

MỤC LỤC

CHƯƠNG I GIỚI THIỆU CHUNG

1.1. Vị trí xây dựng cầu:

Cầu A bắc qua sông Thao thuộc tỉnh Phú Thọ. Cầu dự kiến được xây dựng Km X trên quốc lộ 1.

Căn cứ quyết định số 538/CP-CN ngày 19/04/2004 Thủ Tướng Chính Phủ, cho phép đầu tư dự án đường 1 và cơ sở pháp lý có liên quan. Ban QLDA hạ tầng tả ngạn đã giao nhiệm vụ cho tổng công ty Tư vấn thiết kế GTVT lập thiết kế kỹ thuật, tổng dự toán của dự án.

1.2. Căn cứ lập thiết kế

- Nghị định số.....NĐ-CP của Chính phủ về quản lý dự án đầu tư xây dựng công trình.
- Nghị định số.....NĐ-CP ngày.....của Chính phủ về quản lý chất lượng công trình xây dựng.
- Quyết định số.....QĐ-TT ngày....tháng....năm....của Thủ tướng Chính phủ về việc phê duyệt quy hoạch chung.
- Văn bản số...../CP-CN của thủ tướng chính phủ về việc thông qua mặt công tác nghiên cứu khả thi dự án.
- Hợp đồng kinh tế số.....ngày....tháng....năm....giữa ban quản lý dự án hạ tầng tả ngạn với Tổng công ty Tư vấn thiết kế GTVT về việc lập thiết kế kỹ thuật và tổng dự toán của Dự án xây dựng đường 1 mở rộng.
- Một số văn bản liên quan khác.

1.3. Hệ thống quy trình quy phạm áp dụng

- Quy định khoan thăm dò địa chất 22 TCN 259-2000.
- Quy phạm đo vẽ địa hình 96 TCN 43-900.
- Tính toán dòng chảy lũ 22 TCN 220-95.
- Quy trình thiết kế áo đường mềm 22 TCN 211-06.
- Tham khảo Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-05.
- Tham khảo Tiêu chuẩn thiết kế đường TCVN 4054-05.
- Quy trình công nghệ thi công và nghiệm thu mặt đường bê tông nhựa – Yêu cầu kỹ thuật 22TCN 249 - 98

- Công tác đất - Thi công và nghiệm thu TCVN 4447-87
- Quy trình thi công và nghiệm thu lớp cấp phối đá dăm trong kết cấu áo đường ô tô 22 TCN 251-98
- Quy trình thi công và nghiệm thu dầm cầu bê tông cốt thép dự ứng lực 22 TCN 247-98
- Quy trình thi công và nghiệm thu cọc khoan nhồi 22 TCN 257-2000 và TCXDVN 326-2004

CHƯƠNG II

ĐẶC ĐIỂM VỊ TRÍ THIẾT KẾ

2.1. ĐẶC ĐIỂM ĐỊA HÌNH:

Địa hình tương đối bằng phẳng, dân cư thưa thớt, xung quanh là vườn tràm mới trồng. Khu vực xây dựng ngập lũ. Nói chung địa hình thuận lợi cho việc xây dựng và bố trí công trường

2.2. ĐẶC ĐIỂM KHÍ TƯỢNG THUỶ VĂN:

2.2.1. Thủy văn

Sông Thao là một trong những con sông lớn trong hệ thống sông ngòi của miền Bắc nói chung và của tỉnh Phú Thọ nói riêng. Có quan hệ rất nhiều đến hoạt động sản xuất nông Nghiệp của vùng này. Hằng năm chịu ảnh hưởng chủ yếu của thủy triều biển Đông với chế độ bán nhật triều không đều.

Theo tài liệu từ nhiều năm cho thấy các tháng có mực nước ảnh hưởng lũ, không ảnh hưởng bởi thủy triều từ giữa tháng 7 đến hết tháng 11 hàng năm. Các tháng có mực nước giao động theo thủy triều từ tháng 1 đến đầu tháng 7 hằng năm. Những năm có lũ lớn 1996, 2000, 2001 thì thời gian không ảnh hưởng của thủy triều sẽ kéo dài thêm.

Theo thống kê số liệu quan trắc thu thập được mực nước cao nhất quan trắc tại vị trí trạm vào ngày 23/9/2007. Cao độ mực nước thiết kế:

Mực nước thấp nhất : + 0.4 m

Mực nước cao nhất : + 5.5 m

Mực nước thông thuyền : + 2.1 m

2.2.2. Khí tượng

Theo số liệu thống kê của trạm quan trắc, đặc trưng khí tượng của khu vực xây dựng cầu A như sau:

Bảng thống kê nhiệt độ đặc trưng các tháng từ 1978 đến năm 2000

Tháng	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
g												

$T_{\max}$	31. 8	32. 7	34. 9	36. 5	35. 8	32. 6	32. 0	31. 1	31. 5	31. 2	30. 7	30. 2
$T_{\min}$	19. 3	20. 5	20. 8	21. 0	21. 5	22. 3	21. 9	21. 3	22. 7	23. 2	23. 0	22. 4
T_{tb}	25. 9	26. 1	27. 3	28. 7	28. 5	27. 7	27. 1	27. 4	27. 7	27. 5	27. 1	26. 8

Bảng thống kê lượng mưa tháng trung bình nhiều năm từ năm 1978 đến năm 2000

Tháng	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Năm
R(m)	3.0	8.0	18.0	71.0	118	202	250	204	269	308	82.2	7.0	1540

Lượng mưa ngày lớn nhất: 300mm. Tháng 10/1995

Lượng mưa tháng lớn nhất: 734.5mm. Tháng 10/1995

Bảng thông kê tốc độ gió trung bình mạnh nhất từ năm 1978 đến năm 2000(m/s)

Tháng	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Năm
V_{bq}	1.7	2.3	2.7	3.2	1.8	2.2	2.1	2.4	2.6	2.1	2.0	2.3	2.2
$V_{\max}$	13	18	15	19	38	19	19	28	19	15	18	13	17

2.3. ĐẶC ĐIỂM ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH:

Qua công tác khảo sát hiện trường và thí nghiệm trong phòng cấu trúc địa tầng của khu vực xây dựng cầu gồm các lớp sau:

Lớp 1(lớp bề mặt) : Sét pha cát

Lớp 2 : Sét cát xám dẻo

Lớp 3 : Cát hạt vừa

Lớp 4 : Cát lẫn sỏi

Lớp 5 : Cát pha sét có vỏ sò

Lớp 6 : Sét cát xám vàng nửa cứng

Lớp 7 : Đá gốc

CHƯƠNG III

CÁC SỐ LIỆU THIẾT KẾ

3.1. Qui mô công trình.

Cầu được thiết kế dành cho đường ô tô là 1 công trình vĩnh cửu

3.2. Các thông số kỹ thuật thiết kế:

Bề rộng cầu: 13.5 m

+ Bề rộng làn xe: $2 \times 5 \text{ m} = 10 \text{ m}$

+ Lề bộ hành: $2 \times 1.5 \text{ m} = 3 \text{ m}$

+ Lan can: $2 \times 0.25 \text{ m} = 0.5 \text{ m}$

Chiều dài toàn dầm SUPER-T: 33m

- Tải trọng thiết kế:

+ HL93, tải trọng người, theo tiêu chuẩn 22TCN 272-05

+ Tải trọng gió cơ bản: 59 m/s

- Khổ thông thuyền sông cấp V, B=25m và H=3.5m

PHẦN II

THIẾT KẾ SƠ BỘ VÀ SO SÁNH LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN

CHƯƠNG I**LỰA CHỌN CÁC GIẢI PHÁP KẾT CẤU****1.1. LỰA CHỌN KẾT CẤU****1.1.1. Nguyên tắc lựa chọn**

Thỏa mãn các yêu cầu kỹ thuật.

Phù hợp với các công nghệ thi công hiện có.

Phù hợp với cảnh quan khu vực.

Không gây ảnh hưởng tới đê sông Thao

Thuận tiện trong thi công và thời gian thi công nhanh.

Hợp lý về kinh tế.

Thuận tiện trong khai thác, duy tu bảo dưỡng.

1.1.2. Lựa chọn nhịp cầu

Các sơ đồ nhịp đưa ra nghiên cứu gồm:

- Phương án cầu dầm BTCT DUL nhịp giản đơn tiết diện SUPER-T căng trước.
- Phương án cầu dầm liên tục BTUST thi công theo phương pháp đúc hẫng cân bằng.
- Phương án kết cấu cầu giàn thép.

1.1.3. Giải pháp móng

Căn cứ vào cấu tạo địa chất khu vực dự án cầu, chiều dài nhịp và quy mô mặt cắt ngang cầu, kiến nghị dùng phương án móng là dùng móng cọc khoan nhồi $D=1.0m$.

1.2. Phương án I: Phương án cầu dầm BTCT DUL nhịp giản đơn tiết diện SUPER-T căng trước.**1.2.1. Phương án kết cấu**

Sơ đồ nhịp: 33×5 m. Tổng chiều dài cầu tính đến đuôi 2 mố là 181.53m

Các kích thước cơ bản của dầm được chọn như sau:

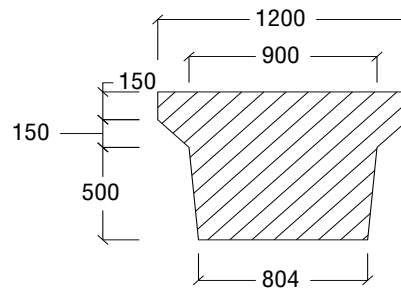
Chiều dài dầm là 33m

Chiều cao dầm 1.6m

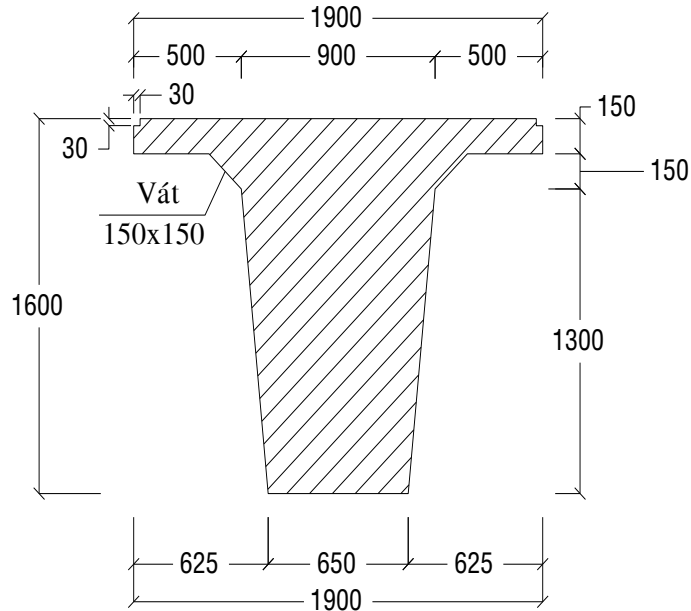
Cắt khác 2 đầu mỗi đầu 0.9m

Đoạn dầm đặc 2 đầu mỗi đầu 1.2m

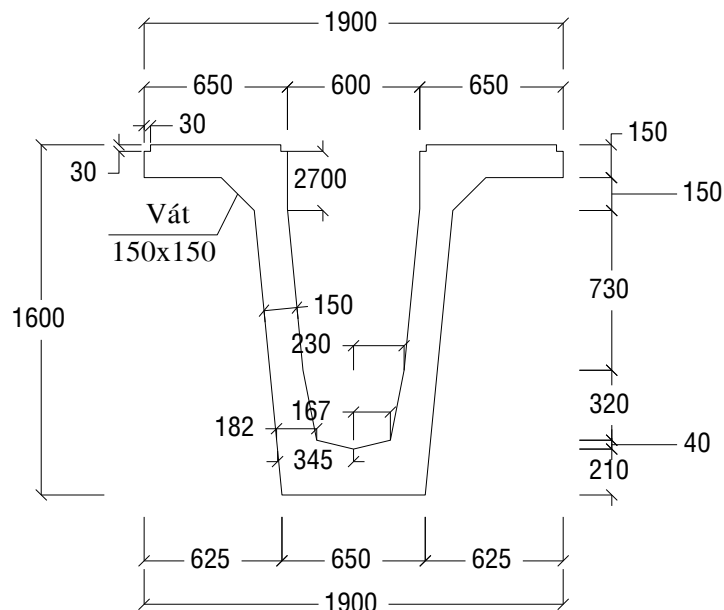
– **Mặt cắt ngang dầm tại gối**

**Mặt cắt ngang dầm tại gối**

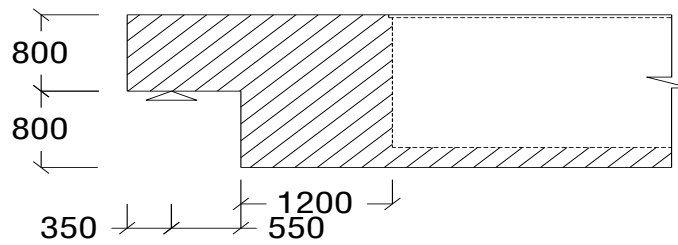
- Mặt cắt ngang dầm tại đoạn cắt khác

**Mặt cắt ngang dầm tại đoạn khác**

- Mặt cắt ngang dầm tại giữa nhịp

**Mặt cắt ngang dầm tại giữa nhịp**

- Dầm chủ tại đầu dầm

*Cấu tạo đầu dầm chính***1.2.2. Mố Cầu:**

- Mố cầu là mố chữ U bằng bê tông cốt thép
- Bệ móng mố dày 3m, rộng 6m, dài 13.5m
- Móng mố là móng cọc khoan nhồi đường kính cọc khoan là 1 m, có 8 cọc, chiều dài mỗi cọc dự kiến 22 m đối với mố M0 và 16m đối với mố M1

1.2.3. Trụ cầu:

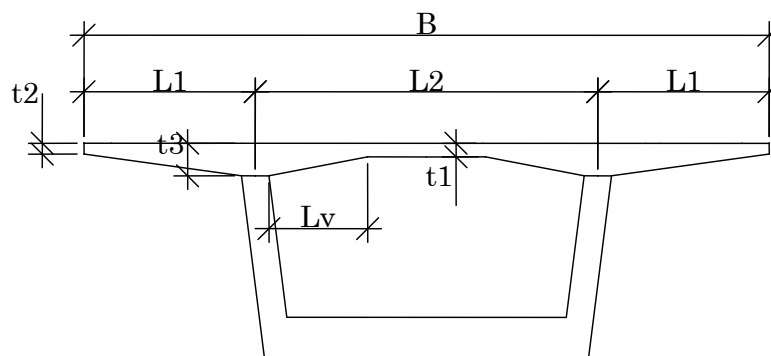
- Trụ cầu là trụ đặc bằng bê tông cốt thép, thân rộng 3m tương ứng theo phương dọc cầu và 9.5m theo phương ngang cầu, được vuốt tròn theo đường tròn bán kính $R=1.5m$.
- Bệ móng cao 3m, rộng 6m theo phương dọc cầu, 12.5m theo phương ngang cầu.
- Móng trụ là móng cọc khoan nhồi có đường kính cọc là 1m, 8 cọc, chiều dài dự kiến mỗi cọc 18 m đối với trụ T1, 13m với trụ T2, 11m với trụ T3

1.3. Phương án II: Cầu dầm liên tục BTUST thi công theo phương pháp đúc hẫng cân bằng.**1.3.1. Phương án kết cấu**

Sơ đồ nhịp gồm 3 nhịp (49x70x49)m. Tổng chiều dài cầu tính đến đuôi 2 mố là 183.1m

Các kích thước cơ bản dầm liên tục được chọn như sau:

Dầm liên tục có mặt cắt ngang hộp 1 ngăn, thành xiên có chiều cao thay đổi.

*Các kích thước mặt cắt ngang dầm.*

+) Khoảng cách tim của 2 sườn dầm $L_2 = (1/1.9 \div 1/2)B$. Trong đó $B = 13.5\text{m}$ là bề rộng mặt cầu. $\Rightarrow L_2 = (7.01 \div 6.75)$ Chọn $L_2 = 7\text{m}$.

+) Chiều dài cánh hẫng $L_1 = (0.45 \div 0.5)L_2 = (3.15 \div 3.5)$. Chọn $L_1 = 3.25\text{m}$

+) Chiều cao dầm ở vị trí trụ

$$H_p = (1/16 \div 1/20)L_{\max} = (1/16 \div 1/20)70 = (4.375 \div 3.5)\text{m} \text{ Chọn } H_p = 4\text{m}$$

+) Chiều cao dầm ở vị trí giữa nhịp và mố

$$H = (1/30 \div 1/40)L_{\max} = (1/30 \div 1/40)70 = (2.33 \div 1.75)\text{m} \text{ Chọn } H = 2\text{m}$$

+) Chiều dày tại giữa nhịp chọn $t_1 = 250(\text{mm})$.

+) Chiều dày mép ngoài cánh hẫng t_2 chọn $t_2 = 250(\text{mm})$

+) Chiều dày tại điểm giao với sườn hộp $t_3 = (2 \div 3)t_2 = (500 \div 750)\text{mm}$ Chọn $t_3 = 500(\text{mm})$.

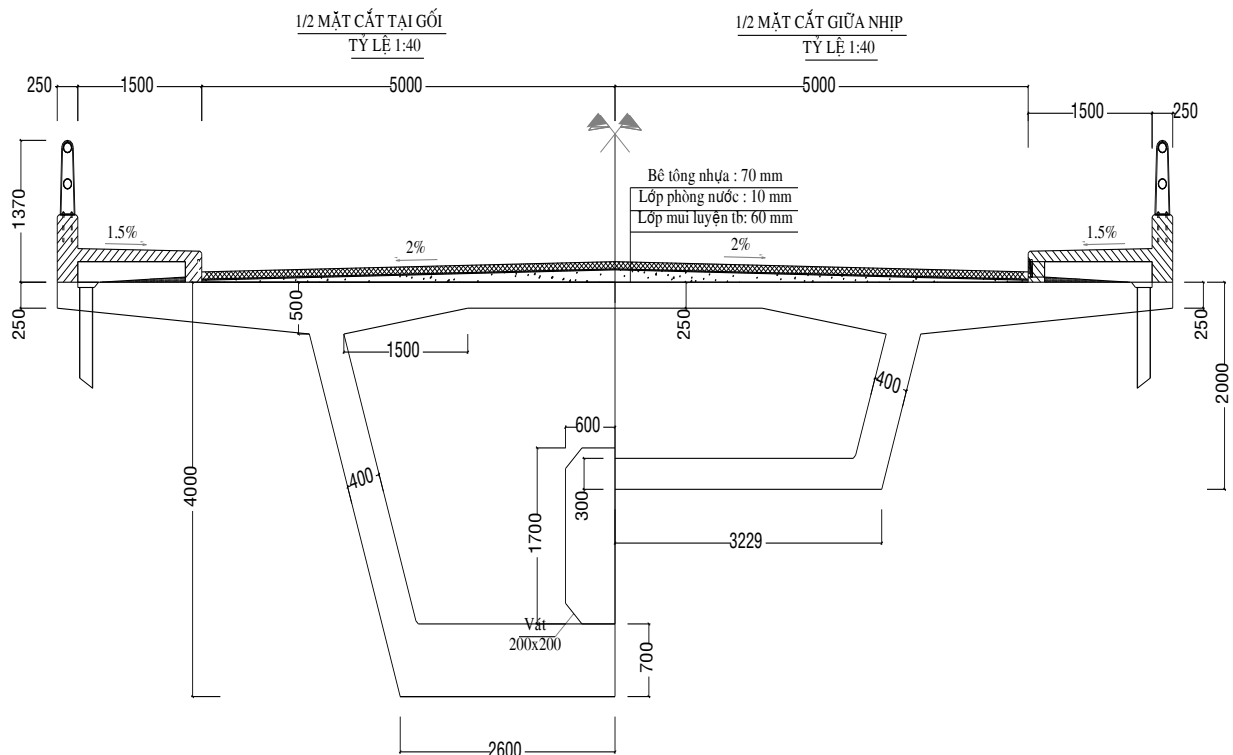
+) Chiều dài vút thường lấy $L_v = 1.5(\text{m})$

+) Chiều dày của sườn dầm chọn 400 mm .

