suất động cơ (W)	Tốc độ quay của thùng trộn (v/ph)	Độ cao đổ phối liệu vào (m)	Thời gian đổ bê tông ra (mm/ph)	Trọng lượng bê tông ra (T)
6-7	Kamaz 5511	7.38x2.5x3.4	0.75	40	9 - 14.5	3.5	10	21.85

b) Tính toán số xe trộn cần thiết để đổ bê tông:

- Xem quãng đường vận chuyển 30 km, tốc độ xe 40 km/h,

+ Thời gian chạy đến công trường là:

$$\frac{60 \times 30}{40} = 45 \text{ phút}$$

+ Thời gian nhận bê tông 15 phút.

+ Thời gian trút bê tông 15 phút.

+ Vậy thời gian một chuyến xe là:

$$45 \times 2 + 15 \times 2 = 120 \text{ phút.}$$

- Một ngày một xe chở được:  $\frac{8 \times 60}{120} = 4$  (chuyến).
- Ta chọn 4 chuyến một ngày. Thể tích một xe lấy trung bình là  $6 \text{ m}^3$ .
- Thể tích mỗi xe vận chuyển được trong ngày là:
- $4 \times 6 = 24 \text{ m}^3/\text{ngày}$ .
- Số xe cần yêu cầu trong mỗi ngày thi công cụ thể như sau:

Bảng: Số lượng xe chở bê tông thi công đài

Trục		E	D	C	B	A	
Đài cọc	V bê tông ( $\text{m}^3$ )	19.575	29.7	32.4	35.1	9.45	126.225
	Số xe	3.26	4.95	5.40	5.85	1.58	21 xe

## c) Công tác chuẩn bị trước khi đổ bê tông móng:

- Kiểm tra lại cao trình đáy đài.
- Kiểm tra lại kích thước ngang – dọc của từng đài móng
- Trước khi đổ bê tông cần kiểm tra các mốc định vị tim trục móng, kiểm tra kích thước đài cọc, kiểm tra các cục kê cốt thép, các thép đứng cổ móng đã được buộc chặt vào lưới thép đáy đài chưa, kiểm tra độ thẳng đứng của thép đứng cổ móng, kiểm tra lưới thép đáy đài về kích thước, đường kính, khoảng cách & cách neo buộc.
- Làm vệ sinh hố móng, không để rác, đất, bùn còn lại trong hố móng.
- Chèn lấp các khe hở giữa ván khuôn và lớp bê tông lót.
- Cố định chắc chắn khung thép đứng cổ móng để tuyệt đối không bị xô dịch trong quá trình đổ bê tông.
- Đổ bê tông và kiểm tra cao độ đổ bê tông.

## d) Cách thức đổ bê tông:

- Do khối lượng bê tông lớn nên khi thi công ta sử dụng máy bơm cần để đổ bê tông đài móng. Phần bê tông cổ móng và giằng sẽ thi công sau khi bê tông móng đã đạt được cường độ cho phép.

- Với xe bơm bê tông đã chọn để đổ bê tông đài, giằng móng cũng như các dầm sàn tầng trên thì chỉ cần cho xe đứng tại một vị trí bất kỳ cách biên là có thể đổ bê tông cho toàn công trình. Ta tiến hành đổ bê tông cho đài móng theo các trục trong các phân đoạn.
- Khi đổ bê tông ta cho xe bê tông lùi vào vị trí đứng của máy bơm, quay trộn một số vòng tòi trút bê tông trong thùng xe vào phễu nạp của máy bơm tới khi cao hơn cửa trút của bơm từ 15 – 20 cm thì bắt đầu cho xe bơm làm việc.
- Không để bê tông xuống thấp hơn mức quy định trên để tránh lẫn khí vào trong ống dẫn. Khi xe vận chuyển hết bê tông, nếu xe thứ hai chưa tới thì phải dừng bơm cho đến khi bê tông đầy trong phễu nạp cho bơm. Bê tông rơi từ từ vào trong phễu bơm và được bơm xuống đài móng, giằng móng. Công nhân đứng tại khu vực đổ bê tông điều chỉnh cho bê tông rơi xuống hố móng thành các lớp chiều dày đều theo quy định. Đài cọc có chiều dày bê tông lớn nên phải đổ bê tông thành nhiều lớp, mỗi lớp dày 20 – 30 cm. Khi bê tông đổ tới đâu phải tiến hành đầm tới đó. Công nhân thả đầm dùi xuống đầm bê tông, thời gian đầm tại mỗi vị trí là 25 giây.
- Bê tông chỉ được bơm đổ xuống móng sau khi đã qua các khâu kiểm tra sau:
  - Kiểm tra chất lượng bê tông trước khi vào công trường: về thành phần cấp phối cũng như về cường độ bằng cách lấy mẫu, thử trong phòng thí nghiệm và thử tại công trường bằng cách thử độ sụt của bê tông, lập biên bản, ghi phiếu chất lượng trước khi cho đổ bê tông.
  - Kiểm tra độ sụt của bê tông bằng biện pháp côn Abrams gồm một phễu hình nón đặt trên một bản phẳng được cố định chặt. Khi xe bê tông đến người lấy mẫu đổ bê tông vào phễu dùng que sắt chọc khoảng 20 – 25 lần. Sau đó nhấc phễu ra đo độ sụt của bê tông. Khi độ sụt bê tông khoảng **12 cm** là hợp lý.

e) Kỹ thuật đầm bê tông:

- Yêu cầu của đầm bê tông là làm cho bê tông đặc chắc đồng nhất tạo điều kiện cho bê tông bám chắc vào cốt thép và đạt cường độ thiết kế.
- Khi đầm không được để đầm chạm vào cốt thép gây chấn động đến phần bê tông đã đầm trước đó.
- Đầm cắm sâu vào lớp đầm trước đó khoảng 5 cm.

- Thời gian đầm tại một vị trí từ 15 – 30 giây.
- Cho máy chạy trước khi hạ đầm và sau khi rút đầm ra khỏi bê tông mới tắt máy.
- Khoảng cách giữa hai lần đầm là  $\leq 1,5r$ .
- Vị trí đầm cách ván khuôn là  $2d < l < 1,5r$ .
- Đầm bê tông lót móng ta chọn đầm bàn mã hiệu V7 với các thông số kỹ thuật sau:
  - + Thời gian đầm: 15s.
  - + Bán kính tác dụng: 20 - 30 cm.
  - + Chiều sâu lớp đầm: 20 - 20 cm.
- Để đầm bê tông đài cọc ta dùng đầm dùi mã hiệu I50 có các thông số kỹ thuật như sau:
  - + Công suất 1 KW.
  - + Điện áp 220 V.
  - + Số vòng quay 600 vòng/phút.
  - + Trọng lượng 20 kg.
  - + Thời gian đầm 30s.
  - + Bán kính tác dụng 30 – 40 cm.
  - + Chiều sâu lớp đầm 20 – 30 cm.
  - + Năng suất 30 m<sup>3</sup>/h.

## 8.2. TÍNH TOÁN KHỐI LƯỢNG THI CÔNG ĐÀI CỌC

Sử dụng ván khuôn thép Lenex. Ván khuôn sử dụng là loại tấm phẳng dài có kích thước theo tiêu chuẩn của nhà sản xuất.

Thanh sườn ngang sử dụng thép hộp  $50 \times 50 \times 2$  mm và sườn đứng sử dụng thép hộp  $100 \times 100 \times 2$  mm

Cây chống sử dụng cây chống tiêu chuẩn của hãng Hòa Phát cung cấp.

Những thanh chống ngắn ta sử dụng thanh chống gỗ  $50 \times 50$  mm.

Hệ ván khuôn sử dụng cho đài móng là ván khuôn thép tiêu chuẩn của hãng Lenex cung cấp nên không cần tính toán ván khuôn. Do đó chỉ tiến hành kiểm tra khả năng chịu lực của hệ sườn ngang và sườn đứng.

### 8.2.1. Tải trọng

Cốp pha móng chịu tác dụng của áp lực bê tông, tải trọng khi đổ và đầm bê tông

Áp lực ngang bê tông :  $\gamma \times H = 25 \times 0.75 = 18.75 (\text{kN} / \text{m}^2)$

(H: chiều cao mỗi lớp đổ bê tông, phụ thuộc vào bán kính đầm dùi).

Hoạt tải đổ bê tông:  $q_{d1} = 4 (\text{kN}/\text{m}^2)$ .

Hoạt tải đầm bê tông:  $q_{d2} = 2 (\text{kN}/\text{m}^2)$ .

Tuy nhiên với cốp pha đứng, thường khi đổ thì không đầm và ngược lại do vậy khi tính toán lấy giá trị nào lớn hơn.

Do đó :  $\sum q_d = 4 (\text{kN}/\text{m}^2)$

$$\Rightarrow q^{tc} = \gamma \times H + \sum q_d = 18.75 + 4 = 22.75 (\text{kN}/\text{m}^2)$$

Tải tính toán:

$$q^t = n\gamma H + \sum n_d q_d = 1.2 \times 18.75 + 1.3 \times 4 = 27.70 (\text{kN}/\text{m}^2).$$

### 8.2.2. Kiểm tra sườn ngang

Sườn ngang dùng thép hộp ( $50 \times 50 \times 2$ ) mm, khoảng cách giữa hai sườn là 250mm.

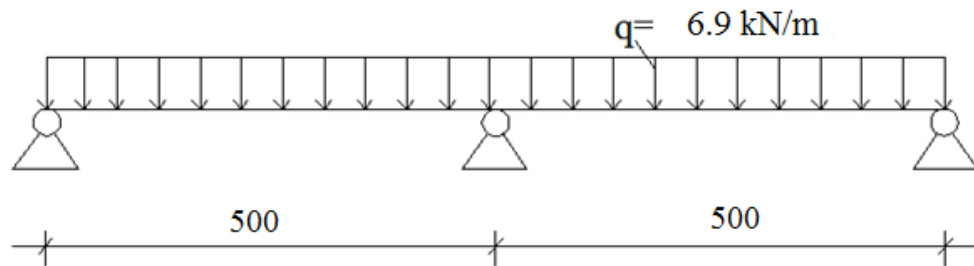
Xem sườn như một dầm liên tục, gối lên các sườn đứng, nhịp 500mm

Tải trọng tiêu chuẩn phân bố đều trên mét dài:

$$q_o^{tc} = 22.75 \times 0.25 = 5.68 (\text{kN}/\text{m})$$

Tải trọng tính toán phân bố đều trên mét dài:

$$q_o^{tt} = 27.70 \times 0.25 = 6.9 \text{ (kN/m)}$$



Hình 10.1 Sơ đồ tính sườn ngang

Moment lớn nhất:

$$M_{\max} = \frac{q_o^{tt} l^2}{10} = \frac{6.9 \times 0.5^2}{10} = 0.1725 \text{ (kN.m)}$$

Moment kháng uốn:

$$J = \frac{5 \times 5^3}{12} - \frac{4.6 \times 4.6^3}{12} = 14.77 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$W = \frac{5 \times 5^2}{6} - \frac{4.6 \times 4.6^2}{6} = 4.61 \text{ (cm}^3\text{)}$$

Kiểm tra bền:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.1725 \times 10^2}{4.61} = 3.74 \text{ (kN/cm}^2\text{)} < [\sigma] = 21 \text{ (kN/cm}^2\text{)}$$

→ Thỏa yêu cầu độ bền

Độ võng: ( sơ đồ tính là dầm liên tục )

$$f = \frac{1}{128} \times \frac{q l^4}{EJ} = \frac{1}{128} \times \frac{5.68 \times 50^4}{21 \times 10^3 \times 14.77 \times 100} = 0.08 \text{ cm} < [f] = \frac{1}{250} = \frac{50}{250} = 0.2 \text{ cm.}$$

→ Thỏa yêu cầu độ võng

### 8.2.3. Sườn đứng

Chọn sườn đứng là thép hộp (50×50×2) mm.