+) Bản biên dưới ở gối lấy 700 mm

+) Bản biên dưới ở giữa nhịp lấy 300 mm .

Với kích thước đã chọn và khổ cầu ta sơ bộ chọn mặt cắt ngang kết cấu nhịp như hình vẽ.



Tiết diện dầm hộp

1.3.2. Mố cầu

- Mố cầu là mố chữ U bằng bê tông cốt thép
- Bệ móng mố dày 2m, rộng 6m, dài 13.5m

- Móng mố là móng cọc khoan nhồi đường kính cọc khoan là 1 m, có 8 cọc, chiều dài mỗi cọc dự kiến 22 m đối với mố M0 và 16m đối với mố M1

1.3.3. Trụ cầu:

- Trụ cầu là trụ đặc bằng bê tông cốt thép, thân rộng 3m tương ứng theo phương dọc cầu và 8.2m theo phương ngang cầu, được vuốt tròn theo đường tròn bán kính $R=1.5m$.
- Bệ móng cao 3m, rộng 6m theo phương dọc cầu, 11m theo phương ngang cầu.
- Móng trụ là móng cọc khoan nhồi có đường kính cọc là 1m, 8 cọc, chiều dài dự kiến mỗi cọc 13.6 m đối với trụ T1, 11m với trụ T2,

1.4. Phương án III: Cầu giàn thép.**1.4.1. Phương án kết cấu**

Sơ đồ bố trí nhịp: 3x56m. Tổng chiều dài toàn cầu tính đến đuôi 2 mố là 179.2m

Chọn sơ đồ giàn chủ là loại giàn thuộc hệ tĩnh định, có 2 biên song song, có đường xe chạy dưới. Từ yêu cầu thiết kế phần xe chạy 10m nên ta chọn khoảng cách hai tim giàn chủ là 11m.

Chiều cao giàn chủ: Chiều cao giàn chủ chọn sơ bộ theo kinh nghiệm với

biên song song:
$$h = \left(\frac{1}{6} \div \frac{1}{10} \right) l_{nhịp} = \left(\frac{1}{6} \div \frac{1}{10} \right) 56 = (9.3 \div 5.6)m$$

và $h > H + h_{dng} + h_{mc} + h_{cc}$

+) Chiều cao tĩnh không trong cầu: $H=4.5m$

+) Chiều cao dầm ngang:
$$h_{dng} = \left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{12} \right) B = \left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{12} \right) \times 15.5 = (2.2 - 1.2)m \quad \text{chọn}$$

$h_{dng}=1.2m$.

+) Chiều dày bản mặt cầu chọn: $h_{mc}=0.2m$.

+) Chiều cao cổng cầu: $h_{cc}=1.65m$.

Chiều cao cầu tối thiểu là: $h > 4.5 + 1.5 + 0.2 + 1.65 = 7.85m$ chọn $h=9m$

Chiều dài mỗi khoang $d = (0.6 \div 0.8)h = (5.4 \div 7.2)m$ chọn $d=7m$.

Chọn chiều cao giàn sao cho góc nghiêng của thanh giàn so với phương ngang $\alpha = 45^\circ - 60^\circ$, hợp lý nhất $\alpha = 50^\circ - 53^\circ$. Chọn $h=9m \Rightarrow \alpha=52^\circ$ hợp lý.

Kết cấu hệ dầm mặt cầu:

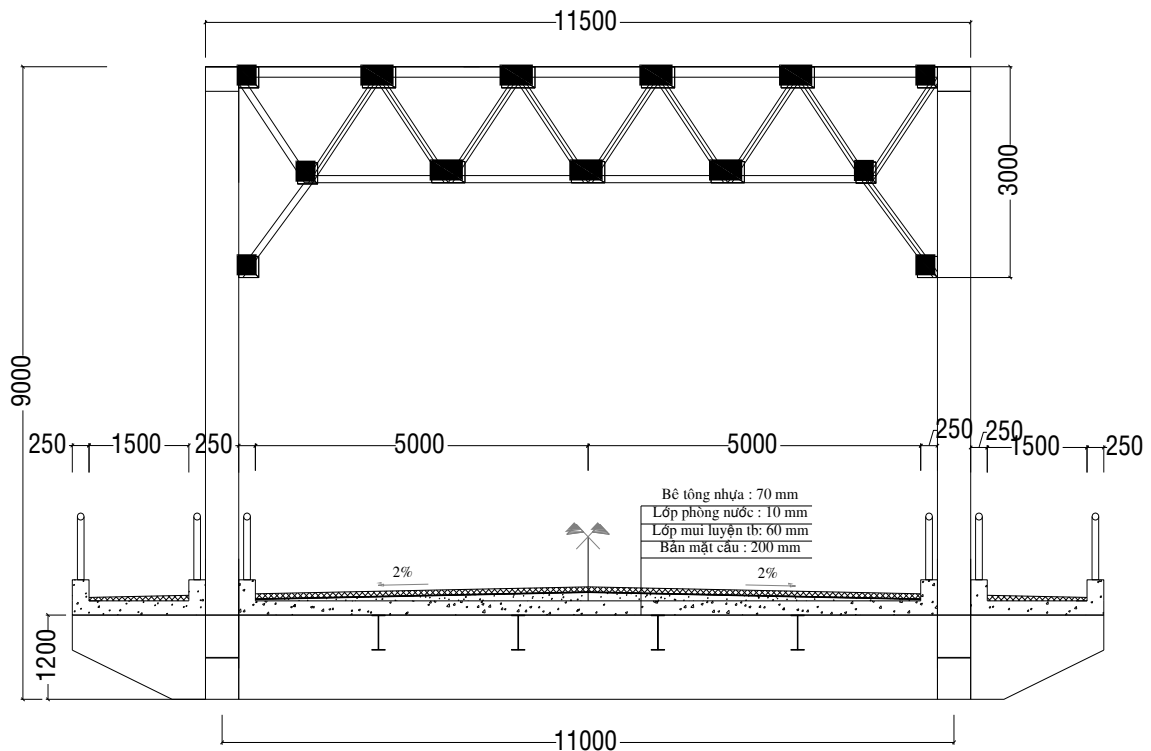
Chọn 4 dầm dọc đặt cách nhau 2.1m. chiều cao dầm dọc sơ bộ chọn theo kinh

nghiệm:
$$h_{dd} = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{15} \right) d = 0,7 - 0,5m \Rightarrow \text{chọn } h_{dd}=0.5m.$$

Bản xe chạy kê tự do lên dầm dọc.

Đường người đi bộ bố trí ở bên ngoài giàn chủ.

Cấu tạo hệ liên kết gồm có liên kết dọc trên, dọc dưới, hệ liên kết ngang.



Cấu tạo mặt cầu

Độ dốc ngang cầu là 2% về hai phía.

Kết cấu phần trên

Kết cấu nhịp chính: Gồm 3 nhịp dài 56m. với chiều cao giàn là 9m, góc nghiêng giữa các thanh xiên là 52° . Chiều dài mỗi khoang là 7m

Kết cấu cầu đối xứng hai bên

1.4.2. Mố cầu:

Mố cầu là mố chữ U bằng bê tông cốt thép

Bệ móng mố dày 2m, rộng 6m, dài 15.5m

Móng mố là móng cọc khoan nhồi đường kính cọc khoan là 1 m, có 8 cọc, chiều dài mỗi cọc dự kiến 22 m đối với mố M0 và 16m đối với mố M1

1.4.3. Trụ cầu:

Trụ cầu là trụ đặc bằng bê tông cốt thép, thân rộng 2m tương ứng theo phương dọc cầu và 13m theo phương ngang cầu, được vuốt tròn theo đường tròn bán kính $R=1m$.

Bệ móng cao 3m, rộng 6m theo phương dọc cầu, 15m theo phương ngang cầu.

Móng trụ là móng cọc khoan nhồi có đường kính cọc là 1m, 8 cọc, chiều dài dự kiến mỗi cọc 13.6 m đối với trụ T1, 11m với trụ T2,

P.án	Thông thuyền	Khổ cầu	Sơ đồ	ΣL (m)	Nhịp chính
1	25x3.5	10+2x1.5	3x33	181.53	Cầu dầm giản đơn tiết diện SUPER-T căng trước
2	25x3.5	10+2x1.5	49+70+49	183.1	Cầu liên tục BT DUL
3	25x3.5	10+2x1.5	3x56	179.2	Cầu giàn thép

CHƯƠNG II
THIẾT KẾ SƠ BỘ PHƯƠNG ÁN I
CẦU DẦM BTCT DUL NHỊP GIẢN ĐƠN
TIẾT DIỆN SUPER-T CĂNG TRƯỚC

2.1. Chọn sơ đồ kết cấu nhịp:

Mặt cắt ngang kết cấu nhịp gồm 7 dầm Super T (căng trước)

Khoảng cách các dầm là 1950 mm

Chiều dài mỗi dầm 33000 mm

Số nhịp : 5 nhịp

Chiều dài cầu 181.53 m (tính từ hai đuôi mố)

Chiều cao mỗi dầm là 1600 mm.

Dầm ngang bằng bê tông cốt thép đổ tại chỗ

Bản mặt cầu dày 200 mm

Lớp mui luyen dốc 2% có bề dày trung bình là 60 mm

Lớp phòng nước dày 10 mm

Lớp phủ mặt cầu bằng bê tông asphalt dày 70 mm

Thanh và trụ lan can làm bằng thép M270 cấp 250

Gối cầu sử dụng gối cao su có bản thép

2.2. Mố cầu:

Mố cầu là mố chữ U bằng bê tông cốt thép

Móng mố là móng cọc khoan nhồi đường kính cọc khoan là 1 m, có 8 cọc, chiều dài mỗi cọc dự kiến 22 m đối với mố M0 và 16m đối với mố M1

2.3. Trụ cầu:

Trụ cầu là trụ đặc bằng bê tông cốt thép, thân hẹp

Móng trụ là móng cọc khoan nhồi có đường kính cọc là 1m, 8 cọc, chiều dài dự kiến mỗi cọc 18 m đối với trụ T1, 13m với trụ T2, 11m với trụ T3

2.4. Các đặc trưng vật liệu sử dụng:

2.4.1. Bê tông : Cường độ bê tông chịu nén mẫu hình trụ tại 28 ngày tuổi sử dụng cho các kết cấu bê tông cốt thép như sau:

3. Kết cấu	4. Cường độ f_c (MPa)
5. Lan can lề bộ hành	6. 35
7. Bản mặt cầu	8. 35
9. Dầm ngang	10. 35

11. Dầm super T	12. 50
13. Trụ và bệ trụ	14. 35
15. Mố và bệ mố	16. 35
17. Cọc khoan nhồi	18. 35
19. Bê tông nghèo và bê tông tạo phẳng	20. 10

2.4.2. Cốt thép :***Thép thường:***

Thép có cỡ CII, giới hạn chảy 300 MPa

Thép có cỡ CIII, giới hạn chảy 420 MPa

Cáp dự ứng lực:

Dùng loại tạo tự chùng thấp : $D_{ps} = 15.2 \text{ mm}$

Cường độ chịu kéo tiêu chuẩn : $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$

Diện tích 1 tao cáp: $A_{ps1} = 143.3 \text{ mm}^2$

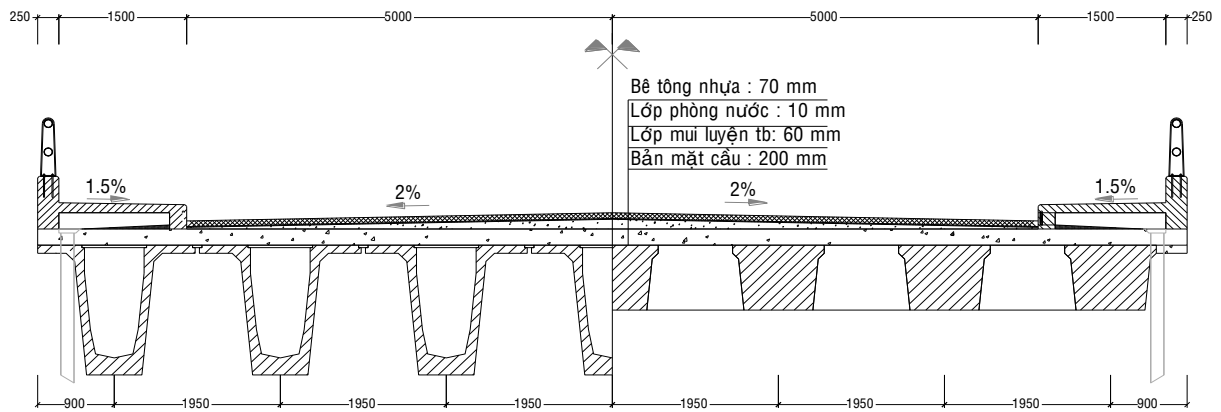
Modul đàn hồi của cáp: $E_{ps} = 197000 \text{ MPa}$

2.4.3. Chiều dày lớp bê tông bảo vệ:

Kết cấu	Chiều dày tối thiểu lớp bê tông bảo vệ (mm)
Lan can	50
Lề bộ hành	35
Bản mặt cầu	40
Dầm ngang	50
Dầm super T	50
Trụ cầu và mố cầu	50
Bệ mố và bệ trụ	100
Cọc khoan nhồi	100

1/2 MẶT CẮT TẠI GIỮA NHỊP
TỶ LỆ 1/75

1/2 MẶT CẮT TẠI TRỤ
TỶ LỆ 1/75



Thiết kế sơ bộ

- Chiều dài toàn dầm $L = 33 \text{ m}$
- Khoảng cách đầu dầm đến tim gối $a = 0.35 \text{ m}$
- Khẩu độ tính toán $L_{tt} = L - 2 \times a = 32.3 \text{ m}$
- Tải trọng thiết kế
 - + Hoạt tải HL93
 - + Tải trọng người 3 KPa
- Mặt xe chạy $B_1 = 2 \times 5 \text{ m}$
- Lề người đi $B_2 = 1.5 \text{ m}$
- Lan can $B_3 = 0.25 \text{ m}$
- Tổng bề rộng cầu $B = B_1 + 2 \times B_2 + 2 \times B_3 = 13.5 \text{ m}$
- Dạng kết cấu nhịp Cầu dầm
- Dạng mặt cắt Super T
- Vật liệu kết cấu BTCT dự ứng lực
- Công nghệ chế tạo Căng trước
- Cấp bê tông:
 - + Dầm chủ $f'_{cd} = 50 \text{ MPa}$
 - + Bề mặt cầu $f'_{cb} = 35 \text{ MPa}$
- Tỷ trọng bê tông $\gamma_c = 2500 \text{ kg/m}^3$
- Cường độ chịu kéo tiêu chuẩn: $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$
- Thép thường G60 $f_y = 420 \text{ MPa}, f_u = 620 \text{ MPa}$
- Loại cốt thép DUL tạo thép Tao 7 sợi xoắn đường kính $D_{ps} = 15.2 \text{ mm}$

– Quy trình thiết kế

22TCN 272 - 05

Kích thước mặt cắt ngang cầu

– Số lượng dầm chủ

$$N_b = 7$$

– Khoảng cách giữa 2 dầm chủ

$$S = 1950 \text{ mm}$$

– Lê người đi khác mức với mặt cầu phần xe chạy

– Bố trí dầm ngang tại các vị trí gối cầu : 2 mặt cắt

– Số lượng dầm ngang

$$N_n = N_b - 1 \times 2 = 12$$

– Chiều dày trung bình của bản:

$$h_t = 200 \text{ mm}$$

– Lớp BT atphan:

$$h_1 = 70 \text{ mm}$$

– Tầng phòng nước

$$h_2 = 10 \text{ mm}$$

– Chiều dày lớp mui luyện trung bình

$$h_3 = 60 \text{ mm}$$

2.5. Tính toán sơ bộ khối lượng phương án kết cấu nhịp**2.5.1. Bản mặt cầu và lớp phủ**

Chiều dày các lớp còn lại chọn như sau:

Bản mặt cầu dày 200 mm

Lớp mui luyện dày trung bình 60 mm.

Lớp phòng nước có bề dày 10 mm.

Lớp bê tông nhựa dày 70 mm

Tính toán các thông số sơ bộ :Dung trọng của bê tông xi măng là 2.5 T/m^3 .Dung trọng của bê tông nhựa là 2.4 T/m^3 .Dung trọng của lớp phòng nước là 1.8 T/m^3 .Dung trọng của cốt thép là 7.85 T/m^3 .**+ Tính toán trọng lượng bản mặt cầu.**Ta có diện tích bản mặt cầu là : 2.7 m^2 .Thể tích bản mặt cầu: $2.7 \times 33 = 89.1 \text{ m}^3$ Lượng cốt thép trung bình trong 1 m^3 thể tích bê tông là 2 kN/m^3

Trọng lượng của cốt thép trong bản mặt cầu tính cho một nhịp dầm:

$$89.1 \times 2 = 178.2 \text{ kN}$$

Thể tích cốt thép trong bản mặt cầu là:

$$\frac{178.2}{7.85 \times 9.81} = 2.3 \text{ m}^3$$

Vật thể tích của bê tông bản mặt cầu là: $89.1 - 2.3 = 86.8 \text{ m}^3$

Trọng lượng bê tông bản mặt cầu:

$$86.8 \times 2.5 \times 9.81 = 2129 \text{ kN}$$

Vậy trọng lượng bản mặt cầu một nhịp dài 33 m là:

$$DC_{BMC} = 2129 + 178.2 = 2307 \text{ kN}$$

+ **Tính toán trọng lượng các lớp phủ mặt cầu.**

Lớp BTN dày 7cm có khối lượng trên 1m dài là :

$$DW_1 = h_1 \times \gamma_1 \times B_1 = 0.07 \times 2.4 \times 10 \times 9.81 = 16.5 \text{ kN/m}$$

Trọng lượng lớp phòng nước dày 1 cm trên 1m dài là :

$$DW_2 = h_2 \times \gamma_2 \times B_1 = 0.01 \times 1.8 \times 10 \times 9.81 = 1.8 \text{ kN/m}$$

Trọng lượng lớp mui luyện dày trung bình 6 cm:

$$DW_3 = h_3 \times \gamma_3 \times B_1 = 0.06 \times 2.5 \times 10 \times 9.81 = 14.7 \text{ kN/m}$$

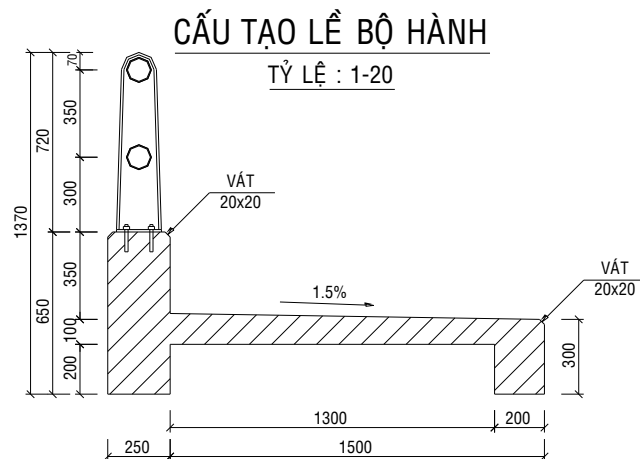
Trọng lượng các lớp phủ mặt cầu trên 1m dài:

$$DW = 16.5 + 1.8 + 14.7 = 33 \text{ kN/m}$$

Trọng lượng các lớp phủ mặt cầu cho 1 nhịp dài 33 m:

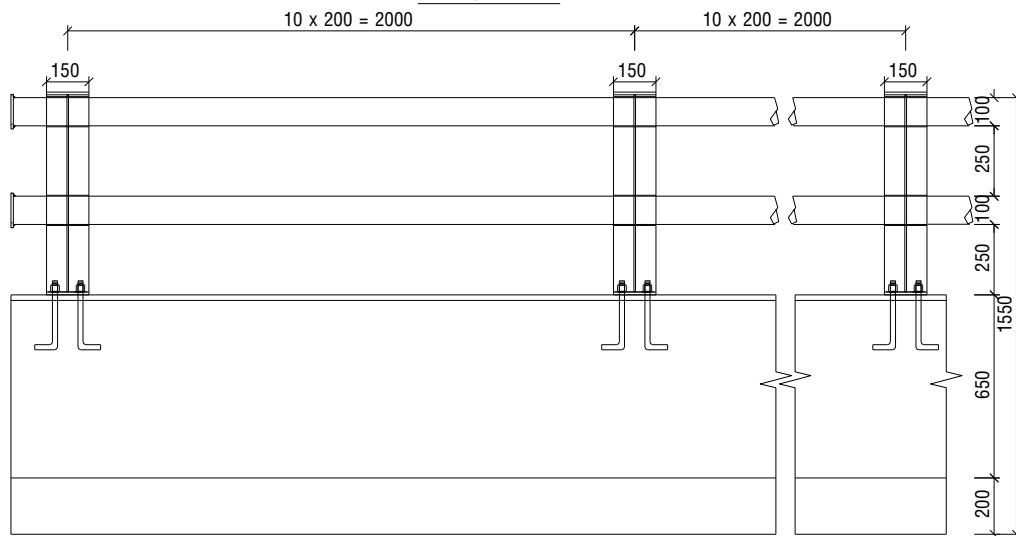
$$DW_{CLMC} = 33 \times 33 = 1089 \text{ kN}$$

2.5.2. Lan can, lề bộ hành



BỐ TRÍ THANH - CỘT LAN CAN

TỶ LỆ : 1-20



- Chọn thanh lan can thép ống:
Đường kính ngoài : $D = 100$ (mm)
Đường kính trong : $d = 90$ (mm)
- Khoảng cách 2 cột lan can là 2000 mm
- Khối lượng riêng thép lan can: $\gamma_s = 0.785 \times 10^{-4}$ N/mm³
- Thép cacbon số hiệu M270 cấp 250 có $f_y = 250$ MPa

Trọng lượng thanh lan can trên 1 m dài

$$g_{DC} = \gamma_s \times \frac{D^2 - d^2}{4} \times \pi = 7.85 \times \pi \times \frac{0.1^2 - 0.09^2}{4} = 0.012 \text{ T/m}$$

Trọng lượng bản thân 1 trụ:

$$P' = \gamma \times V_{tlc} + P_{lk} = 0.785 \times 10^{-4} \times V_1 + V_2 + V_3 + P_{lk}$$

 V_1 : Thể tích tấm thép T_1

$$V_1 = \frac{1}{2} \times 160 + 120 \times 640 \times 10 = 896000 \text{ mm}^3$$

 V_2 : Thể tích tấm thép T_2

$$V_2 = 2 \times b \times l \times h = 2 \times 150 \times 750 \times 10 = 2250000 \text{ mm}^3$$

 V_3 : Thể tích tấm thép T_3

$$V_3 = b \times l \times h = 150 \times 180 \times 10 = 270000 \text{ mm}^3$$

 P_{lk} : Trọng lượng ống liên kết

$$P_{lk} = 2 \times \gamma_s \times \frac{D^2 - d^2}{4} \times \pi \times l = 2 \times 0.785 \times 10^{-4} \times 3.14 \times \frac{88^2 - 78^2}{4} \times 120 = 24.55 \text{ N}$$

$$P' = \gamma_s \times V_{lc} + P_{lk} = 0.785 \times 10^{-4} \times 896000 + 2250000 + 270000 + 24.55$$

$$= 292.71 \text{ N} = 0.293 \text{ T}$$

Với diện tích phần bê tông $A_b = 0.367 \text{ m}^2$.

$$\text{Thể tích tường lan can + lề bộ hành + bó vỉa } V_p = 0.367 \times 2 \times 33 = 24.22 \text{ m}^3$$

Hàm lượng cốt thép trong lan can chiếm $k_p = 1.5 \%$

$$\text{Ta có thể tích cốt thép trong lan can : } V_{sp} = V_p \times k_p = 24.22 \times 1.5\% = 0.363 \text{ m}^3$$

$$\text{Khối lượng cốt thép trong lan can là : } G_{sp} = V_{sp} \times \gamma_s = 0.363 \times 7.85 = 2.85 \text{ T}$$

$$\text{Thể tích BT trong lan can: } V_{cp} = V_p - V_{sp} = 24.22 - 0.363 = 23.857 \text{ m}^3$$

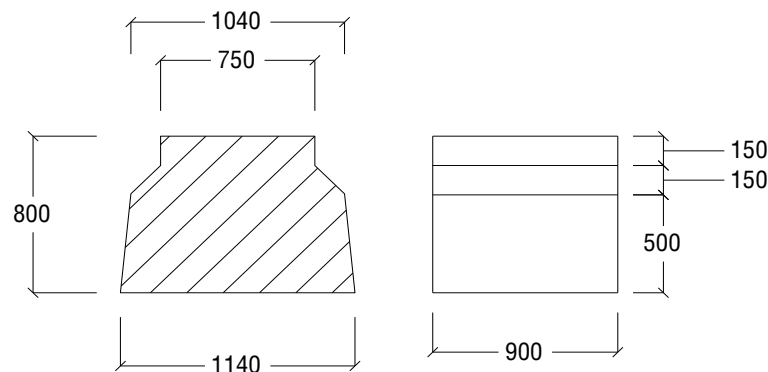
$$\text{Khối lượng BT trong lan can: } G_{cp} = V_{cp} \times \gamma_c = 23.857 \times 2.5 = 59.6 \text{ T}$$

Vậy, khối lượng toàn bộ bê tông cốt thép là:

$$G_p = G_{sp} + G_{cp} = 2.85 + 59.64 = 62.5 \text{ T}$$

Các trụ cách nhau 2m, tổng số lượng là 17 trụ. Khối lượng phần tay vịn và cột lan can cho 1 nhịp : $G_{tv} = 0.012 \times 33 \times 2 \times 2 + 0.293 \times 17 \times 2 = 11.546 \text{ T}$

2.5.3. Dầm ngang



Dầm ngang được bố trí tại 2 đầu dầm. Tổng số dầm chính trên 1 nhịp là 7 dầm do đó tại một đầu dầm có 6 dầm ngang. Vậy có 12 dầm ngang trên 1 nhịp.

Diện tích 1 dầm ngang theo phương ngang cầu là 0.8 m^2 .

$$\text{Thể tích tất cả dầm ngang : } V_{dn} = 0.8 \times 0.9 \times 12 = 8.64 \text{ m}^3$$

Hàm lượng cốt thép theo thể tích trong dầm ngang là $k_{hb} = 2\%$

$$\text{Trọng lượng cốt thép trong 1 dầm ngang : } G_{sdn} = 0.02 \times 8.64 \times 7.85 = 1.36 \text{ T}$$

$$\text{Thể tích bê tông dầm ngang : } V_{cdn} = 8.64 \times 98\% = 8.5 \text{ m}^3$$

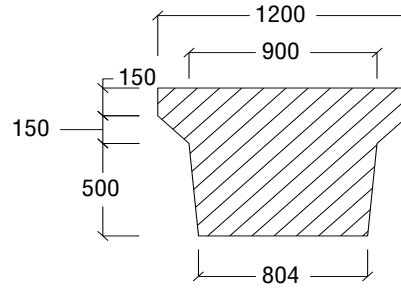
$$\text{Trọng lượng toàn bộ dầm ngang là : } G_{dn} = 1.36 + 8.5 \times 2.5 = 22.61 \text{ T}$$

2.5.6. Cấu tạo dầm chủ

Đoạn cắt khúc: $L_{ck} = 900 \text{ mm}$

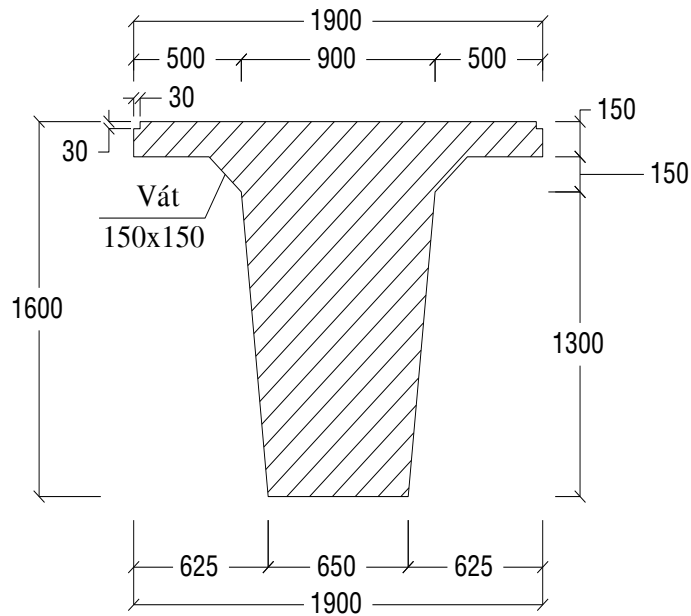
Đoạn dầm đặc: $L_{dac} = 1200 \text{ mm}$

- Mặt cắt ngang dầm tại gối



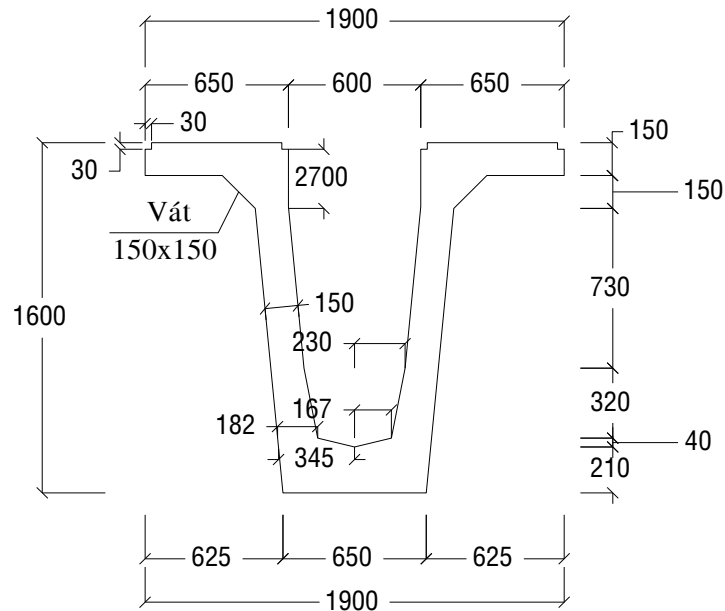
Mặt cắt ngang dầm tại gối

- Mặt cắt ngang dầm tại đoạn cắt khúc



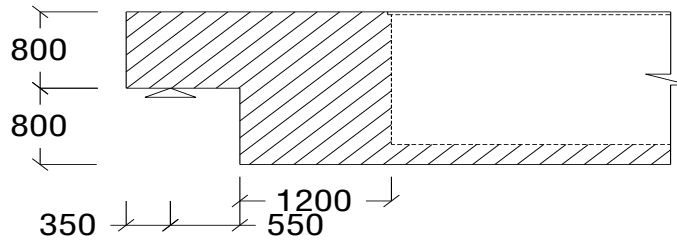
Mặt cắt ngang dầm tại đoạn khúc

- Mặt cắt ngang dầm tại giữa nhịp



Mặt cắt ngang dầm tại giữa nhịp

– Dầm chủ tại đầu dầm

*Cấu tạo đầu dầm chính*

+ Tính toán đặc trưng hình học dầm super-t

BẢNG ĐẶC TRƯNG HÌNH HỌC TẠI TỪNG MẶT CẮT

Mặt Cắt	0	1	2	3	4	5	6
x(mm)	0	2100	3230	6460	9690	12920	16150
A (mm ²)	763700	1448200	745920	745920	745920	745920	745920
A' (mm ²)	1090130	1774630	1072350	1072350	1072350	1072350	1072350

+ Tính trọng lượng 1 dầm chủ

Đoạn dầm cắt khác:

Diện tích tiết diện

$$A_0 = 763700 \text{ mm}^2$$

Trọng lượng đoạn dầm:

$$V_{1DC} = A_{g1} \times L_{ck} \times 2 = 763700 \times 900 \times 2 = 1374660000 \text{ mm}^3$$

Đoạn dầm đặc:

Diện tích tiết diện

$$A_1 = 1448200 \text{ mm}^2$$

Trọng lượng đoạn dầm:

$$V_{2DC} = A_{g2} \times L_{dac} \times 2 = 1448200 \times 1200 \times 2 = 3475680000 \text{ mm}^3$$

Đoạn dầm còn lại:

Diện tích tiết diện

$$A_2 = 745920 \text{ mm}^2$$

Trọng lượng đoạn dầm:

$$V_{3DC} = A_{g3} \times [L - 2 \times L_{ck} + L_{dac}]$$

$$= 745920 \times [33000 - 2 \times 900 + 1200] = 21482496000 \text{ mm}^3$$

Tính tải dầm chủ coi là tải trọng rải đều suốt chiều dài dầm:

$$V_{DC} = V_{1DC} + V_{2DC} + V_{3DC} = 1374660000 + 3475680000 + 21482496000$$

$$= 26332836000 \text{ mm}^3 = 26.3 \text{ m}^3$$

Lượng thép trong dầm chủ chiếm khoảng 0.2 T/m³Vậy khối lượng thép trong dầm chủ : $G_{sdc} = 0.2 \times 26.3 = 5.26 \text{ T}$ Thể tích bê tông dầm chủ : $V_{cdc} = 26.3 - \frac{5.26}{7.85} = 25.63 \text{ m}^3$

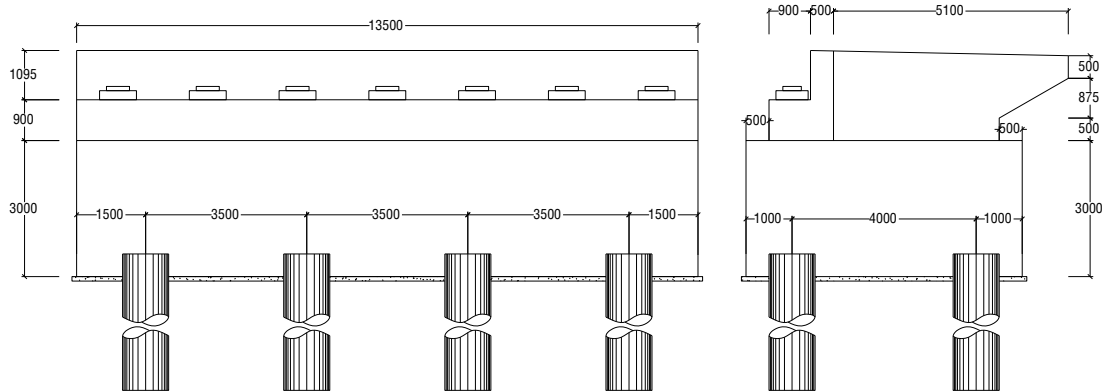
Tỷ trọng bê tông đầm chủ $\gamma_c = 2.5 \text{ T/m}^3$

Trọng lượng bê tông đầm chủ : $G_{cdc} = 2.5 \times 25.63 = 60.075 \text{ T}$

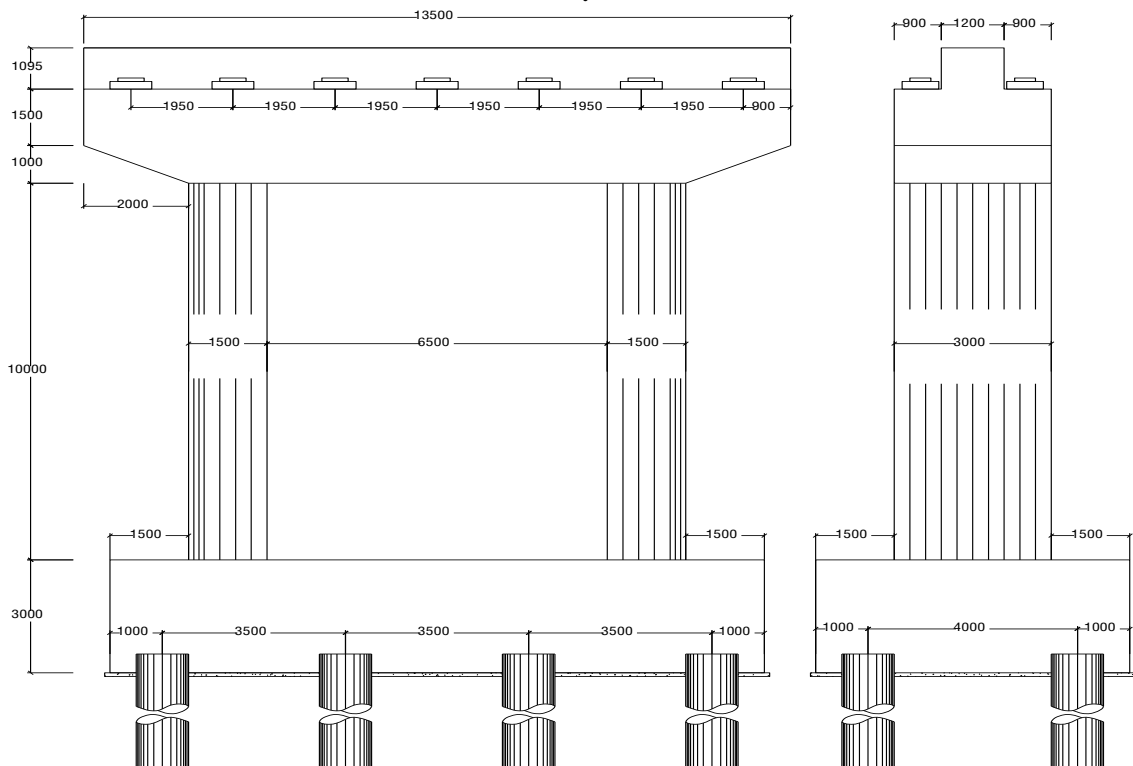
2.5.7. Khối lượng công tác mố, trụ

1. Cấu tạo mố, trụ cầu

- Mố: Hai mố đối xứng, dùng loại mố nặng chữ U, bằng BTCT tường thẳng, đặt trên nền móng cọc khoan nhồi đường kính $D=1\text{m}$.
- Trụ cầu: Trụ đặc BTCT, được đặt nền móng cọc khoan nhồi $D=1\text{m}$.