Chọn vị trí các cây chống theo khoảng cách của các sườn đứng  $l = 0.5\text{m}$ . Để đơn giản tính toán và thiên về an toàn, coi sườn đứng như dầm đơn giản gối lên 2 vị trí cây chống xiên trên và dưới ( $L = 1\text{m}$ ).

Tải trọng do sườn ngang gác lên sườn đứng là:

$$P = q \times \frac{L}{2} = 6.9 \times \frac{0.5}{2} = 1.725 \text{ (kN)}$$

Do khoảng cách các cây sườn ngang bé, nên tải trọng này coi như phân bố theo chiều dài trên sườn đứng:

$$q' = P = 1.725 \text{ (kN/m)}$$

Moment kháng uốn:

$$J = \frac{5 \times 5^3}{12} - \frac{4.6 \times 4.6^3}{12} = 14.77 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$W = \frac{5 \times 5^2}{6} - \frac{4.6 \times 4.6^2}{6} = 4.61 \text{ (cm}^3\text{)}$$

Kiểm tra ứng suất uốn cho phép của sườn đứng:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{1.725 \times 100^2}{100 \times 10 \times 4.61} = 3.74 \text{ (kN/cm}^2\text{)} \leq [\sigma] = 21 \text{ (kN/cm}^2\text{)}$$

Kiểm tra độ võng của sườn đứng

Độ võng của sườn đứng được xác định theo công thức của dầm đơn giản:

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{tc} l^4}{EJ}$$

Trong đó:

$$q_{tc} = 5.68 \times \frac{0.5}{2} = 1.42 \text{ (kN/m)}$$

E – Mô đun đàn hồi của thép;  $E = 21 \times 10^3 \text{ (kN/cm}^2\text{)}$

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{q l^4}{EJ} = \frac{5}{384} \times \frac{1.42 \times 100^4}{21 \times 10^3 \times 14.77 \times 100} = 0.059 \text{ (cm)}$$

Độ võng cho phép:

$$[f] = \frac{l}{250} = \frac{100}{250} = 0.25 \text{ (cm)}$$

Vậy  $f_{\max} < [f] \Rightarrow$  sườn đứng bảo đảm yêu cầu về độ võng.

#### 8.2.4. Cây chống xiên

Lực nén một cây chống phải chịu là:

$$P = q \times \frac{l}{2} = 1.42 \times \frac{1}{2} = 0.71 \text{ (kN)} \approx 71 \text{ (kG)}$$

$\Rightarrow$  Chọn cây chống đơn bằng thép hộp có tăng đũa.



## CHƯƠNG IX: THIẾT KẾ THI CÔNG DẦM, SÀN, CỘT

Ván khuôn dầm và sàn sử dụng loại ván khuôn tiêu chuẩn của hãng Hòa Phát cung cấp. Khả năng chịu tải, độ võng, các đặc trưng hình học, các phương pháp tổ hợp, lắp dựng và các chi tiết phụ của ván khuôn này được giới thiệu trong tài liệu kèm theo do Hòa Phát cung cấp.

### 9.1. TÍNH TOÁN CỘP PHA DẦM

#### 9.1.1. Cấu tạo

Sử dụng những tấm cốp pha thép có kích thước tiêu chuẩn của nhà sản xuất để làm cốp pha cho dầm điển hình có kích thước là 250×600mm.

Dùng những thanh thép hộp (50×100×2) mm để làm sườn đáy dầm cách nhau 1m

Dùng thanh chống thép tiêu chuẩn cách nhau 1m tương ứng với khoảng cách của sườn đáy

#### 9.1.2. Tính toán và bố trí thanh sườn

Chọn các thanh thép hộp có kích thước (50×100×2) mm làm sườn ngang cách nhau 1m

Tải trọng tác dụng lên sườn ngang:

Tải trọng tác dụng lên sườn ngang được tra theo TCVN 4453-1995 và TCVN 2737-1995:

+ Trọng lượng bê tông:

$$q_1 = n \times \gamma \times h = 1.2 \times 25 \times 0.6 = 18 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

+ Trọng lượng ván khuôn dầm:

$$q_2 = 1.1 \times 0.6 = 0.66 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

+ Hoạt tải người và dụng cụ:

$$q_3 = 1.3 \times 2.5 = 3.25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

+ Hoạt tải đổ bê tông:

$$q_4 = 1.3 \times 4 = 5.2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

+ Hoạt tải do đầm bê tông:

$$q_5 = 1.3 \times 2 = 2.6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Tổng tải trọng lúc thi công tác dụng lên sườn ngang:

$$q_{tt} = q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 = 18 + 0.66 + 3.25 + 5.2 + 2.6 = 29.71 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Trọng lượng bản thân sườn ngang:

$$q_6 = (0.05 \times 0.1 - 0.046 \times 0.096) \times 78.5 = 0.046 \text{ (kN/m)}$$

Tải trọng tập trung tác dụng lên sườn:

$$P = q_{tt} \times b \times l + q_6 \times l = 29.71 \times 0.25 \times 1 + 0.046 \times 1 = 7.47 \text{ (kN)}$$

Với:

+  $l = 1 \text{ m}$  : khoảng cách giữa 2 sườn đáy

+  $b = 0.25 \text{ m}$  : bề rộng dầm

Diện tích tiết diện ngang thép hộp:

$$A = 5 \times 10 - 4.6 \times 9.6 = 5.84 \text{ (cm}^2\text{)}$$

Kiểm tra điều kiện bền:

$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{7.47}{5.84} = 1.28 \text{ (kN/cm}^2\text{)} < [\sigma] = 21 \text{ (kN/cm}^2\text{)}$$

⇒ Thanh sườn ngang đảm bảo khả năng chịu lực.

### 9.1.3. Chọn cây chống

Lực tác dụng lên một cây chống:

$$P = 7.47 \text{ kN} = 747 \text{ kG}$$

Chọn cột chống ống thép K-102 có các thông số sau:

+ Chiều cao sử dụng tối đa:  $L_{\max} = 3.5 \text{ m}$

+ Chiều cao sử dụng tối thiểu:  $L_{\min} = 2 \text{ m}$

+ Sức chịu tải cực đại:  $P_{\max} = 2000 \text{ kg}$

+ Sức chịu tải cực tiểu:  $P_{\min} = 1500 \text{ kg}$

+ Trọng lượng bản thân:  $T = 10.2 \text{ kg}$

## 9.2. TÍNH TOÁN CỘP PHA SÀN

### 9.2.1. Cấu tạo

Ván khuôn sàn sử dụng loại cốp pha thép tiêu chuẩn của nhà sản xuất

Sườn ngang là các thanh thép hộp  $40 \times 80 \times 1.5 \text{ (mm)}$  đặt cách nhau  $0.5 \text{ m}$

Sườn dọc là các thanh thép hộp  $50 \times 100 \times 2 \text{ (mm)}$  đặt cách nhau  $1 \text{ m}$

Các cây chống tiêu chuẩn Hòa Phát đặt cách nhau  $1 \text{ m}$

9.2.2. Tính thanh sườn

a) Kiểm tra sườn ngang

Sử dụng thép hộp (40×80×1.5) mm

Tải trọng tác dụng lên ván khuôn được tra theo TCVN 4453-1995 và TCVN 2737-1995:

+ Trọng lượng bản thân bê tông:

$$q_1 = n \times \gamma \times h = 1.2 \times 25 \times 0.12 = 3.6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

+ Trọng lượng ván khuôn sàn:

$$q_2 = 1.1 \times 0.5 = 0.55 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

+ Hoạt tải người và dụng cụ:

$$q_3 = 1.3 \times 2.5 = 3.25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

+ Hoạt tải đổ bê tông:

$$q_4 = 1.3 \times 4 = 5.2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

+ Hoạt tải do đầm bê tông:

$$q_5 = 1.3 \times 2 = 2.6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Tổng tải trọng lúc thi công tác dụng lên sườn trên:

$$q_{tt} = q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 = 3.6 + 0.55 + 3.25 + 5.2 + 2.6 = 15.2 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (*)$$

Trọng lượng bản thân sườn trên:

$$q_6 = (0.05 \times 0.1 - 0.046 \times 0.096) \times 78.5 = 0.046 \text{ (kN/m)}$$

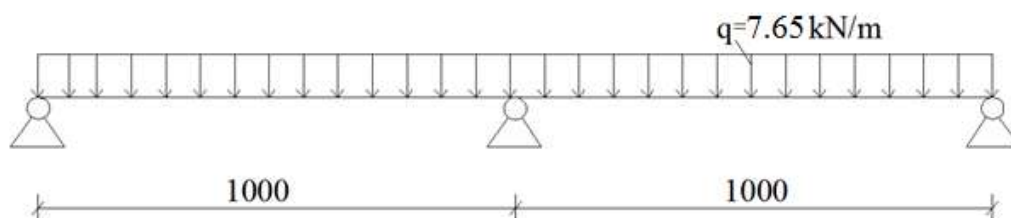
Tổng tải phân bố tính toán tác dụng vào sườn trên:

$$q_{tt} = q \times l + q_6 = 15.2 \times 0.5 + 0.046 = 7.65 \text{ (kN/m)}$$

Tổng tải phân bố tiêu chuẩn tác dụng vào sườn trên:

$$q_{tc} = (3 + 0.5 + 2.5 + 4 + 2) \times 0.5 + 0.046 = 7.25 \text{ (kN/m)}$$

Xem sườn ngang như dầm liên tục, khoảng cách giữa các sườn ngang là 0.5m, gọi là các sườn dọc nhịp 1m



Hình 10.1 Sơ đồ tính sườn ngang

Mô men uốn:

$$M_{\max} = \frac{q_{tt} \times l^2}{10} = \frac{7.65 \times 1^2}{10} = 0.765(\text{kN.m})$$

Mô men kháng uốn:

$$J = \frac{4 \times 8^3}{12} - \frac{3.7 \times 7.7^3}{12} = 29.9 (\text{cm}^4)$$

$$W = \frac{4 \times 8^2}{6} - \frac{3.7 \times 7.7^2}{6} = 6.11 (\text{cm}^3)$$

Kiểm tra bền:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0.765 \times 100}{6.11} = 12.52(\text{kN} / \text{cm}^2) < [R] = 21(\text{kN} / \text{cm}^2)$$

⇒ thỏa yêu cầu độ bền

Kiểm tra biến dạng:

$$f = \frac{1}{128} \times \frac{q_{tc} l^4}{EJ} = \frac{1}{128} \times \frac{7.25 \times 100^4}{21 \times 10^3 \times 29.9 \times 100} = 0.09(\text{cm}) < [f] = \frac{1}{400} = \frac{100}{400} = 0.25(\text{cm})$$

⇒ Thanh sườn trên đảm bảo khả năng chịu lực.