Cấu tạo mố cầu



Cấu tạo trụ cầu T1

2. Công tác mố cầu

Khối lượng mố cầu:

Khối lượng tường cánh:

$$V_{tc} = 2 \times \left(3.6 \times 1.995 + 1.5 \times 0.5 + \frac{1}{2} \times 1.5 \times 0.875 \right) \times 0.5 = 4.3 \text{ m}^3$$

Khối lượng thân mố: $V_m = 0.9 \times 1.4 \times 13.5 = 17.01 \text{ m}^3$

Khối lượng tường đỉnh: $V_{td} = 0.5 \times 1.095 \times 13.5 = 7.4 \text{ m}^3$

Khối lượng bệ mố: $V_{bm} = 6 \times 2 \times 13.5 = 162 \text{ m}^3$

Ta có khối lượng một mố: $V_{tc} = 4.3 + 17.01 + 7.4 + 162 = 190.71 \text{ m}^3$

Khối lượng hai mố : $V_{tc} = 2 \times 190.71 = 381.42 \text{ m}^3$

Sơ bộ chọn hàm lượng cốt thép trong mố là 80 kg/m^3

Khối lượng cốt thép trong 2 mố là $G = 0.08 \times 381.42 = 30.51 \text{ T}$

Thể tích bê tông 2 mố là: $V_{bt} = 381.42 - \frac{30.51}{7.85} = 377.53 \text{ m}^3$

Trọng lượng bê tông là: $G_{bt} = 2.5 \times 377.53 = 943.83 \text{ T}$

3. Công tác trụ cầu

Khối lượng trụ cầu:

Khối lượng xà mũ: $V_{xm} = (1.095 \times 13.5 + 1.5 \times 13.5 + 1.5 \times 1 + 6.5 \times 1) \times 3 = 129.1 \text{ m}^3$

Khối lượng thân trụ: $V_{tt}^1 = 6.5 \times 3 + 3.14 \times 1.5^2 \times 7 = 185.96 \text{ m}^3$

$V_{tt}^2 = 6.5 \times 3 + 3.14 \times 1.5^2 \times 10 = 265.65 \text{ m}^3$

$V_{tt}^3 = 6.5 \times 3 + 3.14 \times 1.5^2 \times 9.5 = 252.37 \text{ m}^3$

$V_{tt}^4 = 6.5 \times 3 + 3.14 \times 1.5^2 \times 5.5 = 146.11 \text{ m}^3$

Khối lượng móng trụ: $V_{mt} = 6 \times 12.5 \times 3 = 225 \text{ m}^3$

Khối lượng 4 trụ :

$V = 129.1 \times 4 + 185.96 + 265.65 + 252.37 + 146.11 + 225 \times 4 = 2266.49 \text{ m}^3$

Sơ bộ chọn hàm lượng cốt thép thân trụ là 120 kg/m^3 , hàm lượng thép trong móng trụ là 80 kg/m^3 , mũ trụ là 100 kg/m^3

Khối lượng cốt thép 4 trụ:

$$G_t = 4 \times 129.1 \times 0.1 + 185.96 + 265.65 + 252.37 + 146.11 \times 0.12 + 4 \times 225 \times 0.08 = 225.65 \text{ T}$$

Thể tích bê tông trong 4 trụ là: $V_{bt} = 2266.49 - \frac{225.65}{7.85} = 2237.74 \text{ m}^3$

Trọng lượng bê tông trong 4 trụ: $G_{bt} = 2.5 \times 2237.74 = 5594.36 \text{ T}$

2.6. Tính toán sơ bộ số lượng cọc trong móng

Tính toán sơ bộ số lượng cọc trong móng cho mố và trụ bằng cách xác định các tải trọng tác dụng lên đầu cọc, đồng thời xác định sức chịu tải của cọc. Từ đó sơ bộ chọn số cọc và bố trí cọc.

2.6.1. Xác định tải trọng tác dụng lên đáy mố

1. Xác định số cọc trong mố M_0

Lực tính toán được xác định theo công thức: $Q = \sum \eta_i y_i Q_i$

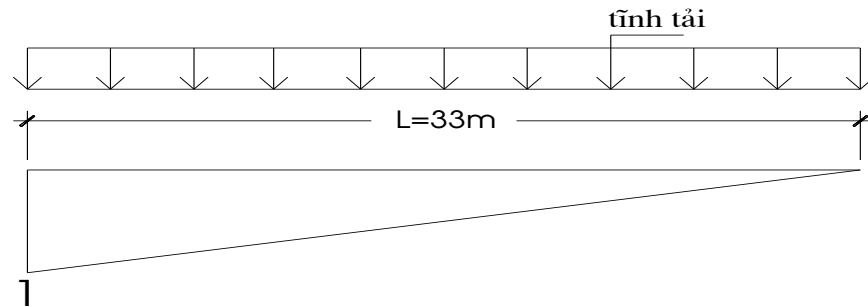
Trong đó: Q_i : Tải trọng tiêu chuẩn

$\eta_i y_i$: Hệ số điều chỉnh và hệ số tải trọng

Hệ số tải trọng được lấy theo bảng 3.4.1-2 (22TCN272-05)

Xác định tải trọng tác dụng lên mố

Đường ảnh hưởng tải trọng tác dụng lên mố:



$$\omega = 16.5$$

Tĩnh tải:

$$DC = 1.25 \times (P_{\text{mố}} + (g_{\text{dầm}} + g_{\text{bmc}} + g_{\text{lc}} + g_{\text{gc}}) / 33 \times \omega)$$

$$= 1.25 \times (487.17 + (457.345 + 230.7 + 74.046 + 22.61) / 33 \times 16.5) = 1589.84 \text{ T}$$

$$DW = 1.5 \times 108.9 = 163.35 \text{ T}$$

Hoạt tải:

Do tải trọng HL93 + người (LL+PL)

$$LL = n \cdot m \cdot \gamma \cdot \left(1 + \frac{IM}{100} \right) \cdot P_i \cdot y_i + 1.75 \cdot PL + WL$$

Trong đó:

n: Số làn xe, n=2

m: Hệ số làn xe, m=1

IM: Lực xung kích IM=25%

γ : Hệ số tải trọng = 1.75

P_i, y_i : Tải trọng trục xe, tung độ đường ảnh hưởng.

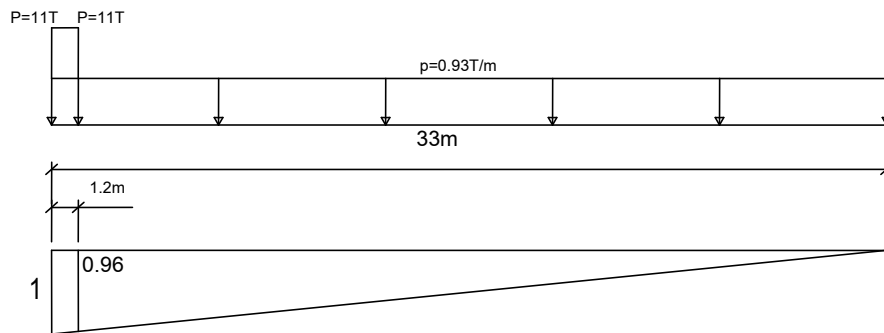
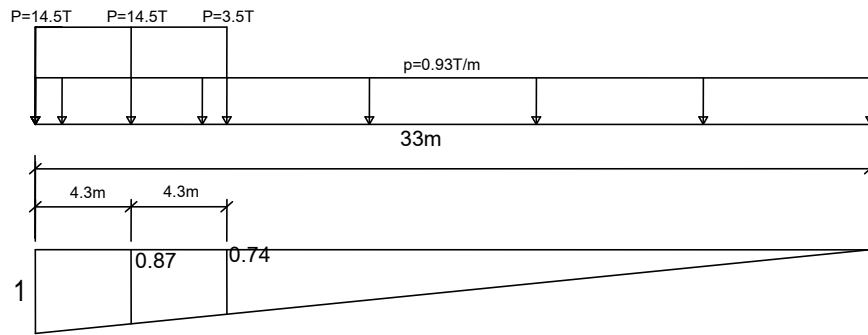
ω : Diện tích đường ảnh hưởng.

+ Tải trọng làn (LL) : Tải trọng làn thiết kế gồm tải trọng 9,3 KN/m phân bố đều theo chiều dọc.

+ PL: Tải trọng người, 3 KN/m² $\Rightarrow$ Tải trọng người bộ hành phân bố dọc trên cầu là PL=(1.5x3)=4.5 KN/m = 0.45 T/m

+ Chiều dài tính toán của nhịp L=33m

+ Đường ảnh hưởng phản lực và sơ đồ xếp xe thể hiện như sau:



Sơ đồ xếp tải lên đường ảnh hưởng áp lực mô

Từ sơ đồ xếp tải ta xác định được phản lực gối do hoạt tải tác dụng.

Với tổ hợp HL93 (xe tải thiết kế+tải trọng người+làn)

$$LL_{HL-93K} = 2 \times 1 \times 1.75 \times 1.25 \times [14.5 \times 1 + 0.87 + 3.5 \times 0.74] + 1.75 \times 16.5 \times 0.45 + 0.93 = 169.81 \text{ T}$$

Với tổ hợp HL-93M (xe tải 2 trục +làn)

$$LL_{HL-93M} = 1.25 \times 11 \times (1 + 0.96) + 1.25 \times 16.5 \times 0.93 = 46.12 \text{ (T)}$$

$$\Rightarrow LL_{\max} = \max(LL_{HL-93K}; LL_{HL-93M}) = 169.81 \text{ (T)}$$

Tổng tải trọng tác dụng lên đáy đài

$$P_{\text{đáy đài}} = 1589.84 + 163.35 + 169.81 = 1923 \text{ (T)}$$

Xác định sức chịu tải của cọc :

+) Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đường kính $D=1\text{m}$. khoan xuyên qua các lớp đất dính và ngàm vào lớp đá gốc.

+) Bê tông cọc mác 300

+) Cốt thép chịu lực $20\phi 25$ có cường độ 420 MPa. Đai tròn $\phi 10a200$.

Xác định sức chịu tải trọng nén của cọc nhồi theo vật liệu làm cọc :

$$+) \text{ Bê tông cấp 30 có } f'_c = 300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$+) \text{ Cốt thép chịu lực AII có } R_a = 2400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Sức chịu tải của cọc theo vật liệu

Sức chịu tải của cọc $D=1000\text{mm}$

Theo điều A5.7.4.4-TCTK sức chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc tính theo công thức sau :

$$P_v = \phi \cdot P_n$$

Với P_n = cường độ chịu lực dọc trục danh định có hoặc không có uốn tính theo công thức :

$$\begin{aligned} P_n &= \phi \times m_1 \times m_2 \times f'_c \times A_c - A_{st} + f_y \times A_{st} \\ &= 0.75 \times 0.85 \times 0.85 \times f'_c \times A_c - A_{st} + f_y \times A_{st} \end{aligned}$$

Trong đó :

ϕ = Hệ số sức kháng, $\phi=0.75$

m_1, m_2 : Các hệ số điều kiện làm việc.

f'_c =30MPa: Cường độ chịu nén nhỏ nhất của bê tông

f_y =420MPa: Giới hạn chảy dẻo quy định của thép

A_c : Diện tích tiết diện nguyên của cọc

$$A_c = 3.14 \times 1000^2 / 4 = 785000 \text{ mm}^2$$

A_{st} : Diện tích của cốt thép dọc (mm^2).

Hàm lượng cốt thép dọc thường hợp lý chiếm vào khoảng 1.5-3%. Với hàm lượng 2% ta có:

$$A_{st} = 0.02 \times A_c = 0.02 \times 785000 = 15700 \text{ mm}^2$$

Vậy sức chịu tải của cọc theo vật liệu là :

$$P_v = 0.75 \times 0.85 \times 0.85 \times 30 \times 785000 - 15700 + 420 \times 15700 = 16709.6 \times 10^3 \text{ N}$$

Hay $P_v = 1670.9 \text{ (T)}$

Xác định sức chịu lực nén của cọc đơn theo cường độ đất nền.

Số liệu địa chất :

+) Lớp 1 : Sét pha cát

+) Lớp 2 : Sét cát xám dẻo

+) Lớp 3 : Cát hạt vừa

+) Lớp 4 : Cát lẫn sỏi

+) Lớp 5 : cát pha sét có vỏ sò

+) Lớp 6 : Sét cát xám vàng nửa cứng

+) Lớp 7 : Đá gốc

Theo điều 10.7.3.2 sức kháng đỡ của cọc được tính theo công thức sau :

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_{qp} Q_p$$

Với $Q_p = q_p A_p$;

Trong đó :

Q_p : Sức kháng đỡ mũi cọc

q_p : Sức kháng đơn vị mũi cọc (Mpa)

φ_{qp} : Hệ số sức kháng $\varphi_{qp}=0.55$ (10.5.5.3)

A_p : Diện tích mũi cọc (mm^2)

Xác định sức kháng mũi cọc :

$$q_p = 3q_u K_{sp} d \quad (10.7.3.5)$$

Trong đó:

K_{sp} : Khả năng chịu tải không thứ nguyên.

d : Hệ số chiều sâu không thứ nguyên.

$$K_{sp} = \frac{(3 + \frac{S_d}{D})}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{t_d}{S_d}}} \quad (10.7.3.5-2)$$

$$d = 1 + 0,4 \frac{H_s}{D_s} \leq 3,4$$

q_u : Cường độ chịu nén dọc trục trung bình của lõi đá (Mpa), $q_u = 35\text{Mpa}$

K_{sp} : Hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên

S_d : Khoảng cách các đường nứt (mm). Lấy $S_d = 400\text{mm}$.

t_d : Chiều rộng các đường nứt (mm). Lấy $t_d = 6\text{mm}$.

D : Chiều rộng cọc(mm); $D = 1000\text{mm}$.

H_s : Chiều sâu chôn cọc trong hố đá(mm). $H_s = 1000\text{mm}$.

D_s : Đường kính hố đá(mm). $D_s = 1200\text{mm}$.

Tính được: $d = 1.33$

$$K_{SP} = 0.145$$

$$\text{Vậy } q_p = 3 \times 30 \times 0,145 \times 1,33 = 17.36\text{Mp} = 1736\text{T/m}^2$$

Sức chịu tải tính toán của cọc (tính theo công thức 10.7.3.2-1) là :

$$Q_R = \varphi \cdot Q_n = \varphi q_p \cdot A_p = 0.5 \times 1736 \times 3.14 \times 1000^2 / 4 = 681.38 \times 10^6 \text{N} = 681.4 \text{ T}$$

Trong đó:

Q_R : Sức kháng tính toán của các cọc.

φ : Hệ số sức kháng đối với sức kháng mũi cọc được quy định trong bảng 10.5.5-3

A_s : Diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc

Từ các kết quả tính được chọn sức chịu tải của cọc là

$$[P_c] = \min P_v, Q_R = 6814 \text{ KN}$$

Xác định số lượng cọc khoan nhồi cho móng mố M_0

Phản lực tại gối do tổ hợp tải trọng ở trạng thái giới hạn cường độ I là

$$R_{\text{đáy dài}} = 1923 \text{ T}$$

Các cọc được bố trí trong mặt phẳng sao cho khoảng cách giữa tim các cọc $a \geq 3d$

(d : Đường kính cọc khoan nhồi). Ta có :

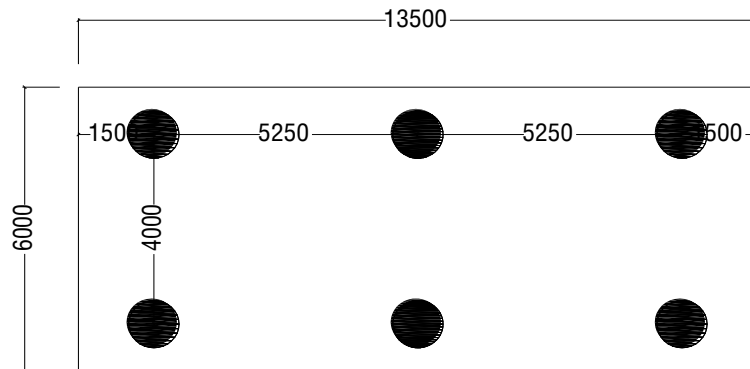
$$\text{Với } P = 681.4 \text{ T}$$

Vậy số lượng cọc sơ bộ là :

$$n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 1.5 \times \frac{1923}{681.4} = 4.3 \text{ (cọc)}.$$

Với β - Hệ số kinh nghiệm xét đến lực ngang và mô men $\beta=1.5$

Dùng 6 cọc khoan nhồi $D=1\text{m}$ bố trí như hình vẽ

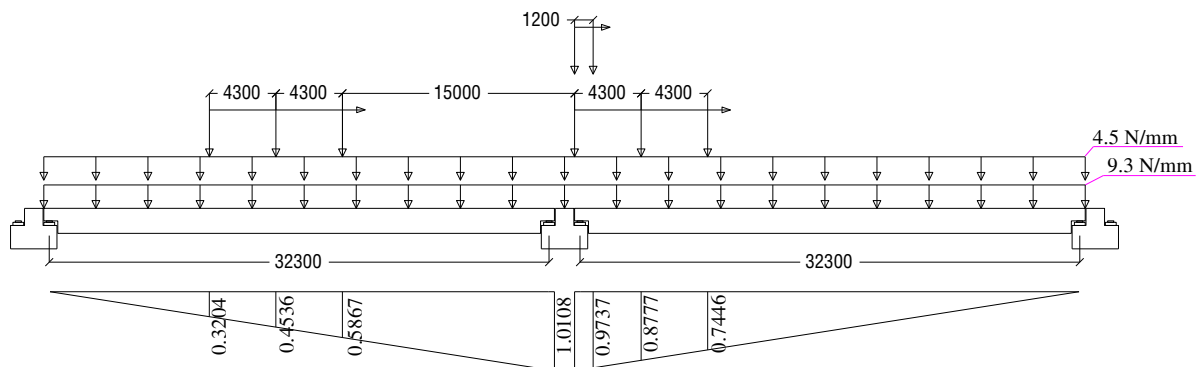


Mặt bằng móng mố M_0

2.Xác định số cọc tác tại trụ T_2

Tĩnh tải:

$$\begin{aligned} DC &= 1.25 \times (P_{\text{tru}} + (g_{\text{dầm}} + g_{\text{bmc}} + g_{\text{lc}} + g_{\text{gc}}) / 33 \times \omega) \\ &= 1.25 \times (1702.58 + (457.345 + 230.7 + 74.046 + 22.61) / 33 \times 16.5) = 3109.1 \text{ T} \\ DW &= 1.5 \times 108.9 = 163.35 \text{ T} \end{aligned}$$



Đường ảnh hưởng áp lực lên trụ T_2

Phản lực gối do 2 xe tải 3 trục:

$$\begin{aligned} R_p^{\text{TR}} &= P_1 \times y_3 + P_2 \times y_2 + P_3 \times y_1 \\ &= 35000 \times 0.7446 + 145000 \times 0.8777 + 145000 \times 1.0108 \\ &= 299894 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_T^{\text{TR}} &= P_1 \times y_4 + P_2 \times y_5 + P_3 \times y_6 \\ &= 35000 \times 0.5867 + 145000 \times 0.4536 + 145000 \times 0.3204 \\ &= 132765 \text{ N} \end{aligned}$$

$$R^{(2)\text{TR}} = R_T^{\text{TR}} + R_p^{\text{TR}} = 299894 + 132765 = 432659 \text{ N}$$