b) Kiểm tra sườn dọc

*Sử dụng thép hộp (50×100×2)mm*

Xem sườn dọc như 1 dầm liên tục, gối là các cột chống nhịp 1m

Tải trọng tác dụng lên sườn dưới là tải trọng tập trung của sườn trên gác lên sườn dưới:

$$P_1 = q_{tt} \times l = 7.65 \times 1 = 7.65 (\text{kN})$$

Trọng lượng bản thân sườn dưới:

$$P_2 = (0.05 \times 0.1 - 0.046 \times 0.096) \times 78.5 = 0.046 (\text{kN/m})$$

Mô men lớn nhất tại giữa nhịp:

$$M = \frac{P_1 \times l}{4} + \frac{P_2 \times l^2}{10} = \frac{7.65 \times 1}{4} + \frac{0.046 \times 1^2}{10} = 1.92(\text{kN.m})$$

Mô men kháng uốn của thép hộp:

$$J = \frac{5 \times 10^3}{12} - \frac{4.6 \times 9.6^3}{12} = 77.52 (\text{cm}^4)$$

$$W = \frac{5 \times 10^2}{6} - \frac{4.6 \times 9.6^2}{6} = 12.68 \text{ (cm}^3\text{)}$$

Kiểm tra theo điều kiện bền:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{1.92 \times 100}{12.68} = 15.14 \text{ (kN / cm}^2\text{)} < [\sigma] = 21 \text{ (kN / cm}^2\text{)}$$

→ Thỏa yêu cầu điều kiện độ bền

Kiểm tra điều kiện biến dạng:

$$f = \frac{P_1 l^3}{48EJ} + \frac{1}{128} \times \frac{P_2 l^4}{EJ}$$

$$= \frac{7.65 \times 100^3}{48 \times 21 \times 10^3 \times 77.52} + \frac{1}{128} \times \frac{0.046 \times 100^4}{21 \times 10^3 \times 77.52 \times 100} = 0.098 \text{ cm} < [f] = \frac{1}{400} = \frac{100}{400} = 0.25 \text{ cm}$$

→ Thỏa điều kiện biến dạng

### 9.2.3. Tính cột chống

Tổng tải trọng lúc thi công tác dụng lên sườn trên: (\*)

$$q_{tt} = 15.2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Tổng trọng lượng bản thân của sườn trên và sườn dưới:

$$q_{\text{sườn}} = 0.03 + 0.046 = 0.076 \text{ (kN/m)}$$

Tải trọng tác dụng lên cây chống:

$$P = (15.2 \times 1 \times 1) + (0.076 \times 1) = 15.276 \text{ (kN)} = 1527.6 \text{ (kg)}$$

Chọn cột chống ống thép K-102 có các thông số sau:

- + Chiều cao sử dụng tối đa:  $L_{\max} = 3.5 \text{ m}$
- + Chiều cao sử dụng tối thiểu:  $L_{\min} = 2 \text{ m}$
- + Sức chịu tải cực đại:  $P_{\max} = 2000 \text{ kg}$
- + Sức chịu tải cực tiểu:  $P_{\min} = 1500 \text{ kg}$
- + Trọng lượng bản thân:  $T = 10.2 \text{ kg}$

### 9.3. TÍNH TOÁN CỘP PHA CỘT

Tính toán cốp pha cho cột có kích thước lớn nhất (400×600) mm

Sử dụng các tấm coffa tiêu chuẩn để lắp ghép thành cốp pha cột

Sử dụng thép hộp (100×100×2) mm làm gông cột, khoảng cách 500mm

### 9.3.1. Tải trọng

Cốp pha cột chịu tác dụng của áp lực bê tông, tải trọng khi đổ và đầm bê tông và tải trọng gió (đối với cột có cao trình > 10m).

$$\text{Áp lực ngang bê tông : } \gamma \times H = 25 \times 0.75 = 18.75 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

(H: chiều cao mỗi lớp đổ bê tông, phụ thuộc vào bán kính đầm dùi).

$$\text{Hoạt tải đổ bê tông: } q_{d1} = 4 (\text{kN}/\text{m}^2).$$

$$\text{Hoạt tải đầm bê tông: } q_{d2} = 2 (\text{kN}/\text{m}^2).$$

Tuy nhiên với cốp pha đứng, thường khi đổ thì không đầm và ngược lại do vậy khi tính toán lấy giá trị nào lớn hơn.

$$\text{Do đó : } \sum q_d = 4 (\text{kN}/\text{m}^2)$$

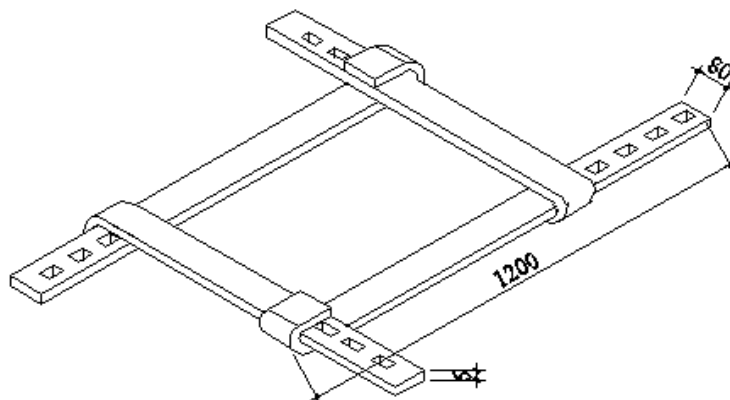
$$\Rightarrow q^{lc} = \gamma \times H + \sum q_d = 18.75 + 4 = 22.75 (\text{kN}/\text{m}^2)$$

Tải tính toán:

$$q^t = n\gamma H + \sum n_d q_d = 1.2 \times 18.75 + 1.3 \times 4 = 27.70 (\text{kN}/\text{m}^2).$$

### 9.3.2. Kiểm tra gông cột:

Chọn thép long máng cạnh uốn vào trong theo nhà sản xuất làm gông cột khoảng cách giữa các gông cột là 500mm



Kiểm tra theo phương cột có kích thước 600mm

Tải trọng tiêu chuẩn phân bố đều trên mét dài:

$$q_o^{lc} = 22.75 \times 0.5 = 11.375 (\text{kN}/\text{m})$$

Tải trọng tính toán phân bố đều trên mét dài:

$$q_o^t = 27.70 \times 0.5 = 13.85 \text{ (kN/m)}$$

Mô men lớn nhất:

$$M_{\max} = \frac{q_{tt} \times l^2}{10} = \frac{13.85 \times 1^2}{10} = 1.385 \text{ (kN.m)}$$

Moment kháng uốn: ( tra theo bảng của nhà sản xuất )

Quy cách		Diện tích mặt cắt A (cm <sup>2</sup> )	Trọng lượng (kg/m)	Momen quán tính tiết diện Jx (cm <sup>4</sup> )	Momen đề kháng tối thiểu của tiết diện Wx (cm <sup>3</sup> )
Thép lồng máng cạnh uốn vào trong	U80x40x16x3.0	5.08	3.99	48.92	12.23
	U100x50x20x3.0	6.58	5.16	100.28	20.08

Chọn: J = 48.92(cm<sup>4</sup>)

W = 12.23(cm<sup>3</sup>)

- Kiểm tra bền:

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{1.385 \times 100}{12.23} = 11.32 \text{ (kN / cm}^2\text{)} < [R] = 21 \text{ (kN / cm}^2\text{)}$$

⇒ thỏa yêu cầu độ bền

- Kiểm tra biến dạng:

$$f = \frac{1}{128} \times \frac{q_{tt} l^4}{EJ} = \frac{1}{128} \times \frac{11.375 \times 100^4}{21 \times 10^3 \times 48.92 \times 100} = 0.086 \text{ (cm)} < [f] = \frac{1}{400} = \frac{100}{400} = 0.25 \text{ (cm)}$$

⇒ Thanh sườn trên đảm bảo khả năng chịu lực.

### 9.3.3. Kiểm tra cây chống xiên cho cột

Chọn cây chống thép K-102 tiêu chuẩn của công ty Hòa Phát có [P] = 2000 kG.

Cây chống giao với sàn một góc 60°.

Chọn chiều dài cột chống là 2m.

Cây chống xiên chịu tác dụng của tải trọng gió.

Tải trọng gió đối với thi công lấy bằng 50% tải trọng gió tiêu chuẩn.

Theo TCVN 2737 : 1995, áp lực tiêu chuẩn gió tính được xác định theo công thức sau:

$$W = n.k_i.c_i.W_0.B \text{ (daN/m)}.$$

Trong đó:

+  $W_0$ : áp lực gió tra bảng TCVN 2737 :1995, phụ thuộc vào từng vùng và địa hình khác nhau. Đối với địa hình thành phố Hồ Chí Minh và tính gió để thi công nên:

$$W_0 = \frac{95-12}{2} = 41.5 \text{ daN/m}^2.$$

+  $n = 1.2$ : hệ số vượt tải của gió.

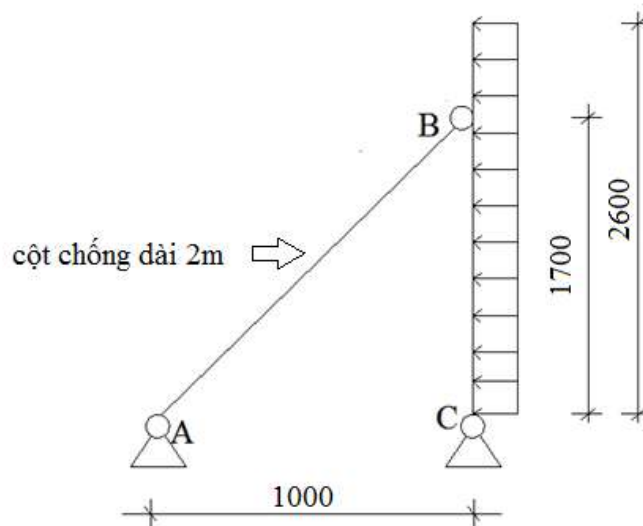
+  $k_i$ : hệ số tính đến sự thay đổi áp lực gió theo độ cao, phụ thuộc vào cao độ  $Z$  và dạng địa hình.

Giả thuyết công trình được xây dựng tại TP.HCM có dạng địa hình C, độ cao tại cao trình tính gió là  $7,150 + 2.6 = 9,75\text{m} \Rightarrow k = 0,66$ .

+  $c_i$ : hệ số khí động, tra theo TCVN 2737 :1995. Chọn  $c = 0.8$

+  $B$ : bề rộng đón gió ( $B = h_c = 0.6\text{m}$ )

$$\Rightarrow W = 1.2 \times 0.66 \times 0.8 \times 41.5 \times 0.6 = 15.78 \text{ (daN/m)} = 0.16 \text{ (kN/m)}.$$



Hình 10.4 Sơ đồ tính cây chống



Xét cân bằng moment đối với điểm C, ta có:

$$M_c = N_{AB} \times \frac{1.7}{2} - 0.16 \times \frac{2.6^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow N_{AB} = 0.64 \text{kN} = 64 \text{kG}$$

⇒ Vậy cây chống đã chọn đảm bảo khả năng chịu lực.

#### 9.4. TÍNH TOÁN NHU CẦU MÁY MÓC THIẾT BỊ PHỤC VỤ THI CÔNG

Các số liệu cần thiết cho quá trình chọn máy thi công :

Tổng chiều dài công trình : 41.8m

Chiều rộng công trình : 25m

Chiều cao công trình (tính từ mặt đất tự nhiên) : 33.5m

Theo biện pháp kỹ thuật thi công :

- + Sử dụng bê tông thương phẩm
- + Sử dụng cần trục tháp để đưa vật liệu lên cao
- + Sử dụng máy bơm bê tông để đưa bê tông lên cao

##### 9.4.1. Chọn cần trục tháp

Do mặt bằng công trình tương đối lớn, công tác vận chuyển sắt thép, coffa, nguyên vật liệu phục vụ thi công rất nhiều. Vì vậy, để tiết kiệm thời gian và nhân công chúng ta sử dụng cần trục tháp để vận chuyển.

Chọn cần trục tháp loại quay được (thay đổi tầm với bằng xe trục) :

Xác định độ cao cần thiết của cần trục:

$$H = H_{ct} + H_{at} + H_{ck} + H_{tb}$$

Trong đó:

- +  $H_{ct}$ : Độ cao công trình cần đặt cấu kiện;  $H_{ct} = 33.5 \text{m}$
- +  $H_{at}$ : Khoảng cách an toàn;  $H_{at} = 1 \text{m}$
- +  $H_{ck}$ : Chiều cao cấu kiện  $H_{ck} = 1.5 \text{m}$
- +  $H_{tb}$  : Chiều cao thiết bị treo buộc ,  $H_{tb} = 1 \text{m}$

$$\rightarrow H = 33.5 + 1 + 1.5 + 1 = 37\text{m.}$$

Tầm với cần trục tháp:

$$R = B + d$$

Trong đó :

+B = 30.54m: Chiều rộng công trình từ mép công trình đến vị trí xa nhất đặt cầu kiện.

+d: Khoảng cách từ trục quay đến mép công trình.

$$\text{Vậy : } R = 30.54 + 4 = 34.54\text{m}$$

Căn cứ vào các thông số sau chọn cần trục tháp:

$$+ H_{yc} = 47.46\text{m}$$

$$+ R_{yc} = 34.54\text{m}$$

Tra bảng chọn cần trục tháp mã hiệu KB-504, có các thông số kỹ thuật sau:

+ Chiều cao cần trục:  $H = 40.5\text{m}$

+ Độ vơi tay cần:  $R = 40\text{m}$

+ Tải trọng cầu vật:  $Q = 6.2\text{T}$

+ Vận tốc nâng:  $V_{\text{nâng}} = 60 \text{ (m/phút)}$

+ Vận tốc hạ:  $V_{\text{hạ}} = 3 \text{ (m/phút)}$

#### 9.4.2. Chọn máy vận thăng:

Đặt máy vận thăng theo : (xem bản vẽ).

Chiều cao công trình: 33.5m

- Chọn máy vận thăng chở vật liệu có các thông số:

+ Sức nâng vật:  $Q = 0.5\text{T}$

+ Độ cao nâng tiêu chuẩn:  $H_{tc} = 45 \text{ m}$

+ Độ cao nâng tối đa:  $H_{\text{max}} = 55 \text{ m}$

+ Kích thước: Cao 79.9m; Dài 5.23m; Rộng 3.764m

+ Trọng lượng: 6.5T

+ Công suất động cơ: 7.5 KW

- Chọn máy vận thăng chở người có thông số:

- + Số người nâng tối đa: 12 người
- + Trọng tải: 1T
- + Tốc độ nâng: 38m/phút
- + Độ cao nâng tiêu chuẩn: 50m
- + Độ cao nâng tối đa: 150m
- + Lòng nâng kích thước: 3x1.3x2m
- + Công suất động cơ: 2x11 KW
- + Điện áp: 380V; 50-60Hz

#### 9.4.3. Chọn xe vận chuyển bê tông

Do sử dụng bê tông tươi đặt nhà máy nên phải vận chuyển bê tông đến công trình bằng xe ô tô chuyên dùng.

Vậy chọn xe mã hiệu SB-92B có các thông số kỹ thuật sau :

- + Dung tích thùng : 6 m<sup>3</sup>.
- + Công suất động cơ : 40 KW.
- + Tốc độ quay của thùng : 9÷14.5 vòng/phút
- + Độ cao đổ phối liệu vào : 3.5 m.
- + Thời gian đổ bê tông ra (min) : 10 phút.
- + Vận tốc di chuyển : 20 Km/h.
- + Trọng lượng xe khi có bê tông : 21.85 T.

#### 9.4.4. Chọn máy đầm bê tông

Dùng đầm dùi bê tông do công ty Hòa Phát cung cấp.

Đặc điểm đầm dùi :

- + Đầu dùi : Loại PHV-28 có đường kính 28mm, chiều dài 345mm, biên độ rung 2.2mm, độ rung 12000÷14000 lần/phút, trọng lượng là 1.2 Kg
- + Dây dùi : Loại PSW có đường kính ruột dây dùi 7.7mm, đường kính vỏ 28mm, chiều dài dây dùi có thể lên đến 2m, 3m, 4m, 5m, 6m cho phù hợp với từng loại cấu kiện
- + Mô tơ nguồn : Loại PMA – 1500, công suất 1.5KVA, 1 pha, nặng 6.5Kg

### 9.5. CÁC YÊU CẦU KỸ THUẬT

### 9.5.1. Ván khuôn

#### a) Yêu cầu về gia công

Đảm bảo độ ổn định, độ cứng và bền

Đảm bảo đúng hình dạng, kích thước theo bản vẽ thiết kế

Lắp dựng nhanh & tháo dỡ dễ dàng, không làm hư cốt pha và bê tông

Không gây khó khăn khi đặt cốt thép và khi đổ, đầm bê tông

Đảm bảo cứng và bằng phẳng.

#### b) Yêu cầu về kết cấu

Kết cấu ván khuôn ở những bộ phận thẳng đứng và ở tấm sàn phải bảo đảm tháo dỡ được mà không phụ thuộc vào việc tháo dỡ những ván khuôn đà giáo còn lưu lại để chống đỡ.

Mặt ván khuôn phải được cạo sạch, phẳng, nhẵn và bôi dầu nhờn trước khi sử dụng, cạnh ván khuôn phải nhẵn, thẳng bảo đảm ghép kín khít để nước xi măng không chảy ranoài khi đổ bê tông.

Sự giảm kích thước của ván khuôn so với kích thước thiết kế không được giảm 5% chiều rộng mặt cắt ngang đối với cấu kiện chịu uốn (không được phép giảm chiều cao) và không được quá 5% diện tích mặt cắt ngang đối với cấu kiện chịu nén và kéo.

#### c) Yêu cầu về dựng đặt

Khi đặt ván khuôn phải căn cứ vào các mốc trắc đạc cho vị trí cao độ đồng thời dựa vào bản thiết kế thi công để đảm bảo kích thước và vị trí các cấu kiện.

Khe hở giữa các ván khuôn và mặt tiếp giáp giữa ván khuôn với các cấu kiện khác phải kín khít để nước xi măng không chảy ra ngoài khi đổ bê tông.

Khi ghép ván khuôn phải chừa lỗ trống ở bên dưới cấu kiện để khi xối rửa ván khuôn, nước và rác bẩn có chỗ thoát ra ngoài. trước khi đổ bê tông phải bịt kín các lỗ đó lại

Không dùng ván khuôn tầng dưới làm chỗ dựa cho ván khuôn tầng trên. Trường hợp phải làm như vậy thì ván khuôn tầng dưới không được chuyển dịch và phải chờ đến khi bê tông tầng trên đạt được yêu cầu mới được tháo dỡ.

Lúc dựng đặt ván khuôn phải chú ý chừa sẵn lỗ để đặt trước các bộ phận cố định như bu lông neo, đường ống, móc, thép chờ...

Trong quá trình đổ bê tông phải thường xuyên kiểm tra hình dạng và vị trí của ván khuôn. Nếu có xảy ra biến dạng, chuyển dịch phải có biện pháp xử lý kịp thời.

#### d) Kiểm tra và nghiệm thu ván khuôn

Kiểm tra kẽ hở của từng tấm ván khuôn và mặt tiếp giáp giữa ván khuôn với các cấu kiện khác.

Kiểm tra tim cốt và vị trí của các kết cấu, kích thước mặt trong ván khuôn theo bản vẽ thiết kế, kiểm tra mặt phẳng ván khuôn, khoảng cách giữa ván khuôn và cốt thép.

Kiểm tra độ bền vững và ổn định của hệ thống khung dàn, cột chống ván khuôn, đảm bảo phương pháp lắp dựng theo đúng thiết kế thi công.

Kiểm tra hệ thống dàn giáo thi công, kỹ thuật an toàn lao động, độ vững chắc của dàn giáo, sàn công tác, bảo đảm cho quá trình thi công an toàn, thuận tiện.

Lưu ý các sai phạm thường gặp trong công tác ván khuôn:

+ Gia công, lắp đặt ván khuôn không đúng tim cốt và vị trí: sai phạm này gây khó khăn cho công tác lắp đặt cốt thép, làm sai lệch vị trí của các chi tiết đặt sẵn. Nguyên nhân chủ yếu là do trắc đạc lấy tim cốt sai, gia công ván khuôn không đúng bản vẽ thiết kế làm ván khuôn bị lệch, biến dạng trong quá trình đổ bê tông do văng chống không kỹ.

+ Ván khuôn không đảm bảo hình dạng, kích thước. sai phạm này làm cho công trình không đảm bảo hình dạng, kích thước thiết kế, nguyên nhân chủ yếu là do gia công ván khuôn không đúng bản vẽ thiết kế, do văng chống không chắc chắn làm cho ván khuôn dễ bị phình khi đầm bê tông.

#### e) Tháo dỡ ván khuôn

TCVN 4453 – 1995 quy định việc tháo dỡ ván khuôn dàn giáo chỉ được thực hiện khi bê tông đạt cường độ cần thiết để kết cấu chịu được trọng lượng bản thân và các tải trọng tác động khác trong giai đoạn thi công sau. Khi tháo dỡ ván khuôn dàn giáo cần tránh gây ứng suất đột ngột hoặc va chạm mạnh làm hư hại kết cấu bê tông

Các bộ phận ván khuôn dàn giáo không còn chịu lực sau khi bê tông đã đông cứng (như ván khuôn thành bên của dầm, cột, tường...) có thể tháo dỡ khi bê tông đạt cường độ  $\geq 50 \text{ daN/cm}^2$ .

Các bộ phận ván khuôn dàn giáo không còn chịu lực sau khi các kết cấu (đáy dầm, sàn, cột chống) được tháo dỡ khi bê tông đạt cường độ theo quy định hoặc theo chỉ dẫn đặc biệt của thiết kế.

+ Khi tháo dỡ ván khuôn – cây chống ở các tấm sàn đổ bê tông toàn khối của nhà nhiều tầng nên thực hiện như sau:

+ Giữ lại toàn bộ đà giáo & cột chống 2 tấm sàn nằm kề dưới tấm sàn sắp đổ bê tông.

+ Tháo dỡ từng bộ phận cột chống & ván khuôn của tấm sàn phía dưới nữa và giữ lại các cột chống an toàn cách nhau 3m.