Phản lực tại gối do xe tandem:

$$R^{\text{tadem}} = 110000 \times 1.0108 + 0.9737 = 218295 \text{ N}$$

Phản lực tại gối do tải trọng làn gây ra trên 2 nhịp :

$$R_p^{\text{lanc}} = R_t^{\text{lanc}} = 9.3 \times 33000 - 350 \times 1.0108 \times 0.5 = 153462 \text{ N}$$

$$R^{(2)\text{lanc}} = R_T^{\text{lanc}} + R_p^{\text{lanc}} = 153462 + 153462 = 306924 \text{ N}$$

Phản lực tại gối do tải trọng người bộ hành gây ra trên 2 nhịp :

$$R_p^{\text{PL}} = R_t^{\text{PL}} = 4.5 \times 33000 - 350 \times 1.0108 \times 0.5 = 74256 \text{ N}$$

$$R^{(2)\text{PL}} = R_T^{\text{PL}} + R_p^{\text{PL}} = 74256 + 74256 = 148512 \text{ N}$$

So sánh các tổ hợp do hoạt tải gây ra:

Tổ hợp 1:

$$R = 0.9 \times R_{(2)}^{\text{lanc}} + R_{(2)}^{\text{TR}} + R_{(2)}^{\text{PL}} = 0.9 \times 306924 + 432659 + 148512 = 814137 \text{ N}$$

$$\text{Tổ hợp 2: } R = R_{(2)}^{\text{PL}} + R_{(2)}^{\text{lanc}} + R_{(2)}^{\text{Tan}} = 148512 + 306924 + 218295 = 673731 \text{ N}$$

$$\text{Tổ hợp 3: } R = R_{(1)}^{\text{PL}} + R_{(1)}^{\text{lanc}} + R_{(1)}^{\text{TR}} = 74256 + 153462 + 299894 = 527612 \text{ N}$$

Chọn tổ hợp 1 để tính toán do tổ hợp 1 có phản lực tại gối lớn nhất và tổ hợp 3 vì có thể tạo momen uốn với trị lớn nhất

Vậy tổng tải trọng tác dụng lên đáy đài

$$P_{\text{đáy đài}} = 3109.1 + 163.35 + 81.4137 = 3353.86 \text{ (T)}$$

Xác định số lượng cọc khoan nhồi cho móng trụ T_2

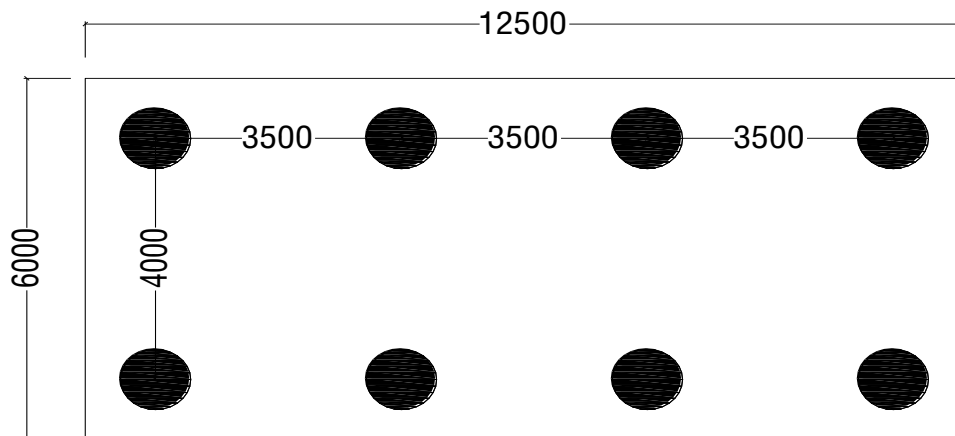
Theo tính toán ở trên ta có $P_c = 681.4 \text{ T}$

Vậy số lượng cọc sơ bộ là :

$$n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 1.5 \times \frac{3353.86}{681.4} = 7.3 \text{ (cọc)}.$$

Với β - Hệ số kinh nghiệm xét đến lực ngang và mô men $\beta = 1.5$

Dùng 8 cọc khoan nhồi $D=1\text{m}$ bố trí như hình vẽ



Mặt bằng móng trụ T_2

Giả thiết các trụ khác cũng bố trí số lượng cọc như trụ T_2

BẢNG TỔNG HỢP KHỐI LƯỢNG CẦU

STT	Hạng mục công trình	Đơn vị	K.Lượng	Đơn giá	Thành tiền
				(triệu đồng)	(triệu đồng)
A : Kết cấu bên trên					
	1./ Tay vịn lan can				
1	Ống thép D100/90	Tấn	4.75	23	109.296
	2./ Chân lan can & Lề bộ hành				
2	Bê tông 35MPa	m ³	71.58	0.75	53.685
3	Cốt thép tròn các loại	Tấn	8.55	16	136.800
	3./ Lớp phủ mặt cầu				
4	Bê tông nhựa hạt mịn dày 7 Cm	m ²	1815.3	0.66	1198.098
5	Lớp phòng nước dày 10mm	m ²	1815.3	0.3	544.59
6	Lớp mui luyện 6cm	m ³	108.92	0.75	81.69
	4./ Bản mặt cầu				
7	Bê tông 35MPa	m ³	459.89	0.75	344.92
8	C.thép tròn các loại	Tấn	92	16	1472
	4./ Dầm ngang				
9	Bê tông 35MPa	m ³	42.5	0.75	31.875
10	C.thép tròn các loại	Tấn	6.8	16	108.8
	1./ Kết cấu nhịp				
11	Bê tông 50MPa	m ³	897.05	1	897.05
12	C.thép tròn các loại	Tấn	184.1	16	2945.6
13	C.thép cường độ cao	Tấn	12.48	35	436.800
B : Kết cấu bên dưới					
	1./ Trụ cầu				
14	Bê tông 35MPa	m ³	2237.74	0.75	1678.305
15	C.thép tròn các loại	Tấn	225.65	16	3610.4
	2./ Mố cầu				
16	Bê tông 35MPa	m ³	377.53	0.75	283.148
17	C.thép tròn các loại	Tấn	30.51	16	488.16
	3./ Gối cầu				
18	Gối cao su	Bộ	70	1.5	105
	4./ Khe co giãn cầu				
19	Khe co giãn cao su	m.dài	16.00	1.5	24.000
	5./ Cọc khoan nhồi				

ĐATN: TK CẦU DẦM SUPER-T

GVHD: TH.S. PHẠM VĂN TOÀN

20	Bê tông 35MPa	m ³	974.50	0.75	730.875
21	C.thép tròn các loại	Tấn	48.73	16	779.600
Tổng cộng					100606.92

Xây lắp khác = $10\% \times 100606920000 = 10060692000$

A = $100606920000 + 1006069200 = 101612989200$

Chi phí khác B = $10\% \times 100606920000 = 10060692000$

Tổng A+B = 111673681200

Thành tiền : một trăm mười một tỷ sáu trăm bảy ba triệu sáu trăm tám một nghìn hai trăm đồng.

CHƯƠNG III

THIẾT KẾ SƠ BỘ PHƯƠNG ÁN II

PHƯƠNG ÁN CẦU DẦM LIÊN TỤC

Khổ cầu: Cầu được thiết kế cho 2 làn xe và 2 làn người đi bộ

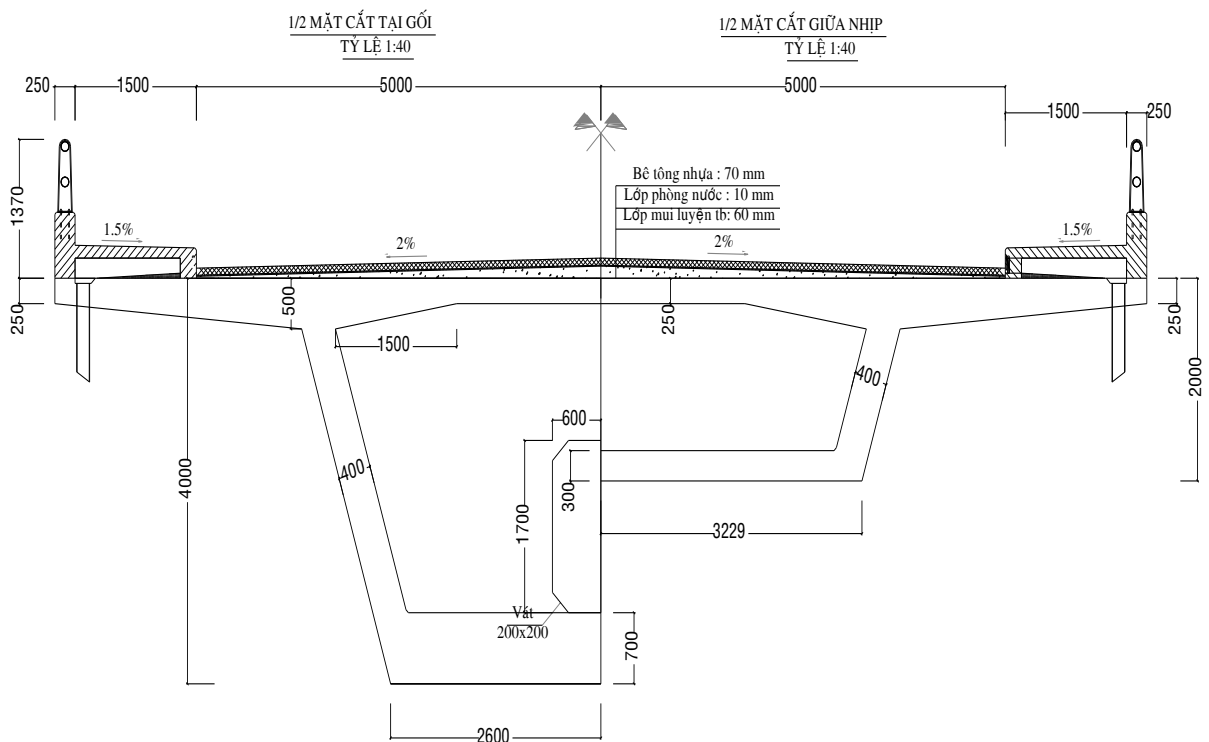
$$K = 10 + 2 \times 1.5 = 13\text{m}$$

Tổng bề rộng cầu kể cả lan can:

$$B = 10 + 2 \times 1.5 + 2 \times 0.25 = 13.5\text{m}$$

Sơ đồ nhịp: $49+70+49 = 168\text{m}$

3.1. Tính toán sơ bộ khối lượng phương án kết cấu nhịp



Dầm hộp có tiết diện thay đổi với phương trình chiều cao dầm theo công thức:

$$y = \frac{(H_p - h_m)}{L^2} \cdot x^2 + h_m$$

Trong đó:

$H_p=4\text{m}$; $h_m=2\text{m}$, chiều cao dầm tại đỉnh trụ và tại giữa nhịp.

L : Phần dài của cánh hẫng $L = \frac{70-2}{2} = 34\text{m}$

Thay số ta có: $Y = \frac{(4-2)}{34^2} \cdot x^2 + 2$

Bề dày tại bản đáy hộp tại vị trí bất kỳ cách giữa nhịp một khoảng L_x đ- ợc tính theo công thức sau:

$$h_x = h_1 + \frac{(h_2 - h_1)}{L} \times L_x$$

Trong đó:

h_2, h_1 : Bề dày bản đáy tại đỉnh trụ và giữa nhịp=0.7m ;0.3 m

L : Chiều dài phân cánh hằng

Thay số vào ta có ph-ong trình bậc nhất:

$$h_x = 0.3 + 0.4/34 \times L_x$$

Tên đốt	K_0	K_1	K_2	K_3	K_4	K_5	K_6	K_7	K_8
L đốt m	6	3	3	3	3	4	4	4	4

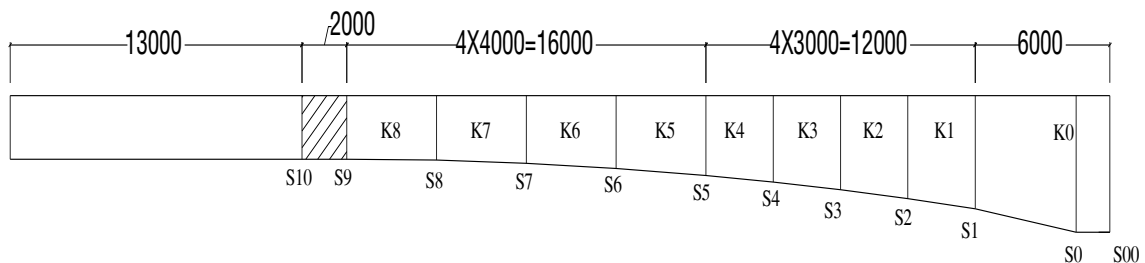
Việc tính toán khối l-ợng kết cấu nhịp sẽ đ-ợc thực hiện bằng cách chia dầm thành những đốt nhỏ (trùng với đốt thi công để tiện cho việc tính toán), tính diện tích tại vị trí đầu các nút, từ đó tính thể tích của các đốt một cách t-ơng đối bằng cách nhân diện tích trung bình của mỗi đốt với chiều dài của nó.

+ Khối K_0 trên đỉnh trụ dài 12 m

+ Đốt hợp long nhịp biên và giữa dài 2,0m

+ Số đốt trung gian $n = 4 \times 3 + 4 \times 4$ m.

+ Khối đúc trên đà giáo dài 13m



Sơ đồ chia đốt dầm

- Tính chiều cao tong đốt đáy dầm hộp biên ngoài theo đ-ờng cong có ph-ong trình là:

$$Y_1 = a_1 X^2 + b_1$$

$$a_1 = \frac{4-2}{34^2} = 1.73 \times 10^{-3}, \quad b_1 = 2.0\text{m}$$

Thứ tự	Tiết diện	a_1	$b_1(\text{m})$	$x(\text{m})$	$h(\text{m})$
1	S00	0.00173	2	34	4
2	S0	0.00173	2	32.5	3.83
3	S1	0.00173	2	28	3.36
4	S2	0.00173	2	25	3.08
5	S3	0.00173	2	22	2.84
6	S4	0.00173	2	19	2.62
7	S5	0.00173	2	16	2.44
8	S6	0.00173	2	12	2.25
9	S7	0.00173	2	8	2.11
10	S8	0.00173	2	4	2.03
11	S9	0.00173	2	0	2

Bảng tính diện tích các mặt cắt tại các vị trí:

S TT	Tên mặt cắt	Chiều dài đốt (m)	X (m)	Chiều cao hộp (m)	Chiều dày bản đáy (m)	Chiều rộng bản đáy (m)	Diện tích mặt cắt (m ²)
1	S00	1.5	32.5	4	0.7	5.2	10,2

Tính khối l- ợng các khối đúc:

	Tên	Chiều dài	X	Chiều cao	Chiều dày	Chiều rộng	Diện tích mặt cắt
S TT	mặt cắt	đốt (m)	(m)	hộp (m)	bản đáy (m)	bản đáy (m)	(m ²)
1	S00	1.5	34	4	0.7	5.2	10.2
2	S0	4.5	32.5	3.83	0.68	5.31	10.11
3	2	3	28	3.36	0.63	5.6	9.87
4	S2	3	25	3.08	0.59	5.78	9.32
5	S3	3	22	2.84	0.56	5.93	8.95
6	S4	3	19	2.62	0.52	6.07	8.23
7	S5	4	16	2.44	0.49	6.18	7.95
8	S6	4	12	2.25	0.44	6.3	7.85
9	S7	4	8	2.11	0.39	6.39	7.82
10	S8	4	4	2.03	0.35	6.44	7.8
11	S9	4	0	2	0.3	6.46	7.65

+Thể tích = Diện tích trung bình x chiều dài

+Khối l- ợng = Thể tích x 2.5 T/m³ (Trọng l- ợng riêng của BTCT)

Bảng xác định khối l- ợng các đốt đúc

STT	Khối đúc	Diện tích thành (m ²)	Chiều dài (m)	Thể tích (m ³)	Khối l- ợng (T)
1	1/2 đỉnh trụ	10.2	1.5	15.3	38.25
2	1/2K0	10.11	4.5	45.5	113.74
3	K1	9.87	3	29.61	74.03
4	K2	9.32	3	27.96	69.9
5	K3	8.95	3	26.85	67.13
6	K4	8.23	3	24.69	61.73
7	K5	7.95	4	31.8	79.5
8	K6	7.85	4	31.4	78.5
9	K7	7.82	4	31.28	78.2
10	K8	7.8	4	31.2	78

11	K9	7.65	4	30.6	76.5
12	Tổng của 8 đốt đúc		34	326.19	815.48
13	KN(hộp long)	7.69	2	15.38	38.45
14	KT(Đúc trên ĐG)	7.69	13	99.97	249.93
15	Tổng tính cho		49	441.54	1103.86
	một nhịp biên				
16	Tổng tính cho		70	667.76	1669.41
	một nhịp giữa 70 m				
17	Tổng tính cho			1550.84	3877.13
	toàn nhịp liên tục				

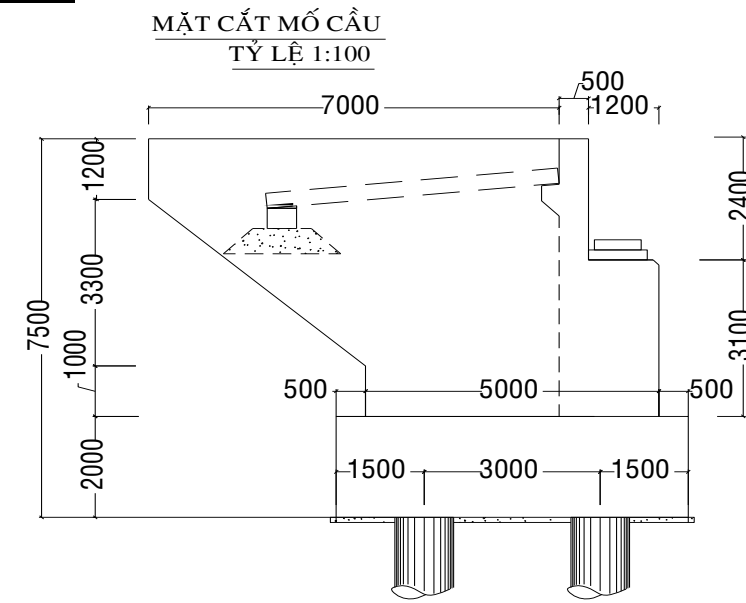
Vậy tổng thể tích bê tông dùng cho 3 nhịp liên tục là:

$$V_1 = 1550.84 \text{ m}^3$$

3.2. Xác định sơ bộ số lượng cọc trong móng.

3.2.1. Công tác mố cầu

Khối lượng mố cầu :



Cấu tạo mố M0

➤ Khối lượng t-ờng cánh :

$$V_{tc} = 2 \times \left[1.2 \times 7 + 1 \times 3.3 + \left(\frac{3.3 + 7}{2} \right) \times 3.3 \right] \times 0.5 = 28.7 \text{ m}^3$$

➤ Khối lượng thân mố :

$$V_{tn} = (3.1 \times 1.7 \times 13.5) = 71.15 \text{ m}^3$$

➤ Khối lượng t-ờng đỉnh: $V_{td} = 0.5 \times 2.4 \times 13.5 = 16.2 \text{ m}^3$

➤ Khối lượng bệ mố : $V_{bm} = 6 \times 2 \times 13.5 = 162 \text{ m}^3$

➤ Ta có khối lượng một mố :

$$V_M = 28.7 + 71.15 + 16.2 + 162 = 278.05 \text{ m}^3$$

➤ Khối lượng hai mố : $V = 278.05 \times 2 = 556.1 \text{ (m}^3\text{)}$

➤ Sơ bộ chọn hàm lượng cốt thép trong mố 80 kg/m^3

➤ Khối lượng cốt thép trong mố là : $G = 0.08 \times 556.1 = 44.5 \text{ T}$

❖ Xác định số cọc trong mố M0

- Lực tính toán đ- ợc xác định theo công thức:

$$Q = \sum \eta_i y_i Q_i$$

Trong đó: Q_i = Tải trọng tiêu chuẩn

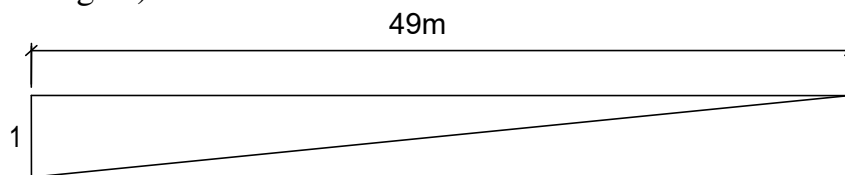
$\eta_i y_i$: Hệ số điều chỉnh và hệ số tải trọng

- Hệ số tải trọng đ- ợc lấy theo bảng 3.4.1-2 (22TCN272-05)

➤ **Do tĩnh tải**

- Tĩnh tải kết cấu nhịp dẫn phân bố đều trên nhịp
 $g_1 = 1.25 \times 1103.86 / 49 = 28.16 \text{ T/m}$
- Tĩnh tải lớp phủ và lan can, gờ chắn phân bố đều trên nhịp
 $g_2 = 1.5 \times 2.835 + 1.25 \times 2 \times 0.6006 = 5.75 \text{ T/m}$
- Tổng tĩnh tải phân bố đều là:
 $g = g_1 + g_2 = 28.16 + 5.75 = 33.91 \text{ T/m}$

Ta có đ- ờng ảnh h- ỡng áp lực lên mố do tĩnh tải nh- hình Vẽ (gần đúng xem nh- hình tam giác):



Đ- ờng ảnh h- ỡng áp lực lên mố M0

- Diện tích đ- ờng ảnh h- ỡng áp lực mố: $\omega = 24.5 \text{ m}^2$

+ Phản lực do tĩnh tải nhịp

$$DC_{nhịp} = 24.5 \times 28.16 = 689.92 \text{ T}$$

+ Phản lực do tĩnh tải bản thân mố

$$DC_{mố} = 278.05 \times 2.5 \times 1.25 = 868.91 \text{ T}$$

Phản lực do tĩnh tải lớp phủ và lan can

$$DW = 24.5 \times 5.75 = 140.88 \text{ T}$$

Do hoạt tải

- Do tải trọng HL93 + ng- ời (LL + PL)

$$LL = n.m.\gamma.(1 + \frac{IM}{100}).(P_i . y_i) + 1.75 \varpi (PL + WL)$$

Trong đó:

n : Số làn xe, $n = 2$.

m : Hệ số làn xe, $m = 1$.