### 9.5.2. Cốt thép

Các yêu cầu kỹ thuật chính đối với thi công cốt thép thực hiện theo TCVN 4453 – 1995

#### a) Yêu cầu

Cốt thép dùng trong kết cấu bê tông cốt thép phải đảm bảo các yêu cầu thiết kế phù hợp với TCVN 5574 – 1991 & TCVN 1651 – 85.

Cốt thép trước khi gia công và trước khi đổ bê tông cần đảm bảo:

+ Đúng chủng loại thiết kế. Bề mặt sạch, không dính dầu mỡ bùn đất, vẩy sắt và các lớp gỉ sét.

+ Khi làm sạch các thanh thép có thể giảm tiết diện nhưng không được vượt quá 2%. Để đảm bảo cốt uốn thép chính xác cần kéo, uốn và nắn thẳng thanh thép trước khi gia công.

+ Trường hợp bắt buộc mà phải thay đổi chủng loại thép mà không thể xin ý kiến thiết kế thì cốt thép thay thế phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$F_a^{cd} = \frac{R_a^{cd}}{R_a^{tk}} \cdot F_a^{tk}$$

Trong đó:

+  $F_a^{cd}$ ,  $R_a^{cd}$ : diện tích và cường độ cốt thép sẽ thay thế.

+  $F_a^{tk}$ ,  $R_a^{tk}$ : diện tích và cường độ cốt thép theo thiết kế.

#### b) Nổi buộc cốt thép

Việc nổi buộc cốt thép được thực hiện theo quy trình của thiết kế, không nổi ở các vị trí chịu lực và chỗ uốn cong. Trong một mặt cắt ngang của tiết diện kết cấu không nổi quá 25% diện tích tổng cộng của cốt thép lực đối với thép tròn trơn và không quá 50% đối với thép gân.

Việc nối buộc cốt thép phải thỏa mãn các yêu cầu sau:

- + Chiều dài nối buộc phải theo các quy định cụ thể.
- + Khi nối buộc, cốt thép ở vùng chịu kéo phải uốn móc đối với thép trơn, cốt thép gân không cần uốn móc.
- + Dây buộc dùng dây thép mềm đường kính 1mm. Đối với thép có đường kính lớn thì được hàn định vị trước khi nối.
- + Trong các mối nối cần buộc ít nhất 3 vị trí (ở giữa và 2 đầu).

### c) Lắp dựng cốt thép

Các bộ phận lắp dựng trước không gây trở ngại cho các bộ phận lắp dựng sau.

Có biện pháp định vị cốt thép không để biến dạng trong quá trình đổ bê tông.

Các cục kê cần đặt tại các vị trí thích hợp tùy theo mật độ cốt thép nhưng không quá 1m một điểm kê. Cục kê có chiều dày bằng lớp bê tông bảo vệ và được làm bằng các loại vật liệu không ăn mòn cốt thép và không phá hủy bê tông.

Liên kết các thanh cốt thép khi lắp dựng thực hiện theo các yêu cầu sau:

- + Số mối nối buộc hoặc hàn dính phải  $\geq 50\%$  số điểm giao nhau theo thứ tự xen kẽ
- + Trong mọi trường hợp, các góc của thép đai phải buộc hoặc hàn với thép chịu lực 100

### 9.5.3. Bê tông

#### a) Yêu cầu chung

Do công trình cần sử dụng khối lượng bê tông lớn, mặt bằng thi công hẹp nên sử dụng bê tông thương phẩm là chủ yếu. Các đặc tính về vật liệu để sản xuất bê tông, phương pháp trộn, vận chuyển và thời gian lưu hỗn hợp bê tông sẽ được cung cấp kèm theo phiếu giao hàng.

#### b) Đổ và đầm bê tông

Việc thi công bê tông bằng bơm phải thỏa mãn các điều kiện sau:

Việc vận chuyển bê tông từ nơi trộn đến nơi đổ phải được vận chuyển bằng xe chở bê tông thương phẩm chuyên dùng. Trong quá trình vận chuyển cần phải tiếp tục trộn để tránh cho bê tông bị phân tầng, bị chảy nước xi măng và bị mất nước do nắng, gió.

Thiết kế thành phần hỗn hợp bê tông phải đảm bảo sao cho bê tông qua được những vị trí thu nhỏ của đường ống và qua được các đường cong khi bơm. Bê tông phải có thành phần hạt phù hợp với yêu cầu kỹ thuật của thiết bị và không dùng loại cốt liệu lớn hơn 32mm.

Hỗn hợp bê tông có kích thước tối đa của cốt liệu lớn là 1/3 đường kính trong nhỏ nhất của ống dẫn.

Yêu cầu về nước và độ sụt của bê tông bơm có liên quan với nhau. Lượng nước trong hỗn hợp có ảnh hưởng tới cường độ và độ sụt hoặc tính dễ bơm của bê tông. Đối với bê tông bơm chọn được độ sụt hợp lý theo tính năng của loại bơm sử dụng và giữ được độ sụt đó trong quá trình bơm là yếu tố quan trọng. Nếu độ sụt của bê tông thấp sẽ làm hạn chế năng suất bơm và tăng khấu hao máy. Nếu bê tông qua nhão dễ gây nên phân tầng gây tắc trong đường ống làm giảm chất lượng của bê tông.

Việc sử dụng phụ gia để tăng độ dẻo cho hỗn hợp bê tông là cần thiết bởi vì khi chọn được phụ gia thích hợp thì tính dễ bơm được tăng lên, giảm khả năng phân tầng và độ bôi trơn thành cũng được tăng lên.

Bơm bê tông phải được sản xuất với các trang thiết bị có dây chuyền công nghệ hợp lý để đảm bảo sai số định lượng cho phép về vật liệu, nước và chất phụ gia cần sử dụng.

Bơm bê tông cần được vận chuyển bằng xe tải trộn từ nơi sản xuất đến vị trí bơm đồng thời điều chỉnh tốc độ quay của thùng xe sao cho phù hợp với tính năng kỹ thuật cho từng loại xe sử dụng.

Bê tông bơm cũng như các loại bê tông khác đều phải có cấp phối hợp lý thì mới đảm bảo chất lượng. Điều đặc biệt đối với bê tông bơm là chú trọng nhiều hơn công tác kiểm tra chất lượng. Độ tin cậy của bê tông bơm không chỉ ảnh hưởng bởi thiết bị quy trình công nghệ sản xuất mà còn liên quan tới thành phần cấp phối.

Đổ bê tông phải theo các yêu cầu sau:

- + Không làm sai lệch vị trí ván khuôn – cốt thép và chiều dày lớp bê tông bảo vệ.
- + Không dùng dầm dùi để dịch chuyển ngang bê tông ván khuôn.
- + Bê tông phải được đổ liên tục cho đến khi hoàn thành một kết cấu nào đó theo quy định của thiết kế.
- + Giám sát chặt chẽ hiện tượng ván khuôn – đà giáo và cốt thép trong suốt quá trình thi công để xử lý kịp thời nếu có sự cố xảy ra.
- + Giữ đúng chiều dày lớp bảo vệ.



+ Không đặt các vật khác lên trên cốt thép. Muốn đi lại trong vùng đổ bê tông phải bắc cầu và cầu không được chạm vào cốt thép.

+ Khi trời mưa phải che chắn không để nước mưa rơi vào bê tông vừa đổ. Trong trường hợp ngưng đổ bê tông quá thời gian quy định phải đợi đến khi bê tông đạt  $25 \text{ daN/m}^2$  mới được đổ tiếp. Trước khi đổ tiếp phải xử lý làm nhám mặt.

Để tránh sự phân tầng, chiều cao rơi tự do của bê tông khi đổ không vượt quá 2m. Khi đổ bê tông có chiều cao rơi tự do  $> 2 \text{ m}$  phải dùng máng nghiêng hoặc ống vòi voi.

Đảm bê tông là một trong những yếu tố quyết định chất lượng bê tông, nhằm làm cho hỗn hợp bê tông đặc chắc và không còn lỗ trống rỗng bên trong. Đảm bê tông phải đảm bảo các yêu cầu kỹ thuật được qui định.

#### c) Bảo dưỡng bê tông

Do điều kiện thi công thực tế tại công trường, bê tông sau khi đổ chỉ có thể bảo dưỡng tự nhiên. Sau khi đổ bê tông khoảng sau 2 – 3 giờ phải đập mặt bê tông bằng bao tải và tưới nước bằng cách phun mưa. Trong 6 ngày đầu, ban ngày phải tưới ít nhất 3 giờ 1 lần, ban đêm phải tưới ít nhất 2 lần. Mùa khô phải tưới thêm 2 ngày, mỗi ngày 3 lần.

Trong thời gian bảo dưỡng, bê tông phải được bảo vệ chống các tác động cơ học như rung động, lực xung kích, tải trọng và các tác dụng có khả năng gây hư hại khác.

#### d) Mạch ngừng thi công

Mạch ngừng thi công phải đặt ở vị trí mà lực cắt và moment uốn tương đối nhỏ, đồng thời phải vuông góc với phương truyền lực nén vào cấu kiện. Cụ thể như sau:

Ở cột, mạch ngừng thi công được đặt ở mặt trên móng và ở mặt dưới dầm

Dầm có kích thước lớn và liền khối với sàn. Mạch ngừng thi công bố trí cách mặt dưới sàn 2cm – 3 cm.

Sàn phẳng, mạch ngừng thi công có thể đặt ở bất kỳ vị trí nào nhưng phải song song với cạnh ngắn nhất của sàn.

Đối với dầm, mạch ngừng thi công bố trí cách gối  $\frac{l}{4} \Leftrightarrow \frac{l}{3}$

Trước khi đổ bê tông tiếp. Phải xử lý mặt bê tông cũ bằng cách dùng bàn chải sắt chải sạch màn vữa trên mặt koặc dùng đục đục bỏ những chỗ núc nẻ, xốp yếu, rửa sạch các vết bẩn và khi đổ bê tông mới phải đầm kỹ cho bê tông mới bám chặt vào lớp bê tông cũ.

Sau khi đổ tiếp 3- 4 giờ, khi bê tông hơi se mặt thì bắt đầu tưới nước và giữ cho bê tông ẩm thường xuyên để hạn chế co rút, nứt nẻ.

#### 9.5.4. Kiểm tra – Nghiệm thu

Các quy định khi nghiệm thu kết cấu bê tông và bê tông cốt thép đổ tại chỗ:

+ Không được nghiệm thu các bộ phận kết cấu trước khi bê tông đạt cường độ thiết kế mà phải tiến hành trước khi trát mặt bê tông nếu có

+ Nghiệm thu các công tác đã hoàn thành bằng cách xem xét, đo đạc, kiểm tra tại thực địa, khi cần phải thí nghiệm để xác minh.

+ Chất lượng các vật liệu xây dựng, bán thành phẩm và kết cấu đúc sẵn phải có lý lịch, chứng từ nơi sản xuất xác minh. Trường hợp cần thiết phải xác minh bằng văn bản thí nghiệm vật liệu tại hiện trường.

Để nghiệm thu cấu kiện, bộ phận công trình đã chuẩn bị xong cần phải kiểm tra các mặt sau:

+ Chất lượng công tác chuẩn bị nền móng.  
+ Đặt đúng và chắc chắn ván khuôn, cốt thép và các bộ phận đặt sẵn theo thiết kế.  
+ Chất lượng chùi cọ ván khuôn, cốt thép và chất lượng xử lý các mặt bằng bê tông.