IM : Lực xung kích (lực động) của xe, Theo 3.6.2.1.1

γ : Hệ số tải trọng, $\gamma = 1.75$

$$(1 + \frac{IM}{100}) = 1.25, \text{ với } IM = 25\%$$

P_i, y_i : Tải trọng trục xe, tung độ đ- ờng ảnh h- ỡng.

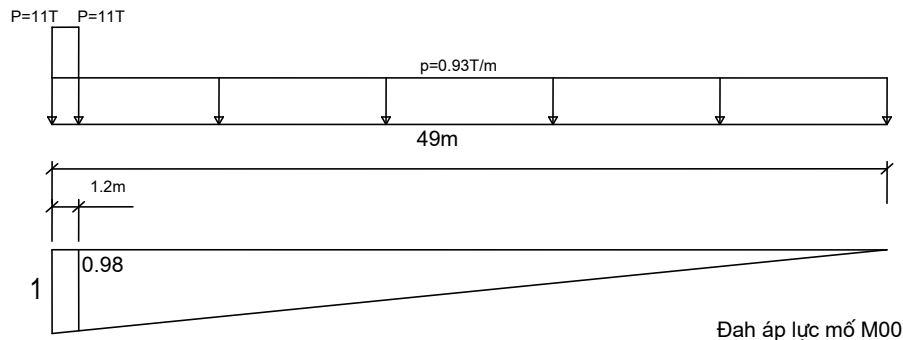
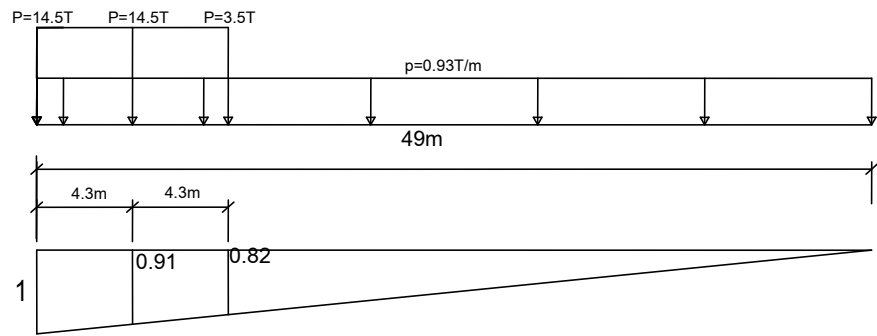
ω : Diện tích đ- ờng ảnh h- ỡng.

+ Tải trọng làn (LL): Tải trọng làn thiết kế gồm tải trọng 9,3KN/m phân bố đều theo chiều dọc.

+ PL: Tải trọng ng- ời, 3 KN/m² $\Rightarrow$ Tải trọng ng- ời bộ hành phân bố dọc trên cầu là $PL = (1.5 \times 3) = 4.5 \text{ KN/m} = 0.45 \text{ T/m}$

+ Chiều dài tính toán của nhịp $L = 49 \text{ m}$

+ Đ- ờng ảnh h- ỏng phản lực và sơ đồ xếp xe thể hiện nh- sau:



Đah áp lực mố M00

Sơ đồ xếp tải lên đ- ờng ảnh h- ỏng áp lực mố

Từ sơ đồ xếp tải ta xác định đ- ợc phản lực gối do hoạt tải tác dụng.

- Với tổ hợp HL-93K (xe tải thiết kế + tải trọng ng- ời+tải trọng làn)

$$LL_{HL-93K} = 1.25[14.5 \times (1+0.91) + 3.5 \times 0.82] + 24.5 \times (2 \times 0.45) + 24.5 \times 1.25 \times 0.93 = 88.74 \text{ T}$$

- Với tổ hợp HL-93M (xe hai trục + tải trọng làn)

$$LL_{HL-93M} = 11 \times (1+0.98) + 24.5 \times 0.93 = 44.6 \text{ T}$$

$$\Rightarrow LL_{\max} = \max(LL_{HL-93K}; LL_{HL-93M}) = LL_{HL-93K} = 88.74 \text{ T}$$

- Khi xếp 2 làn xe bất lợi hơn ta có phản lực lên mố do hoạt tải

$$LL = 2 \times 1 \times 1.75 \times 1.25 \times [14.5 \times (1+0.91) + 3.5 \times 0.82] + 1.75 \times 24.5 \times (2 \times 0.45 + 0.93) = 212.18 \text{ T}$$

Tổng tải trọng tác dụng lên đáy đài

$$P_{\text{Đáy đài}} = 689.92 + 868.91 + 140.88 + 212.18 = 1911.89 \text{ T}$$

-Xác định sức chịu tải của cọc:

Theo nh- tính toán ở phần trên vì cọc chống vào đá nên ta có

$$P_c = 681.4 \text{ T}$$

Xác định số l- ợng cọc khoan nhồi cho móng mố M₀

Phản lực tại gối do tổ hợp tải trọng ở trạng thái giới hạn c- ờng độ I là:

$$R_{\text{Đáy đài}} = 1911.89 \text{ T}$$

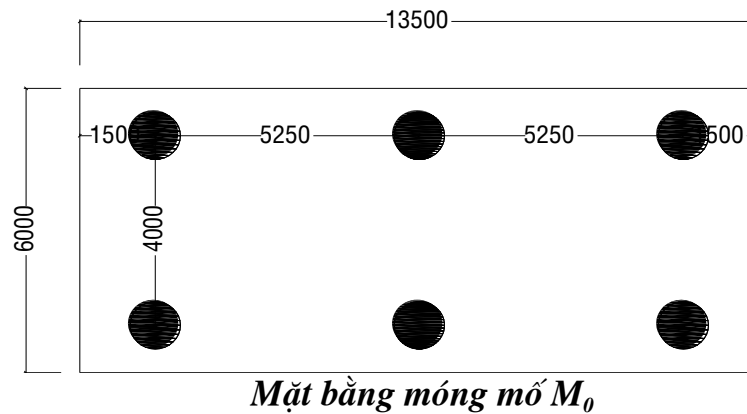
Các cọc đ- ợc bố trí trong mặt phẳng sao cho khoảng cách giữa tim các cọc $a \geq 3d$ (d : Đ- ờng kính cọc khoan nhồi). Ta có :

$$\text{Với } P = 681.4 \text{ T}$$

Vậy số l- ợng cọc sơ bộ là :

$$n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 1.5 \times \frac{1911.89}{681.4} = 4.2 \text{ (cọc)}.$$

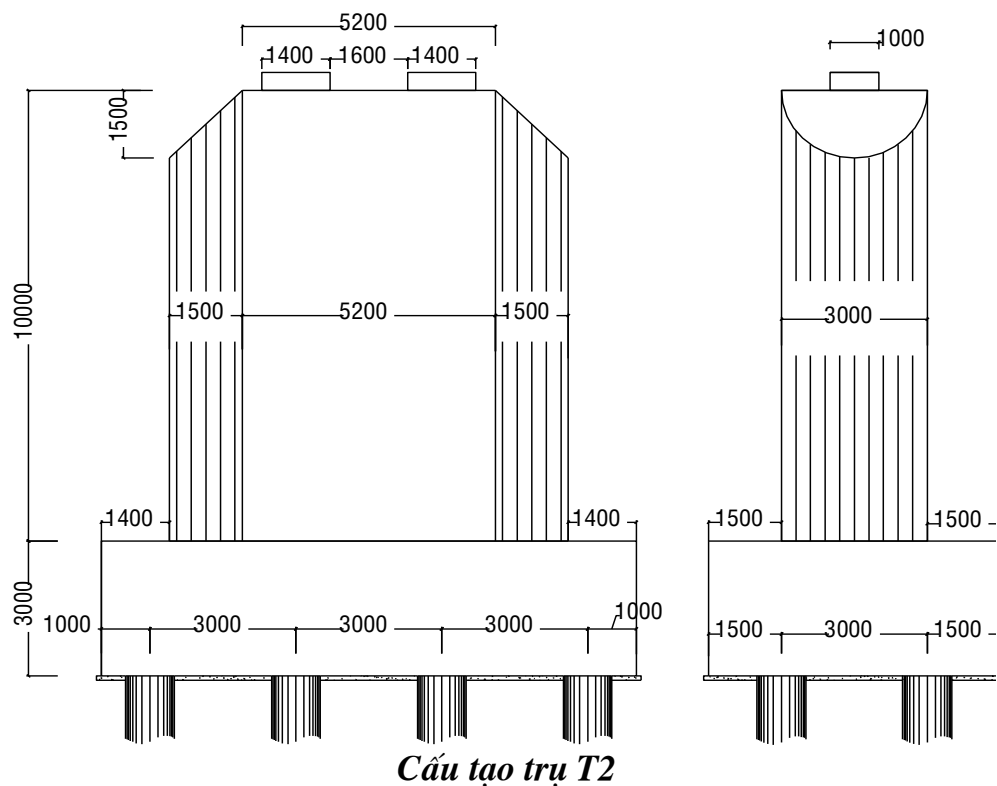
Với β - Hệ số kinh nghiệm xét đến lực ngang và mômen $\beta = 1.5$
 Dùng 6 cọc khoan nhồi $\phi 1$ m bố trí trên hình vẽ.



3.2.2. Công tác trụ cầu

Khối l-ợng trụ cầu T1 :

MẶT CẮT TRỤ
TỶ LỆ 1:100



- Khối l-ợng thân trụ :
 $V_{tt} = [(5.2 \times 3 + 3.14 \times 1.5^2) \times 10] = 226.65 (m^3)$
- Khối l-ợng móng trụ : $V_{mt} = (3 \times 6 \times 1) = 198 (m^3)$
- Khối l-ợng trụ T₁ : $V = 226.65 + 198 = 424.65 (m^3)$
- Khối l-ợng 2 trụ : $V = 424.65 \times 2 = 849.3 (m^3)$

Sơ bộ chọn hàm l-ợng cốt thép thân trụ là : 120 kg/m^3 , hàm l-ợng thép trong móng trụ là 80 kg/m^3

Nên ta có : khối l-ợng cốt thép trong hai trụ là

$$G_t = 2 \times (0.08 \times 198 + 0.12 \times 226.65) = 86.1 \text{ T}$$

❖ **Xác định số cọc tại trụ T1**

-Xác định tải trọng tác dụng lên trụ T1:

➤ **Do tĩnh tải**

- Tĩnh tải kết cấu nhịp dẫn phân bố đều trên nhịp

$$g_1 = 1,25 \cdot \frac{1103.86 + 1669.41}{49 + 70} = 29.13 \text{ T/m}$$

- Tĩnh tải lớp phủ và lan can, gờ chắn phân bố đều trên nhịp

$$g_2 = 1.5 \times 2.835 + 1.25 \times 2 \times 0.6006 = 5.75 \text{ T/m}$$

Tổng tĩnh tải phân bố đều là:

$$g = g_1 + g_2 = 29.13 + 5.75 = 34.88 \text{ T/m}$$

Ta có đ-ờng ảnh h-ởng áp lực lên trụ do tĩnh tải nh- hình vẽ (gần đúng xem nh- hình tam giác):

**Đ-ờng ảnh h-ởng áp lực lên trụ T2**

- Diện tích đ-ờng ảnh h-ởng áp lực gối: $\omega = 59.5 \text{ m}^2$

+ Phản lực do tĩnh tải nhịp

$$DC_{nhịp} = 29.13 \times 59.5 = 1733.24 \text{ T}$$

+ Phản lực do tĩnh tải bản thân trụ

$$DC_{trụ} = 1.25 \times 424.65 \times 2.5 = 1327.03 \text{ T}$$

+ Phản lực do tĩnh tải lớp phủ và lan can

$$DW = 59.5 \times 5.75 = 342.125 \text{ T}$$

➤ **Do hoạt tải**

- Do tải trọng HL93 + ng-ời (LL + PL)

$$LL = n.m.\gamma \cdot \left(1 + \frac{IM}{100}\right) \cdot (P_i \cdot y_i) + 1.75 \varpi (PL + W)$$

Trong đó:

n : Số làn xe , n = 2.

m: Hệ số làn xe, m = 1

IM : Lực xung kích (lực động) của xe, Theo 3.6.2.1.1

 γ : Hệ số tải trọng, $\gamma = 1.75$

$$\left(1 + \frac{IM}{100}\right) = 1.25, \text{ với } IM = 25\%$$

 P_i, y_i :Tải trọng trục xe, tung độ đ-ờng ảnh h-ởng. ϖ : Diện tích đ-ờng ảnh h-ởng.

+ Tải trọng làn (LL): Tải trọng làn thiết kế gồm tải trọng 9,3KN/m phân bố đều theo chiều dọc.

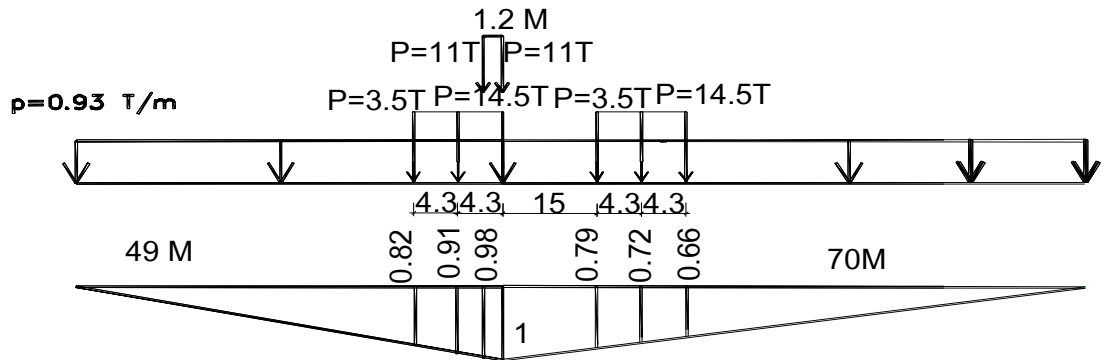
+PL : Tải trọng ng-ời, 3 KN/m² $\Rightarrow$ Tải trọng ng-ời bộ hành phân bố dọc trên cầu là

$$PL = (1.5 \times 3) = 4.5 \text{ KN/m} = 0.45 \text{ T/m}$$

- Tính phản lực lên mô do hoạt tải

+ Chiều dài tính toán của nhịp L = 119m

+ Đ-ờng ảnh h-ởng phản lực và sơ đồ xếp xe thể hiện nh- sau:



Sơ đồ xếp tải lên đường ảnh hưởng áp lực trụ T2

Từ sơ đồ xếp tải ta xác định đ-ợc phản lực gối do hoạt tải tác dụng.

- Với tổ hợp HL-93K (xe tải thiết kế + tải trọng làn+tải trọng ng-ời)

$$LL_{HL-93K} = [14.5 \times (1+0.91+0.66+0.72) + 3.5 \times (0.82+0.79)] + 59.5 \times (2 \times 0.45+0.93) = 162.23 \text{ T}$$

- Với tổ hợp HL-93M (xe hai trục + tải trọng làn)

$$LL_{HL-93M} = 11 \times (1+0.98) + 59.5 \times 0.93 = 77.12 \text{ T}$$

$$\Rightarrow LL_{\max} = \max(LL_{HL-93K}; LL_{HL-93M}) = LL_{HL-93K} = 162.23 \text{ T}$$

- Khi xếp 2 làn xe bất lợi hơn ta có phản lực lên mố do hoạt tải

$$LL = 2 \times 1 \times 1.75 \times 1.25 \times [14.5 \times (1+0.91+0.66+0.72) + 3.5 \times (0.82+0.79)] + 1.75 \times 59.5 \times (2 \times 0.45+0.93) = 423.91 \text{ T}$$

Tổng tải trọng tác dụng lên đáy đài

Vậy :

$$P_{\text{Đáy đài}} = 1733.24 + 1327.03 + 324.125 + 423.91 = 3826.31 \text{ T}$$

- **Xác định số l-ợc cọc khoan nhồi cho móng trụ T1**

Theo nh- tính toán ở các b-ớc trên ta có $P_c = 861.4 \text{ T}$

- **Xác định số l-ợc cọc khoan nhồi cho trụ T1**

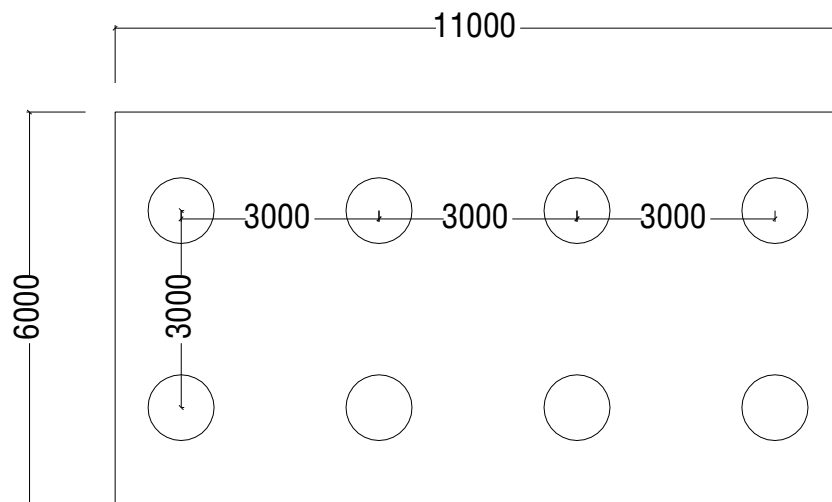
Các cọc đ-ợc bố trí trong mặt phẳng sao cho khoảng cách giữa tim các cọc $a \geq 3d$ (d : Đ-ờng kính cọc khoan nhồi).