+ Độ chính xác của vị trí và kích thước các phần bê tông cần chừa lại cho các thiết bị đặt sẵn, các thép neo, thép chờ, lỗ, rãnh...

+ Chất lượng phần chống thấm của các khe nhiệt, khe lún.  
+ Độ chính xác của vị trí đã đặt các dụng cụ đo lường.  
+ Để nghiệm thu kết cấu đã hoàn thành cần phải kiểm tra các mặt sau:  
+ Chất lượng bê tông theo cường độ. Khi cần thiết phải xác minh theo độ chống thấm và các chỉ tiêu khác.

+ Chất lượng bề mặt bê tông.

+ Các lỗ, rãnh chừa lại theo thiết kế.

+ Số lượng và độ chính xác các vị trí của các bộ phận đặt sẵn theo thiết kế.

+ Hình dáng bề ngoài và kích thước hình học của các cấu kiện theo thiết kế

+ Vị trí của công trình trên bình đồ và các độ cao của nó.

Các sai lệch về kích thước và vị trí của các cấu kiện và bộ phận công trình không được vượt quá các giới hạn cho phép theo TCVN 4453 – 1995.

## CHƯƠNG X: LẬP TIẾN ĐỘ THI CÔNG

### 10.1. Bảng thống kê khối lượng bê tông:

- Đổ bê tông bằng máy bơm bê tông thương phẩm, chọn 2 máy bơm, công suất tối đa là 120m<sup>3</sup>/máy/lần ( đổ từ 22h00 – 6h00 sáng ):

Khối lượng bê tông							TỔNG	THỜI GIAN (ngày)
Tầng nhà	Tên cấu kiện	Kích Thước		Thể tích (m <sup>3</sup> )	Số lượng cấu kiện	Khối lượng BT trong tầng (m <sup>3</sup> )		
		Tiết diện (m)	Chiều dài (m)					
Tầng 1	Cột	0.40x0.60	3.5	0.84	16	13.44	23.84	1.00
		0.30x0.45	3.5	0.47	22	10.40		
	Dầm	0.20x0.35	35.5	2.49	-	2.49	142.21	1.00
		0.20x0.30	32.4	1.94	-	1.94		
		0.25x0.50	150.5	18.81	-	18.81		
	0.25x0.60	129.1	19.37	-	19.37			
Sàn	830(m <sup>2</sup> )	0.12	99.60	-	99.60			
Tầng 2	Cột	0.40x0.60	2.6	0.62	16	9.98	17.71	1.00
		0.30x0.45	2.6	0.35	22	7.72		
	Dầm	0.20x0.35	35.5	2.49	-	2.49	142.21	1.00
		0.20x0.30	32.4	1.94	-	1.94		
		0.25x0.50	150.5	18.81	-	18.81		
	0.25x0.60	129.1	19.37	-	19.37			
Sàn	830(m <sup>2</sup> )	0.12	99.60	-	99.60			

Khối lượng bê tông							TỔNG	THỜI GIAN (ngày)
Tầng nhà	Tên cấu kiện	Kích Thước		Thể tích	Số lượng	Khối lượng BT trong tầng (m <sup>3</sup> )		
		Tiết diện	Chiều dài	(m <sup>3</sup> )	cấu kiện			
		(m)	(m)					
Tầng 3	Cột	0.40x0.60	2.6	0.62	16	9.98	17.71	1.00
		0.30x0.45	2.6	0.35	22	7.72		
	Dầm	0.20x0.35	35.5	2.49	-	2.49	142.21	1.00
		0.20x0.30	32.4	1.94	-	1.94		
		0.25x0.50	150.5	18.81	-	18.81		
		0.25x0.60	129.1	19.37	-	19.37		
Sàn	830(m <sup>2</sup> )	0.12	99.60	-	99.60			
Tầng 4	Cột	0.30x0.50	2.6	0.39	16	6.24	11.96	1.00
		0.25x0.40	2.6	0.26	22	5.72		
	Dầm	0.20x0.35	37.5	2.63	-	2.63	143.33	1.00
		0.20x0.30	33.6	2.02	-	2.02		
		0.25x0.50	154.1	19.26	-	19.26		
		0.25x0.60	132.15	19.82	-	19.82		
Sàn	830(m <sup>2</sup> )	0.12	99.60	-	99.60			
Tầng 5	Cột	0.30x0.50	2.6	0.39	16	6.24	11.96	1.00
		0.25x0.40	2.6	0.26	22	5.72		
	Dầm	0.20x0.35	37.5	2.63	-	2.63	143.33	1.00
		0.20x0.30	33.6	2.02	-	2.02		
		0.25x0.50	154.1	19.26	-	19.26		
		0.25x0.60	132.15	19.82	-	19.82		
Sàn	830(m <sup>2</sup> )	0.12	99.60	-	99.60			
Tầng 6	Cột	0.30x0.50	2.6	0.39	16	6.24	11.96	1.00
		0.25x0.40	2.6	0.26	22	5.72		
	Dầm	0.20x0.35	37.5	2.63	-	2.63	143.33	1.00
		0.20x0.30	33.6	2.02	-	2.02		

Khối lượng bê tông							TỔNG	THỜI GIAN (ngày)
Tầng nhà	Tên cấu kiện	Kích Thước		Thể tích	Số lượng	Khối lượng BT trong tầng (m <sup>3</sup> )		
		Tiết diện	Chiều dài	(m <sup>3</sup> )	cấu kiện			
		(m)	(m)					
	Sàn	0.25x0.50	154.1	19.26	-	19.26	8.45	1.00
		0.25x0.60	132.15	19.82	-	19.82		
		830(m <sup>2</sup> )	0.12	99.60	-	99.60		
		Cột	0.25x0.40	2.6	0.26	16		
		0.25x0.30	2.6	0.20	22	4.29		
Tầng 7	Dầm	0.20x0.35	37.5	2.63	-	2.63	143.65	1.00
		0.20x0.30	33.6	2.02	-	2.02		
		0.25x0.50	155	19.38	-	19.38		
		0.25x0.60	133.55	20.03	-	20.03		
	Sàn	830(m <sup>2</sup> )	0.12	99.60	-	99.60		
	Cột	0.25x0.40	2.6	0.26	16	4.16		
Tầng 8	Dầm	0.25x0.30	2.6	0.20	22	4.29	8.45	1.00
		0.20x0.35	37.5	2.63	-	2.63		
		0.20x0.30	33.6	2.02	-	2.02		
		0.25x0.50	155	19.38	-	19.38		
	0.25x0.60	133.55	20.03	-	20.03			
	Sàn	830(m <sup>2</sup> )	0.12	99.60	-	99.60		
Tầng 9	Dầm	0.25x0.40	2.6	0.26	16	4.16	143.65	1.00
		0.25x0.30	2.6	0.20	22	4.29		
		0.20x0.35	37.5	2.63	-	2.63		
		0.20x0.30	33.6	2.02	-	2.02		
	0.25x0.50	155	19.38	-	19.38			
	0.25x0.60	133.55	20.03	-	20.03			
Tầng	Sàn	830(m <sup>2</sup> )	0.12	99.60	-	99.60		
	Dầm	0.20x0.35	37.5	2.63	-	2.63	143.65	1.00

Khối lượng bê tông							TỔNG	THỜI GIAN (ngày)
Tầng nhà	Tên cấu kiện	Kích Thước		Thể tích	Số lượng	Khối lượng BT trong tầng (m <sup>3</sup> )		
		Tiết diện	Chiều dài	(m <sup>3</sup> )	cấu kiện			
mái		(m)	(m)					
		0.20x0.30	33.6	2.02	-	2.02		
		0.25x0.50	155	19.38	-	19.38		
		0.25x0.60	133.55	20.03	-	20.03		
	Sàn	830(m <sup>2</sup> )	0.12	99.60	-	99.60		

**10.2. Bảng thống kê khối lượng cốt thép:**

Khối lượng cốt thép							
Tầng nhà	Tên cấu kiện	Kích Thước cấu kiện		Thể tích	Số lượng	Khối lượng BT trong tầng (m <sup>3</sup> )	Khối lượng CT trong tầng (T)
		Tiết diện	Chiều dài	(m <sup>3</sup> )	cấu kiện		
		(m)	(m)				
Tầng 1	Cột	0.40x0.60	3.5	0.84	16	13.44	1.06
		0.30x0.45	3.5	0.47	22	10.40	0.82
	Dầm	0.20x0.35	35.5	2.49	-	2.49	0.20
		0.20x0.30	32.4	1.94	-	1.94	0.15
		0.25x0.50	150.5	18.81	-	18.81	1.48
		0.25x0.60	129.1	19.37	-	19.37	1.52
Sàn	830(m <sup>2</sup> )	0.12	99.60	-	99.60	7.82	
Tầng 2	Cột	0.40x0.60	2.6	0.62	16	9.98	0.78
		0.30x0.45	2.6	0.35	22	7.72	0.61
	Dầm	0.20x0.35	35.5	2.49	-	2.49	0.20
		0.20x0.30	32.4	1.94	-	1.94	0.15

Khối lượng cốt thép							
Tầng nhà	Tên cấu kiện	Kích Thước cấu kiện		Thể tích	Số lượng	Khối lượng BT trong tầng (m <sup>3</sup> )	Khối lượng CT trong tầng (T)
		Tiết diện	Chiều dài	(m <sup>3</sup> )	cấu kiện		
		(m)	(m)				
		0.25x0.50	150.5	18.81	-		
0.25x0.60	129.1	19.37	-	19.37	1.52		
Sàn	830(m <sup>2</sup> )	0.12	99.60	-	99.60	7.82	
Tầng 3	Cột	0.40x0.60	2.6	0.62	16	9.98	0.78
		0.30x0.45	2.6	0.35	22	7.72	0.61
	Dầm	0.20x0.35	35.5	2.49	-	2.49	0.20
		0.20x0.30	32.4	1.94	-	1.94	0.15
		0.25x0.50	150.5	18.81	-	18.81	1.48
		0.25x0.60	129.1	19.37	-	19.37	1.52
Sàn	830(m <sup>2</sup> )	0.12	99.60	-	99.60	7.82	
Tầng 4	Cột	0.30x0.50	2.6	0.39	16	6.24	0.49
		0.25x0.40	2.6	0.26	22	5.72	0.45
	Dầm	0.20x0.35	37.5	2.63	-	2.63	0.21
		0.20x0.30	33.6	2.02	-	2.02	0.16
		0.25x0.50	154.1	19.26	-	19.26	1.51
		0.25x0.60	132.15	19.82	-	19.82	1.56
Sàn	830(m <sup>2</sup> )	0.12	99.60	-	99.60	7.82	
Tầng 5	Cột	0.30x0.50	2.6	0.39	16	6.24	0.49
		0.25x0.40	2.6	0.26	22	5.72	0.45
	Dầm	0.20x0.35	37.5	2.63	-	2.63	0.21
		0.20x0.30	33.6	2.02	-	2.02	0.16
		0.25x0.50	154.1	19.26	-	19.26	1.51
		0.25x0.60	132.15	19.82	-	19.82	1.56
Sàn	830(m <sup>2</sup> )	0.12	99.60	-	99.60	7.82	

Khối lượng cốt thép							
Tầng nhà	Tên cấu kiện	Kích Thước cấu kiện		Thể tích	Số lượng	Khối lượng BT trong tầng (m <sup>3</sup> )	Khối lượng CT trong tầng (T)
		Tiết diện	Chiều dài	(m <sup>3</sup> )	cấu kiện		
		(m)	(m)				
Tầng 6	Cột	0.30x0.50	2.6	0.39	16	6.24	0.49
		0.25x0.40	2.6	0.26	22	5.72	0.45
	Dầm	0.20x0.35	37.5	2.63	-	2.63	0.21
		0.20x0.30	33.6	2.02	-	2.02	0.16
		0.25x0.50	154.1	19.26	-	19.26	1.51
		0.25x0.60	132.15	19.82	-	19.82	1.56
	Sàn	830(m <sup>2</sup> )	0.12	99.60	-	99.60	7.82
Tầng 7	Cột	0.25x0.40	3.5	16	5.60	0.44	3.5
		0.25x0.30	3.5	22	5.78	0.45	3.5
	Dầm	0.20x0.35	37.5	-	2.63	0.21	37.5
		0.20x0.30	33.6	-	2.02	0.16	33.6
		0.25x0.50	155	-	19.38	1.52	155
		0.25x0.60	133.55	-	20.03	1.57	133.55
	Sàn	830(m <sup>2</sup> )	0.12	-	99.60	7.82	0.12
Tầng 8	Cột	0.25x0.40	3.5	16	5.60	0.44	3.5
		0.25x0.30	3.5	22	5.78	0.45	3.5
	Dầm	0.20x0.35	37.5	-	2.63	0.21	37.5
		0.20x0.30	33.6	-	2.02	0.16	33.6
		0.25x0.50	155	-	19.38	1.52	155
		0.25x0.60	133.55	-	20.03	1.57	133.55
	Sàn	830(m <sup>2</sup> )	0.12	-	99.60	7.82	0.12
Tầng 9	Cột	0.25x0.40	3.5	16	5.60	0.44	3.5
		0.25x0.30	3.5	22	5.78	0.45	3.5
	Dầm	0.20x0.35	37.5	-	2.63	0.21	37.5



Khối lượng cốt thép									
Tầng nhà	Tên cấu kiện	Kích Thước cấu kiện		Thể tích	Số lượng	Khối lượng BT trong tầng (m <sup>3</sup> )	Khối lượng CT trong tầng (T)		
		Tiết diện	Chiều dài	(m <sup>3</sup> )	cấu kiện				
		(m)	(m)						
		0.20x0.30	33.6	-	2.02			0.16	33.6
		0.25x0.50	155	-	19.38			1.52	155
		0.25x0.60	133.55	-	20.03			1.57	133.55
Sàn	830(m <sup>2</sup> )	0.12	-	99.60	7.82	0.12			
Tầng mái	Dầm	0.20x0.35	37.5	2.63	-	2.63	0.21		
		0.20x0.30	33.6	2.02	-	2.02	0.16		
		0.25x0.50	155	19.38	-	19.38	1.52		
		0.25x0.60	133.55	20.03	-	20.03	1.57		
	Sàn	830(m <sup>2</sup> )	0.12	99.60	-	99.60	7.82		

- Chọn theo định mức thực tế thực tập tại công trường: 1 công nhân thi công được 50kg thép/ngày. Chọn công tác công tác cốt thép cột **1 tầng hoàn thành trong 4 ngày**.

Khối lượng cốt thép						
Tầng nhà	Tên cấu kiện	Kích Thước cấu kiện		Số lượng	Khối lượng CT trong tầng (T)	CÔNG NHÂN CÀN THI CÔNG (4NGÀY/1TẦNG)
		Tiết diện	Chiều dài	cấu kiện		
		(m)	(m)			
Tầng 1	Cột	0.40x0.60	3.5	16	1.06	7
		0.30x0.45	3.5	22	0.82	5
Tầng 2	Cột	0.40x0.60	2.6	16	0.78	5
		0.30x0.45	2.6	22	0.61	4
Tầng 3	Cột	0.40x0.60	2.6	16	0.78	5

Khối lượng cốt thép						
Tầng nhà	Tên cấu kiện	Kích Thước cấu kiện		Số lượng	Khối lượng CT trong tầng (T)	CÔNG NHÂN CÀN THI CÔNG (4NGÀY/1TẦNG)
		Tiết diện	Chiều dài	cấu kiện		
		(m)	(m)			
		0.30x0.45	2.6			
Tầng 4	Cột	0.30x0.50	2.6	16	0.49	3
		0.25x0.40	2.6	22	0.45	3
Tầng 5	Cột	0.30x0.50	2.6	16	0.49	3
		0.25x0.40	2.6	22	0.45	3
Tầng 6	Cột	0.30x0.50	2.6	16	0.49	3
		0.25x0.40	2.6	22	0.45	3
Tầng 7	Cột	0.25x0.40	3.5	16	0.44	3
		0.25x0.30	3.5	22	0.45	3
Tầng 8	Cột	0.25x0.40	3.5	16	0.44	3
		0.25x0.30	3.5	22	0.45	3
Tầng 9	Cột	0.25x0.40	3.5	16	0.44	3
		0.25x0.30	3.5	22	0.45	3

- Chọn theo định mức thực tế thực tập tại công trường: 1 công nhân thi công được 50kg thép/ngày. Chọn công tác công tác cốt thép đà sàn **1 tầng hoàn thành trong 5 ngày**.

Khối lượng cốt thép					
Tầng nhà	Tên cấu kiện	Kích Thước cấu kiện		Khối lượng CT trong tầng (T)	CÔNG NHÂN CÀN THI CÔNG (5 NGÀY/1 TẦNG)
		Tiết diện	Chiều dài		
		(m)	(m)		

<b>Khối lượng cốt thép</b>					
<b>Tầng nhà</b>	<b>Tên cấu kiện</b>	<b>Kích Thước cấu kiện</b>		<b>Khối lượng CT trong tầng (T)</b>	<b>CÔNG NHÂN CẦN THI CÔNG (5 NGÀY/1 TẦNG)</b>
		<b>Tiết diện</b>	<b>Chiều dài</b>		
		<b>(m)</b>	<b>(m)</b>		
Tầng 1	Dầm	0.20x0.35	35.5	0.20	45
		0.20x0.30	32.4	0.15	
		0.25x0.50	150.5	1.48	
		0.25x0.60	129.1	1.52	
	Sàn	830(m2)	0.12	7.82	
Tầng 2	Dầm	0.20x0.35	35.5	0.20	45
		0.20x0.30	32.4	0.15	
		0.25x0.50	150.5	1.48	
		0.25x0.60	129.1	1.52	
	Sàn	830(m2)	0.12	7.82	
Tầng 3	Dầm	0.20x0.35	35.5	0.20	45
		0.20x0.30	32.4	0.15	
		0.25x0.50	150.5	1.48	
		0.25x0.60	129.1	1.52	
	Sàn	830(m2)	0.12	7.82	
Tầng 4	Dầm	0.20x0.35	37.5	0.21	45
		0.20x0.30	33.6	0.16	
		0.25x0.50	154.1	1.51	
		0.25x0.60	132.15	1.56	
	Sàn	830(m2)	0.12	7.82	
Tầng 5	Dầm	0.20x0.35	37.5	0.21	45
		0.20x0.30	33.6	0.16	
		0.25x0.50	154.1	1.51	
		0.25x0.60	132.15	1.56	
	Sàn	830(m2)	0.12	7.82	
Tầng 6	Dầm	0.20x0.35	37.5	0.21	45

<b>Khối lượng cốt thép</b>					
<b>Tầng nhà</b>	<b>Tên cấu kiện</b>	<b>Kích Thước cấu kiện</b>		<b>Khối lượng CT trong tầng (T)</b>	<b>CÔNG NHÂN CẦN THI CÔNG (5 NGÀY/1 TẦNG)</b>
		<b>Tiết diện</b>	<b>Chiều dài</b>		
		<b>(m)</b>	<b>(m)</b>		
		0.20x0.30	33.6		
		0.25x0.50	154.1	1.51	
		0.25x0.60	132.15	1.56	
	Sàn	830(m2)	0.12	7.82	
Tầng 7	Dầm	0.20x0.35	37.5	0.21	46
		0.20x0.30	33.6	0.16	
		0.25x0.50	155	1.52	
		0.25x0.60	133.55	1.57	
	Sàn	830(m2)	0.12	7.82	
Tầng 8	Dầm	0.20x0.35	37.5	0.21	46
		0.20x0.30	33.6	0.16	
		0.25x0.50	155	1.52	
		0.25x0.60	133.55	1.57	
	Sàn	830(m2)	0.12	7.82	
Tầng 9	Dầm	0.20x0.35	37.5	0.21	46
		0.20x0.30	33.6	0.16	
		0.25x0.50	155	1.52	
		0.25x0.60	133.55	1.57	
	Sàn	830(m2)	0.12	7.82	
Tầng mái	Dầm	0.20x0.35	37.5	0.21	46
		0.20x0.30	33.6	0.16	
		0.25x0.50	155	1.52	
		0.25x0.60	133.55	1.57	
	Sàn	830(m2)	0.12	7.82	

**10.3. Bảng thống kê diện tích cần đóng cốt pha:**

Diện tích cốp pha							
Tầng nhà	Tên cấu kiện	Kích Thước cấu kiện		Diện tích (m <sup>2</sup> )	Số lượng cấu kiện	Diện tích cốp pha (m <sup>2</sup> )	TỔNG
		Tiết diện (m)	Chiều dài (m)				
		Tầng 1	Cột	0.40x0.60	3.5	7.0	
0.30x0.45	3.5			5.3	22	115.5	
Dầm	0.20x0.35		35.5	23.4	-	23.4	1180.00
	0.20x0.30		32.4	18.1	-	18.1	
	0.25x0.50		150.5	152.0	-	152.0	
	0.25x0.60		129.1	156.2	-	156.2	
Sàn	830(m <sup>2</sup> )		-	830.0	-	830.0	
Tầng 2	Cột	0.40x0.60	2.6	5.2	16	83.2	169.00
		0.30x0.45	2.6	3.9	22	85.8	
	Dầm	0.20x0.35	35.5	23.4	-	23.4	1180.00
		0.20x0.30	32.4	18.1	-	18.1	
		0.25x0.50	150.5	152.0	-	152.0	
		0.25x0.60	129.1	156.2	-	156.2	
	Sàn	830(m <sup>2</sup> )	-	830.0	-	830.0	
Tầng 3	Cột	0.40x0.60	2.6	5.2	16	83.2	169.00
		0.30x0.45	2.6	3.9	22	85.8	
	Dầm	0.20x0.35	35.5	23.4	-	23.4	1180.00
		0.20x0.30	32.4	18.1	-	18.1	
		0.25x0.50	150.5	152.0	-	152.0	
		0.25x0.60	129.1	156.2	-	156.2	
	Sàn	830(m <sup>2</sup> )	-	830.0	-	830.0	
Tầng 4	Cột	0.30x0.50	2.6	4.2	16	66.6	141.00
		0.25x0.40	2.6	3.4	22	74.4	
	Dầm	0.20x0.35	37.5	24.8	-	24.8	1190.00
		0.20x0.30	33.6	18.8	-	18.8	