Vậy số l-ợc cọc sơ bộ là :

$$n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 1.5 \times \frac{3826.31}{861.4} = 7.4 \text{ (cọc)}.$$

Với β - Hệ số kinh nghiệm xét đến lực ngang và mômen $\beta = 1.5$

Dùng 8 cọc khoan nhồi $\phi 1 \text{ m}$ bố trí trên hình vẽ.



Mặt bằng móng trụ T2

Giá trị dự toán xây lắp ph- ơng án II

Tổng mức đầu t- ph- ơng án II					
TT	Hạng mục công trình	Đơn vị	Khối l- ợng	Đơn giá	Thành tiền
				1000 đ	1000 đ
	Tổng mức đầu t- pa II			A+B+C	115354640.5
A,	Giá trị dự toán xây lắp			I+II+III	109861562.4
I,	Kết cấu phần trên				
1	BTCT 3 nhịp liên tục	m ³	1550.84	750	1163130
2	Gối dầm liên tục	Cái	16	1,000	16,000.00
3	Bê tông át phan mặt cầu	m ³	307.44	660	202910.4
4	Bê tông lan can, gờ chắn	m ³	150.06	750	112545
5	Khe co giãn	m	24	2,000	48,000.00
6	Lớp phòng n- ớc	m ²	2928	300	878400
7	ống thoát n- ớc	Cái	20	150	3,000.00
8	Hệ thống chiếu sáng	Cột	16	14,000	224,000.00
TổngI					2647985.00
II,	Kết cấu phần d- ới				
1	Bê tông mố	m3	556.1	750	417075
2	Cốt thép mố	T	44.5	16000	712000
3	Bê tông	m3	849.3	750	636975

	trụ				
4	Cốt thép trụ	T	86.1	16,000	1,377600
5	Cọc khoan nhồi D100	m	420	1000	420000
6	Công trình phụ trợ	%	20		2,623,495.20
Tổng II					6507145.2
I+II					9155130.2
III	Xây lắp khác(%)	%	10%	I+II	915513.02
A=I+II+III					100706432.2
B,	Chi phí khác(%)		10%	I+II	9155130.2
1	Khảo sát thiết kế, QLDA	%			
2	Đền bù , giải phóng mặt bằng	%			
3	Rà phá bom mìn	%			
Tổng B					9155130.2
A+B					109861562.4
C,	Chi phí dự phòng(%)	%	5	A+B	5493078.12
D	Chỉ tiêu toàn bộ 1 m ² cầu				21,198.42

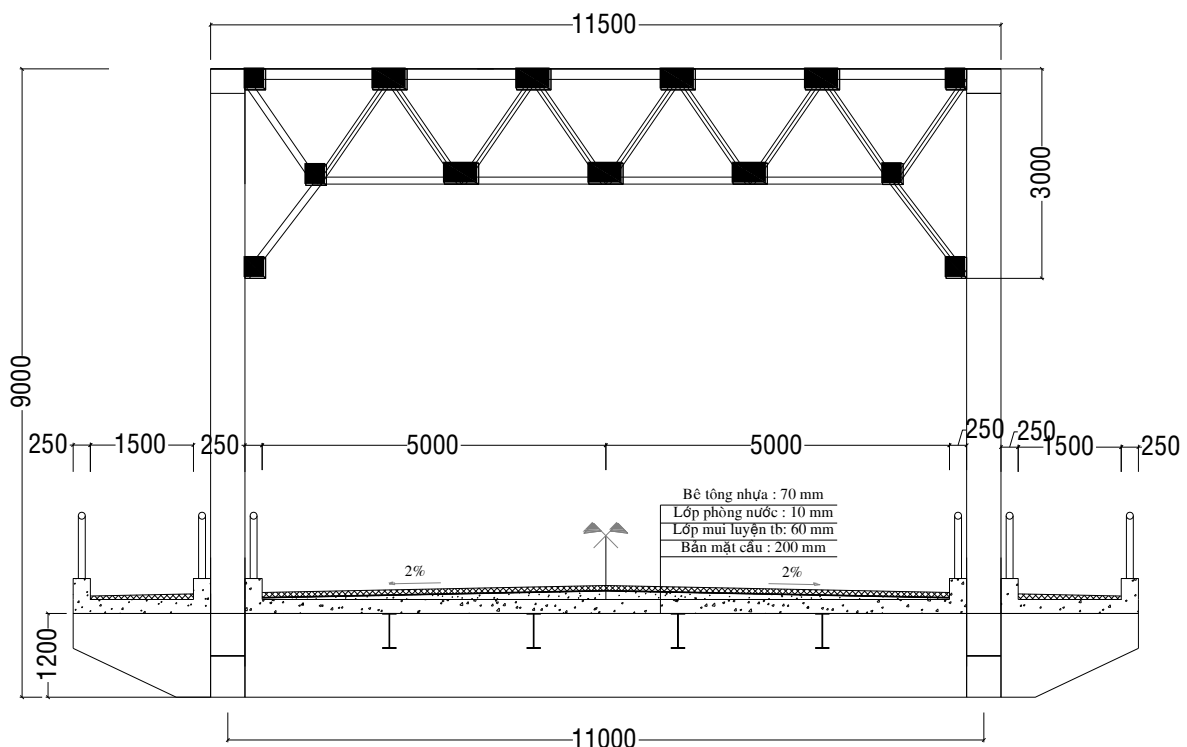
Thành tiền: một trăm m- ời lăm tỷ ba trăm năm t- triệu sáu trăm bốn m- ời nghìn năm trăm đồng

CHƯƠNG IV

THIẾT KẾ SƠ BỘ PHƯƠNG ÁN III

PHƯƠNG ÁN CẦU GIÀN THÉP NHỊP GIẢN ĐƠN

- Khổ cầu $10+2\times 1.5\text{m}$
- Dàn có đ-ờng biên song song có thanh đứng thanh treo.
- Chiều cao dàn $H= 9\text{m}$.
- Chiều rộng khoang dàn $d = 7\text{ m}$.
- Số khoang dàn $n = 8$.
- Thép hợp kim thấp có:
 - + C-ờng độ chịu lực dọc trục $R_t=2700\text{kG/cm}^2$.
 - + C-ờng độ chịu nén khi uốn $R_u=2800\text{kG/cm}^2$.
 - + Trọng l-ợng riêng $\gamma=7.85\text{ T/m}^3$.
- Khoảng cách tim 2 dàn chủ : $B = 11\text{ m}$.
- Chiều dài tính toán dàn cầu $L = 56\text{ m}$.



Cấu tạo hệ dầm mặt cầu

4.1. Cấu tạo hệ mặt cầu.

- Lớp phủ mặt cầu gồm 4 lớp:
 - + Bê tông asphan 5 cm
 - + Lớp bảo vệ (bê tông l-ới thép) 3 cm
 - + Lớp phòng n-ớc 2cm
 - +Lớp đệm tạo dốc 2 cm
 - + Chiều dày trung bình của lớp phủ mặt cầu $d_{tb} = 12\text{ cm}$ và $\gamma = 2,25\text{T/m}^3$

4.1.1. Xác định tĩnh tải.

* Tĩnh tải giai đoạn I:

- Trọng l-ợng bản BTCT mặt cầu: $g_{mc} = 2.5(0.2\times 8.6 + 0.15\times 4.4) = 5.95\text{ T/m}$.
- Trọng l-ợng hệ mặt cầu có dầm dọc, dầm ngang khoảng 0.08 T/m^2

- Trọng lượng đầm đỡ đường ng-ời đi bộ 0.04 T/m^2

⇒ Tính tải giai đoạn I là :

$$g_{dmc} = [5.95 + (0.04 \times 2.2) \times 2 + 0.08 \times 8.6] = 6.814 (\text{T/m})$$

Tải trọng phân bố cho một dầm là.

$$g_{tt}^1 = 6.814 / 5 = 1.36 (\text{T/m}).$$

* Tính tải giai đoạn II:

- Trọng lượng lớp phủ mặt cầu

$$g_{lp} = 0.12 \times 10.5 \times 2.25 = 2.835 \text{ T/m}$$

Vậy thể tích lớp phủ mặt cầu cho một nhịp là :

$$V_{lp} = 0.12 \times 10.5 \times 87 = 109.62 \text{ m}^3$$

- Gờ chắn bánh:

Trọng lượng gờ chắn bánh:

$$g_{cb} = 2 \times (0.2 + 0.15) \times 0.25 \times 2.5 = 0.4375 \text{ T/m}$$

Thể tích của gờ chắn bánh

$$V = 2 \times (0.2 + 0.15) \times 0.25 \times 261 = 45.67 (\text{m}^3)$$

Trọng lượng lan can:

$$g_{lc} = [(0.865 \times 0.180) + (0.50 - 0.18) \times 0.075 + 0.050 \times 0.255 + 0.535 \times 0.050 / 2 + (0.50 - 0.230) \times 0.255 / 2] \times 2.5 = 0.6006 \text{ T/m}$$

$$\text{Thể tích lan can: } V_{lc} = 2 \times 0.24 \times 261 = 125.28 (\text{m}^3)$$

⇒ Tính tải giai đoạn II là :

$$g_{tc}^2 = 2.83 + 0.4375 + 2 \times 0.6006 = 4.47 \text{ T/m}$$

* Trọng lượng giàn chủ được tính bằng công thức:

$$g_{dan} = \frac{a \cdot n_h \cdot k + \sum_{i=1}^n g_{dmc} + n_2 (g_{mc} + g_{lk}) \cdot b}{\frac{R}{\gamma} - n_2 \cdot b \cdot (1 + \alpha) L} \cdot L$$

Trong đó :

g – Trọng lượng giàn chủ (dầm) trên 1m dài

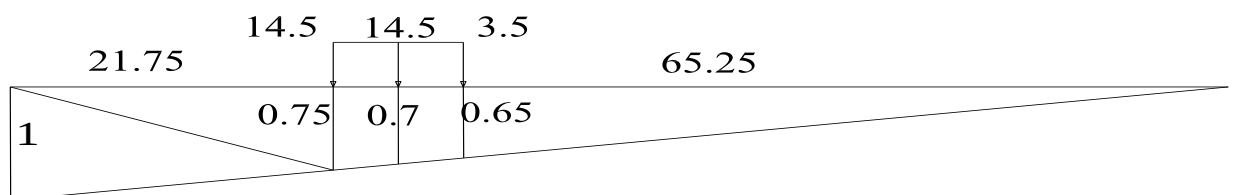
n_h, n_t, n_l : là các hệ số v-ợt tải hoạt tải ,tĩnh tải và các lớp mặt cầu .

Theo tiêu chuẩn 22TCN 272-05 : $n_h = 1.75, n_t = 1.5, n_l = 1.25$

K – Tải trọng phân bố đều của hoạt tải có kể đến hệ số xung kích và hệ số phân phối ngang.

$$K = m \left(1 + \frac{IM}{100} \right) n_{HL93} K_{td} + n_{ng} b q_{ng}$$

Với : k_{td} - Tải trọng t-ong đ-ong của một làn xe ô tô tra với đ-ờng ảnh h-ởng tam giác có đỉnh ở $\frac{1}{4}$ nhịp :



$$k_{td} = \frac{P_i * y_i}{\omega} = \frac{14.5 * (0.75 + 0.7) + 3.5 * 0.65}{0.5 * 87 * 0.75} = 0.77 \text{ T/m}$$

η - Hệ số phân phối ngang của ô tô

m - Hệ số làn xe = 1 (Hai làn xe)

IM: lực xung kích tính theo phần trăm; IM=25%

η_{ng} - hệ số phân phối ngang của ng-ời đi bộ .

Tải trọng phân bố đều của ng-ời đi bộ : 0.3 (T/m).

g_{lk} : Trọng l-ợng hệ dầm mặt cầu trên 1m² mặt bằng giữa hai tim giàn (khi có dầm ngang và dầm dọc hệ mặt cầu) lấy sơ bộ là 0.1 T/m² => $g_{dmc} = 0.1 \times 8.5 = 0.85 \text{ T/m}$.

R - C-ờng độ tính toán của vật liệu. $R = 27000 \text{ T/m}^2$ (Tính với cầu giàn)

γ - Trọng l-ợng riêng của thép : $\gamma = 7.85 \text{ T/m}^3$

L - Chiều dài nhịp tính toán của giàn : $l = 87\text{m}$.

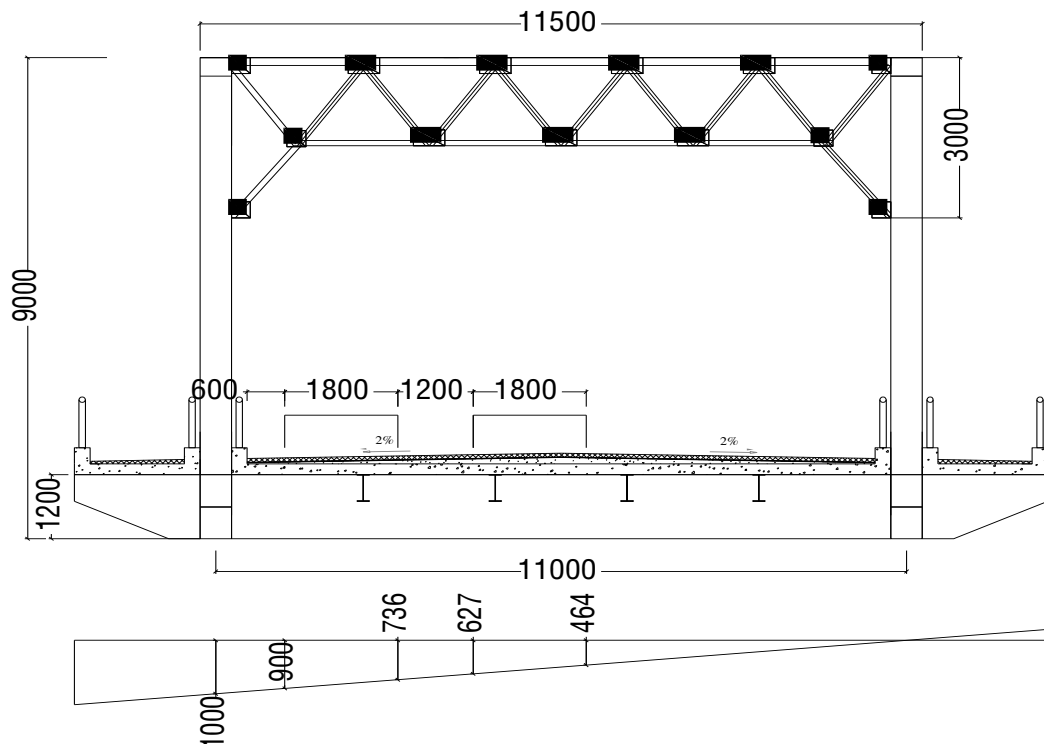
a,b - Hệ số đặc tr-ng trọng l-ợng. Sơ bộ chọn: $a = b = 3.5$

α : là hệ số tính đến trọng l-ợng của hệ liên kết , lấy $= 0.1$

4.1.2. Tính toán hệ số phân phối ngang của giàn chủ:

- Tính theo ph-ơng pháp đòn bẩy.

Sơ đồ tính nh- hình vẽ:



Sơ đồ tính hệ số PPN

- Ta xếp tải đoàn xe HL-93, ng-ời. Ta đ-ợc hệ số phân phối ngang nh- sau.

Đoàn xe HL-93: $\eta_{HL-93} = 0.5 * (0.9 + 0.736 + 0.672 + 0.464) = 1.18$

Ng-ời đi bộ : $\eta_{ng-ời} = (1.17 + 1.06) / 2 = 1.115$

=> Tải trọng t-ơng đ-ợng :

$$K = m \left(1 + \frac{IM}{100} \right) n_{HL93} K_{td} + n_{ng} b q_{ng} = 1 * 1.25 * 1.18 * 0.77 + 1.115 * 1. * 0.3 = 1.47 \text{ T/m}$$

$$g_{gian} = \frac{a * n_h * k + \left[\frac{1}{2} * g_{dmc} + n_2 (g_{mc} + g_{lk}) \right] b}{\frac{R}{\gamma} - n_2 * b * (1 + \alpha) L} * L =$$

$$\Rightarrow g_{gian} = \frac{3.5 * 1.75 * 1.91 + \left[\frac{1}{2} * 4.47 + 1.25 * (6.4 + 0.85) \right] * 3.5}{\frac{27000}{7.85} - 1.1 * 3.5 * 87} * 87 = 1.87 \text{ T/m}$$

- Trọng lượng đơn vị nhân với hệ số cấu tạo $c = 1.8$

$$g_{gian} = 1.8 * 1.81 = 3.366 \text{ T}$$

- Trọng lượng của hệ liên kết là:

$$g_{lk} = 0.1 \times g_d = 0.1 \times 3.366 = 0.3366 \text{ T/m}$$

- Trọng lượng của 1 giàn chính là:

$$G_g = g_{gian} + g_{lk} = 3.366 + 0.3366 = 3.7026 \text{ T/m}$$

$\Rightarrow$ Trọng lượng thép của toàn bộ 1 kết cấu nhịp là :

$$G_g = 3.7026 * 87 = 322.126 \text{ T}$$

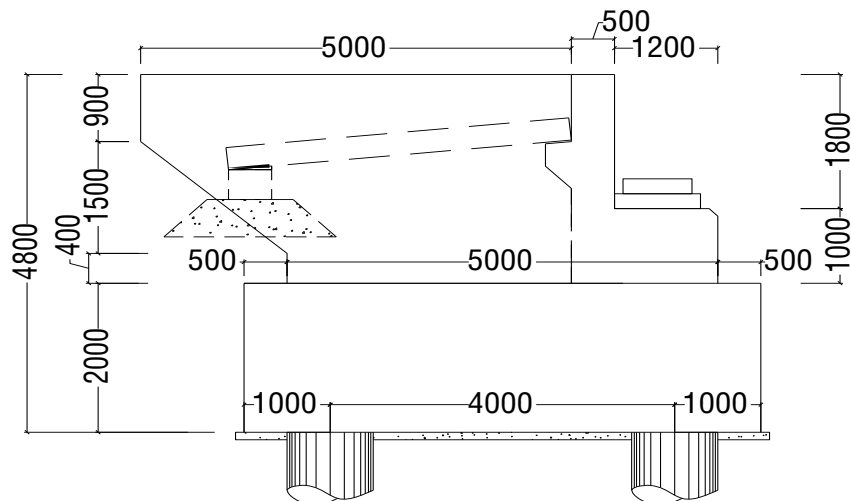
$\Rightarrow$ Trọng lượng thép của toàn bộ 3 nhịp là :

$$G_{gian} = 3 * 322.126 = 966.37 \text{ T}$$

4.2. Xác định sơ bộ số cọc trong móng

4.2.1. Tính toán khối lượng mố cầu

Móng mố M_{0138}



Hình 4.20. Cấu tạo mố

❖ Khối lượng mố cầu

➤ Khối lượng tầng cánh : $V_{tc} = 2 \times (0.9 \times 5 + 4.3 \times 4.3 \times 1/2 + 9 \times 3) \times 0.5 = 44.845 \text{ m}^3$