Diện tích cốp pha							TỔNG
Tầng nhà	Tên cấu kiện	Kích Thước cấu kiện		Diện tích	Số lượng	Diện tích cốp pha (m <sup>2</sup> )	
		Tiết diện	Chiều dài	(m <sup>2</sup> )	cấu kiện		
		(m)	(m)				
		0.25x0.50	154.1	155.6	-	155.6	
		0.25x0.60	132.15	160.0	-	160.0	
	Sàn	830(m <sup>2</sup> )	-	830.0	-	830.0	
Tầng 5	Cột	0.30x0.50	2.6	4.2	16	66.6	141.00
		0.25x0.40	2.6	3.4	22	74.4	
	Dầm	0.20x0.35	37.5	24.8	-	24.8	1190.00
		0.20x0.30	33.6	18.8	-	18.8	
		0.25x0.50	154.1	155.6	-	155.6	
		0.25x0.60	132.15	160.0	-	160.0	
Sàn	830(m <sup>2</sup> )	-	830.0	-	830.0		
Tầng 6	Cột	0.30x0.50	2.6	4.2	16	66.6	141.00
		0.25x0.40	2.6	3.4	22	74.4	
	Dầm	0.20x0.35	37.5	24.8	-	24.8	1190.00
		0.20x0.30	33.6	18.8	-	18.8	
		0.25x0.50	154.1	155.6	-	155.6	
		0.25x0.60	132.15	160.0	-	160.0	
Sàn	830(m <sup>2</sup> )	-	830.0	-	830.0		
Tầng 7	Cột	0.25x0.40	3.5	4.8	16	76.8	161.50
		0.25x0.30	3.5	3.9	22	84.7	
	Dầm	0.20x0.35	37.5	24.8	-	24.8	1191.70
		0.20x0.30	33.6	18.8	-	18.8	
		0.25x0.50	155	156.6	-	156.6	
		0.25x0.60	133.55	161.6	-	161.6	
Sàn	830(m <sup>2</sup> )	-	830.0	-	830.0		
Tầng 8	Cột	0.25x0.40	3.5	4.8	16	76.8	161.50

Diện tích cấp pha							TỔNG
Tầng nhà	Tên cấu kiện	Kích thước cấu kiện		Diện tích	Số lượng	Diện tích cấp pha (m <sup>2</sup> )	
		Tiết diện	Chiều dài	(m <sup>2</sup> )	cấu kiện		
		(m)	(m)				
		0.25x0.30	3.5	3.9	22	84.7	
	Dầm	0.20x0.35	37.5	24.8	-	24.8	1191.70
		0.20x0.30	33.6	18.8	-	18.8	
		0.25x0.50	155	156.6	-	156.6	
		0.25x0.60	133.55	161.6	-	161.6	
	Sàn	830(m <sup>2</sup> )	-	830.0	-	830.0	
Tầng 9	Cột	0.25x0.40	3.5	4.8	16	76.8	161.50
		0.25x0.30	3.5	3.9	22	84.7	
	Dầm	0.20x0.35	37.5	24.8	-	24.8	1191.70
		0.20x0.30	33.6	18.8	-	18.8	
		0.25x0.50	155	156.6	-	156.6	
		0.25x0.60	133.55	161.6	-	161.6	
Sàn	830(m <sup>2</sup> )	-	830.0	-	830.0		
Tầng mái	Dầm	0.20x0.35	37.5	24.8	-	24.8	1191.70
		0.20x0.30	33.6	18.8	-	18.8	
		0.25x0.50	155	156.6	-	156.6	
		0.25x0.60	133.55	161.6	-	161.6	
	Sàn	830(m <sup>2</sup> )	-	830.0	-	830.0	

- Chọn theo định mức thực tế thực tập tại công trường: 1 công nhân thi công được 10m<sup>2</sup>/ngày. Chọn công tác công tác cấp pha đã sàn **1 tầng hoàn thành trong 6 ngày.**

Diện tích cốt pha					TỔNG	CÔNG NHÂN CẦN THI CÔNG (6 NGÀY/ 1 TẦNG)
Tầng nhà	Tên cấu kiện	Kích Thước cấu kiện		Diện tích cốt pha (m <sup>2</sup> )		
		Tiết diện	Chiều dài			
		(m)	(m)			
Tầng 1	Dầm	0.20x0.35	35.5	23.4	1180.00	20
		0.20x0.30	32.4	18.1		
		0.25x0.50	150.5	152.0		
		0.25x0.60	129.1	156.2		
	Sàn	830(m2)	-	830.0		
Tầng 2	Dầm	0.20x0.35	35.5	23.4	1180.00	20
		0.20x0.30	32.4	18.1		
		0.25x0.50	150.5	152.0		
		0.25x0.60	129.1	156.2		
	Sàn	830(m2)	-	830.0		
Tầng 3	Dầm	0.20x0.35	35.5	23.4	1180.00	20
		0.20x0.30	32.4	18.1		
		0.25x0.50	150.5	152.0		
		0.25x0.60	129.1	156.2		
	Sàn	830(m2)	-	830.0		
Tầng 4	Dầm	0.20x0.35	37.5	24.8	1190.00	20
		0.20x0.30	33.6	18.8		
		0.25x0.50	154.1	155.6		
		0.25x0.60	132.15	160.0		
	Sàn	830(m2)	-	830.0		
Tầng 5	Dầm	0.20x0.35	37.5	24.8	1190.00	20
		0.20x0.30	33.6	18.8		
		0.25x0.50	154.1	155.6		
		0.25x0.60	132.15	160.0		
	Sàn	830(m2)	-	830.0		
Tầng 6	Dầm	0.20x0.35	37.5	24.8	1190.00	20



Diện tích cốp pha					TỔNG	CÔNG NHÂN CẦN THI CÔNG (6 NGÀY/ 1 TẦNG)	
Tầng nhà	Tên cấu kiện	Kích Thước cấu kiện		Diện tích cốp pha (m <sup>2</sup> )			
		Tiết diện	Chiều dài				
		(m)	(m)				
			Dầm				0.20x0.30
					0.25x0.50	154.1	155.6
0.25x0.60	132.15			160.0			
Sàn	830(m2)			-	830.0		
Tầng 7	Dầm		0.20x0.35	37.5	24.8		
		0.20x0.30	33.6	18.8			
		0.25x0.50	155	156.6			
		0.25x0.60	133.55	161.6			
	Sàn	830(m2)	-	830.0			
Tầng 8	Dầm	0.20x0.35	37.5	24.8			
		0.20x0.30	33.6	18.8			
		0.25x0.50	155	156.6			
		0.25x0.60	133.55	161.6			
	Sàn	830(m2)	-	830.0			
Tầng 9	Dầm	0.20x0.35	37.5	24.8			
		0.20x0.30	33.6	18.8			
		0.25x0.50	155	156.6			
		0.25x0.60	133.55	161.6			
	Sàn	830(m2)	-	830.0			
Tầng mái	Dầm	0.20x0.35	37.5	24.8			
		0.20x0.30	33.6	18.8			
		0.25x0.50	155	156.6			
		0.25x0.60	133.55	161.6			
	Sàn	830(m2)	-	830.0			

- Chọn theo định mức thực tế thực tập tại công trường: 1 công nhân thi công được 10m<sup>2</sup>/ngày. Chọn công tác công tác cốp pha cột **1 tầng hoàn thành trong 5 ngày.**

Diện tích cột pha					TỔNG	CÔNG NHÂN CẦN THI CÔNG (6 NGÀY/ 1 TẦNG)
Tầng nhà	Tên cấu kiện	Kích Thước cấu kiện		Diện tích cột pha (m <sup>2</sup> )		
		Tiết diện	Chiều dài			
		(m)	(m)			
Tầng 1	Cột	0.40x0.60	3.5	112.0	227.50	5.0
		0.30x0.45	3.5	115.5		
Tầng 2	Cột	0.40x0.60	2.6	83.2	169.00	4.0
		0.30x0.45	2.6	85.8		
Tầng 3	Cột	0.40x0.60	2.6	83.2	169.00	4.0
		0.30x0.45	2.6	85.8		
Tầng 4	Cột	0.30x0.50	2.6	66.6	141.00	3.0
		0.25x0.40	2.6	74.4		
Tầng 5	Cột	0.30x0.50	2.6	66.6	141.00	3.0
		0.25x0.40	2.6	74.4		
Tầng 6	Cột	0.30x0.50	2.6	66.6	141.00	3.0
		0.25x0.40	2.6	74.4		
Tầng 7	Cột	0.25x0.40	3.5	76.8	161.50	4.0
		0.25x0.30	3.5	84.7		
Tầng 8	Cột	0.25x0.40	3.5	76.8	161.50	4.0
		0.25x0.30	3.5	84.7		
Tầng 9	Cột	0.25x0.40	3.5	76.8	161.50	4.0
		0.25x0.30	3.5	84.7		

**10.4. Bảng thống kê khối lượng thi công cầu thang:**

- Cầu thang 2 vế, chiều cao tầng 3.2, (bề rộng 1 vế 1.15m, bề dày 0.12m, dài 3.06m), tính toán khối lượng với cầu thang điển hình.

STT	CÔNG TÁC	KHỐI LƯỢNG CÔNG TÁC	ĐỊNH MỨC	NHÂN CÔNG CẦN	THỜI GIAN (ngày)
1	Cốp pha	15m <sup>2</sup>	10m <sup>2</sup> /công nhân/ngày	3	1
2	Nghiệm thu	-	-		1
3	Cốt thép	391.06kg	50kg/công nhân/ngày	5	2
4	Nghiệm thu	-	-		1
5	Bê tông	1.5m <sup>3</sup>	đồ thủ công	3	1
$\Sigma$					6

### TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Châu Ngọc Ân, *Nền Móng*, NXB Đại học Quốc gia Tp. Hồ Chí Minh, năm 2010.
- [2] Châu Ngọc Ân, *Cơ học đất*, NXB Đại học Quốc gia Tp. Hồ Chí Minh, năm 2009.
- [3] Đỗ Kiến Quốc, Lương Văn Hải, *Động lực học kết cấu*, NXB Đại học Quốc gia Tp. Hồ Chí Minh, năm 2010.
- [4] Nguyễn Đình Công, *Sàn sườn bê tông toàn khối*, NXB xây dựng, năm 2008.
- [5] Nguyễn Đình Công, *Tính toán tiết diện cột bê tông cốt thép*, NXB xây dựng, năm 2009.
- [6] Nguyễn Đình Công, *Tính toán thực hành cấu kiện bê tông cốt thép theo tiêu chuẩn TCXDVN 356-2005*, NXB xây dựng, năm 2008.
- [7] Võ Bá Tâm, *Kết cấu bê tông cốt thép tập 1 (Cấu kiện cơ bản)*, NXB Đại học Quốc gia Tp. Hồ Chí Minh, năm 2009.
- [8] Võ Bá Tâm, *Kết cấu bê tông cốt thép tập 2 (Cấu kiện nhà cửa)*, NXB Đại học Quốc gia Tp. Hồ Chí Minh, năm 2010.
- [9] Võ Bá Tâm, *Kết cấu bê tông cốt thép tập 3 (Cấu kiện đặc biệt)*, NXB Đại học Quốc gia Tp. Hồ Chí Minh, năm 2011.
- [10] Tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam sử dụng trong phần thuyết minh chi tiết.