- Khối lượng thân mố :

$$V_{tn} = (6.6 \times 1.5 \times 11) = 108.9 \text{ m}^3$$

Khối lượng tầng đỉnh: $V_{td} = [(0.5 \times 1.5) \times 11] = 8.25 \text{ m}^3$

- Khối lượng bệ mố : $V_{bm} = 6 \times 2.5 \times 12 = 180 \text{ m}^3$

➤ Ta có khối lượng một mố : $V_M = 44.845 + 108.9 + 8.25 + 180 = 339.99 \text{ m}^3$

➤ Khối lượng hai mố : $V = 339.99 \times 2 = 679.99 \text{ (m}^3\text{)}$

Sơ bộ chọn hàm lượng cốt thép trong mố 80 kg / m^3

Khối lượng cốt thép trong mố là : $G = 0.08 \times 679.99 = 54.399 \text{ T}$

❖ Xác định số cọc trong mố M0

- Lực tính toán đ-ợc xác định theo công thức:

$$Q = \sum \eta_i y_i Q_i$$

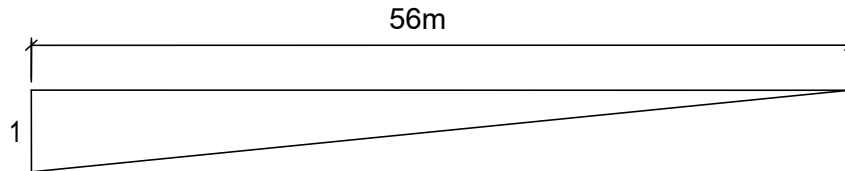
Trong đó: Q_i = Tải trọng tiêu chuẩn

$\eta_i y_i$: Hệ số điều chỉnh và hệ số tải trọng

- Hệ số tải trọng đ-ợc lấy theo bảng 3.4.1-2 (22TCN272-05)

➤ **Do tĩnh tải**

Đ-ờng ảnh h-ởng áp lực lên gối



Đ-ờng ảnh h-ởng áp lực lên gối

- Diện tích đ-ờng ảnh h-ởng áp lực gối : $\omega = 28 \text{ m}^2$

+ Phản lực do tĩnh tải nhịp

$$DC_{nhịp} = 1.25 * (6.814 + 2 * 3.702) * 28 = 773.103. \text{ T}$$

+ Phản lực do tĩnh tải bản thân Mố

$$DC_{trụ} = 1.25 * 298.86 * 2.5 = 933.94 \text{ T}$$

+ Phản lực do tĩnh tải lớp phủ và lan can gờ chắn

$$DW = 1.5 * 4.47 * 28 = 268.2 \text{ T}$$

➤ **Do hoạt tải**

Do hoạt tải

- Do tải trọng HL93 + ng-ời (LL + PL)

$$LL = n.m.\gamma.(1 + \frac{IM}{100}).(P_i.y_i) + 1.75 \varpi (PL + WL)$$

Trong đó:

n : Số làn xe , $n = 2$.

m : Hệ số làn xe, $m = 1$.

IM : Lực xung kích (lực động) của xe, Theo 3.6.2.1.1

γ : Hệ số tải trọng, $\gamma = 1.75$

$$(1 + \frac{IM}{100}) = 1.25, \text{ với } IM = 25\%$$

P_i, y_i : Tải trọng trục xe, tung độ đ-ờng ảnh h-ởng.

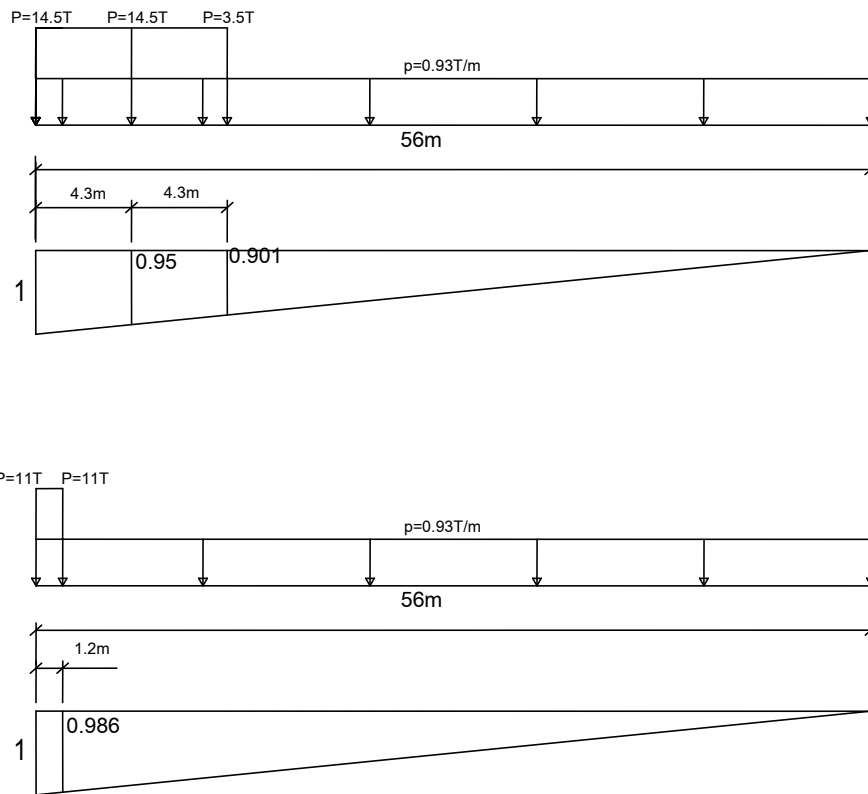
ϖ : Diện tích đ-ờng ảnh h-ởng.

+ Tải trọng làn (LL): Tải trọng làn thiết kế gồm tải trọng 9,3KN/m phân bố đều theo chiều dọc.

+ PL : Tải trọng ng-ời, 3 KN/m² $\Rightarrow$ Tải trọng ng-ời bộ hành phân bố dọc trên cầu là $PL = (1.*3) = 3.0\text{KN/m} = 0.3\text{T/m}$

+ Chiều dài tính toán của nhịp $L = 87 \text{ m}$

+ Đ-ờng ảnh h-ởng phản lực và sơ đồ xếp xe thể hiện nh- sau:



Sơ đồ xếp tải lên dầm ảnh hưởng áp lực mố

Từ sơ đồ xếp tải ta xác định đ-ợc phản lực gối do hoạt tải tác dụng.

- Với tổ hợp HL-93K (xe tải thiết kế + tải trọng ng-ời)

$$LL_{HL-93K} = 14.5 \times (1+0.95) + 3.5 \times 0.901 + 43.5 \times (2 \times 0.3 + 0.93) = 97.98 \text{ T}$$

- Với tổ hợp HL-93M (xe hai trục + tải trọng làn)

$$LL_{HL-93M} = 11 \times (1+0.985) + 43.5 \times 0.93 = 62.301 \text{ T}$$

$$\Rightarrow LL_{\max} = \max(LL_{HL-93K}; LL_{HL-93M}) = LL_{HL-93K} = 97.98 \text{ T}$$

- Khi xếp 2 làn xe bất lợi hơn ta có phản lực lên mố do hoạt tải

$$LL = 2 \times 1 \times 1.75 \times 1.25 \times [14.5 \times (1+0.95) + 3.5 \times 0.901] + 1.75 \times 40 \times (2 \times 0.3 + 0.93) = 244.59 \text{ T}$$

Tổng tải trọng tác dụng lên đáy đài

$$P_{\text{Đáy đài}} = 773.103 + 933.94 + 268.2 + 244.59 = 2219.83 \text{ T}$$

Xác định sức chịu tải của cọc:

Theo tính toán ở trên $P_c = 681.4 \text{ T}$

Xác định số l-ợng cọc khoan nhồi cho móng mố M_0

Phản lực tại gối do tổ hợp tải trọng ở trạng thái giới hạn c-ờng độ I là:

$$R_{\text{Đáy đài}} = 2219.83 \text{ T}$$

Các cọc đ-ợc bố trí trong mặt phẳng sao cho khoảng cách giữa tim các cọc $a \geq 3d$ (d : Đ-ờng kính cọc khoan nhồi). Ta có:

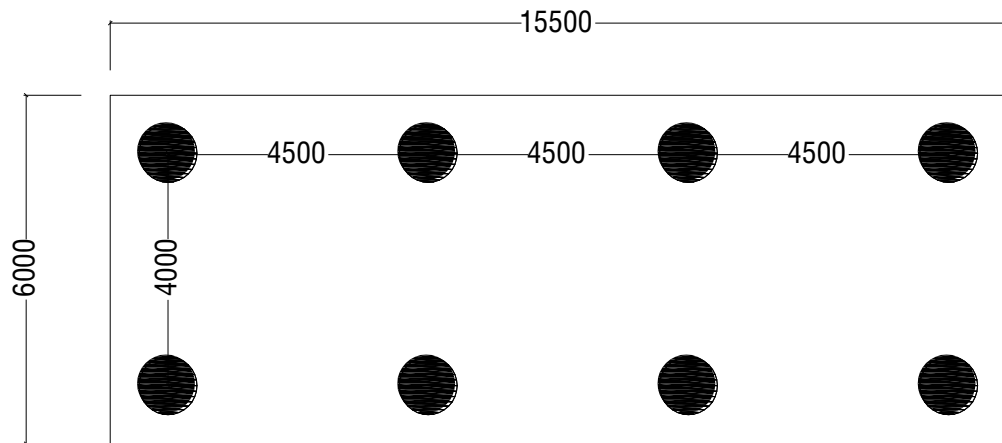
Với $P = 681.4 \text{ T}$

Vậy số l-ợng cọc sơ bộ là:

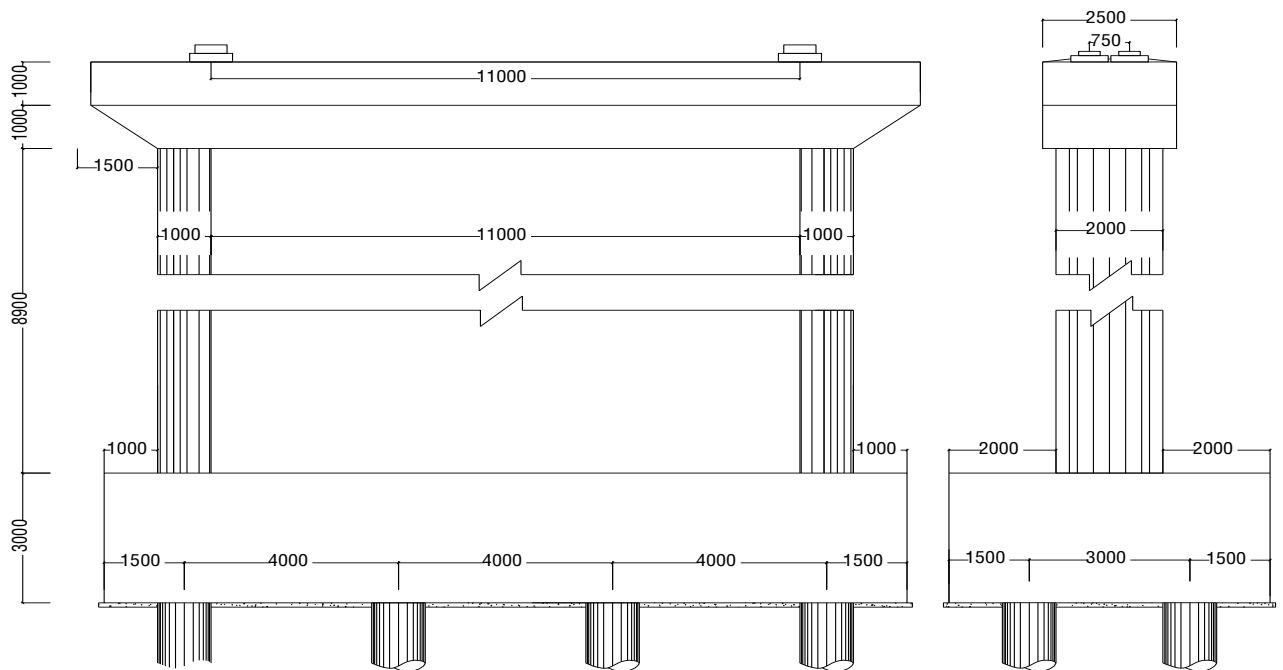
$$n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 1.5 \times \frac{2219.83}{681.4} = 6.8 \text{ (cọc)}.$$

Với β - Hệ số kinh nghiệm xét đến lực ngang và mômen $\beta = 1.5$

Dùng 8 cọc khoan nhồi $\phi 1 \text{ m}$ bố trí trên hình vẽ.

Hình 4.21. Mặt bằng móng mố M_0

4.2.2. Tính toán khối lượng trụ cầu T1



Hình 4.22 . Cấu tạo trụ

- Khối lượng thân trụ :
 $V_{tt} = 2 \times (3.14 \times 1^2 \times 14) = 87.92 (m^3)$
- Khối lượng móng trụ : $V_{mt} = (2 \times 8 \times 12) = 192 (m^3)$
- Khối lượng đỉnh trụ : $V_d = 3 \times 1.5 \times 11.5 - 2 \times 0.5 \times 0.5 / 2 = 51.5 (m^3)$
- Khối lượng trụ T1: $V = 87.92 + 192 + 51.5 = 331.42 (m^3)$

Khối lượng 2 trụ: $V = 331.42 \times 2 = 662.84 (m^3)$

Sơ bộ chọn hàm lượng cốt thép thân trụ là : 120 kg/m^3 , hàm lượng thép trong móng trụ là 80 kg/m^3

Nên ta có : khối lượng cốt thép trong hai trụ là :

$$G = [0.12 \times 87.92 + 0.08 \times 192 + 0.1 \times 51.5] \times 2 = 62.12 \text{ T}$$

❖ Xác định số cọc trong trụ T1

- Lực tính toán để xác định theo công thức:

$$Q = \sum \eta_i y_i Q_i$$

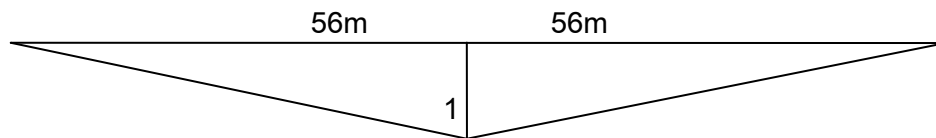
Trong đó: Q_i = Tải trọng tiêu chuẩn

$\eta_i y_i$: Hệ số điều chỉnh và hệ số tải trọng

- Hệ số tải trọng đ- ợc lấy theo bảng 3.4.1-2 (22TCN272-05)

➤ Do tĩnh tải

Đ- ờng ảnh h- ỡng áp lực lên trụ



Đ- ờng ảnh h- ỡng áp lực lên trụ T1

- Diện tích đ- ờng ảnh h- ỡng áp lực gối : $\omega = 56 \text{ m}^2$

+ Phản lực do tĩnh tải nhịp

$$DC_{nhịp} = 1.25 \cdot (6.814 + 2 \cdot 3.702) \cdot 56 = 1548.2 \text{ T}$$

+ Phản lực do tĩnh tải bản thân Mố

$$DC_{trụ} = 1.25 \cdot 293.11 \cdot 2.5 = 915.97 \text{ T}$$

+ Phản lực do tĩnh tải lớp phủ và lan can

$$DW = 1.5 \cdot 4.47 \cdot 56 = 583.33 \text{ T}$$

➤ Do hoạt tải

Do hoạt tải

- Do tải trọng HL93 + ng- ời (LL + PL)

$$LL = n \cdot m \cdot \gamma \cdot \left(1 + \frac{IM}{100}\right) \cdot (P_i \cdot y_i) + 1.75 \cdot \omega (PL + WL)$$

Trong đó:

n : Số làn xe, $n = 2$.

m : Hệ số làn xe, $m = 1$.

IM : Lực xung kích (lực động) của xe, Theo 3.6.2.1.1

γ : Hệ số tải trọng, $\gamma = 1.75$

$$\left(1 + \frac{IM}{100}\right) = 1.25, \text{ với } IM = 25\%$$

P_i, y_i : Tải trọng trục xe, tung độ đ- ờng ảnh h- ỡng.

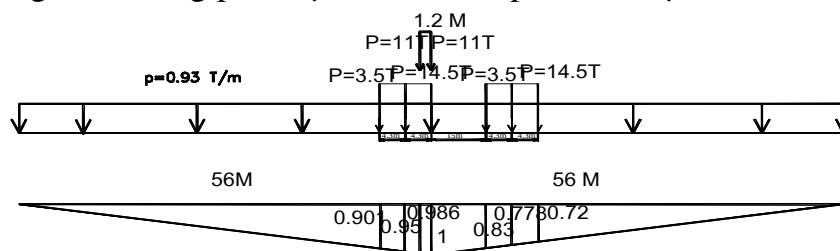
ω : Diện tích đ- ờng ảnh h- ỡng.

+ Tải trọng làn (LL): Tải trọng làn thiết kế gồm tải trọng 9,3KN/m phân bố đều theo chiều dọc.

+ PL: Tải trọng ng- ời, 3 KN/m² $\Rightarrow$ Tải trọng ng- ời bộ hành phân bố dọc trên cầu là $PL = (1.5 \cdot 3) = 4.5 \text{ KN/m} = 0.45 \text{ T/m}$

+ Chiều dài tính toán của nhịp $L = 112 \text{ m}$

+ Đ- ờng ảnh h- ỡng phản lực và sơ đồ xếp xe thể hiện nh- sau:



Sơ đồ xếp tải lên đ- ờng ảnh h- ỡng áp lực trụ T1

Từ sơ đồ xếp tải ta xác định đ-ợc phản lực gối do hoạt tải tác dụng.

- Với tổ hợp HL-93K (xe tải thiết kế + tải trọng ng-ời)

$$LL_{HL-93K} = 14.5 \times (1+0.95+0.778+0.72) + 3.5 \times (0.901+0.83) + 87 \times (2 \times 0.3+0.93) = 189.16 \text{ T}$$

- Với tổ hợp HL-93M (xe hai trục + tải trọng làn)

$$LL_{HL-93M} = 11 \times (1+0.986) + 87 \times 0.93 = 102.75 \text{ T}$$

$$\Rightarrow LL_{\max} = \max(LL_{HL-93K}; LL_{HL-93M}) = LL_{HL-93K} = 189.16 \text{ T}$$

- Khi xếp 2 làn xe bất lợi hơn ta có phản lực lên mố do hoạt tải

$$LL = 2 \times 1 \times 1.75 \times 1.25 \times [14.5 \times (1+0.95+0.778+0.72) + 3.5 \times (0.901+0.83)] + 1.75 \times 87 \times (2 \times 0.3+0.93) = 478.18 \text{ T}$$

Tổng tải trọng tác dụng lên đáy đài

$$P_{\text{Đáy đài}} = 1548.2 + 915.97 + 583.33 + 478.18 = 3525.68 \text{ T}$$

Xác định sức chịu tải của cọc:

Theo tính toán ở trên $P_c = 681.4 \text{ T}$

Xác định số l-ợng cọc khoan nhồi cho trụ T1

Phản lực tại gối do tổ hợp tải trọng ở trạng thái giới hạn c-ờng độ I là:

$$R_{\text{Đáy đài}} = 3266.3 \text{ T}$$

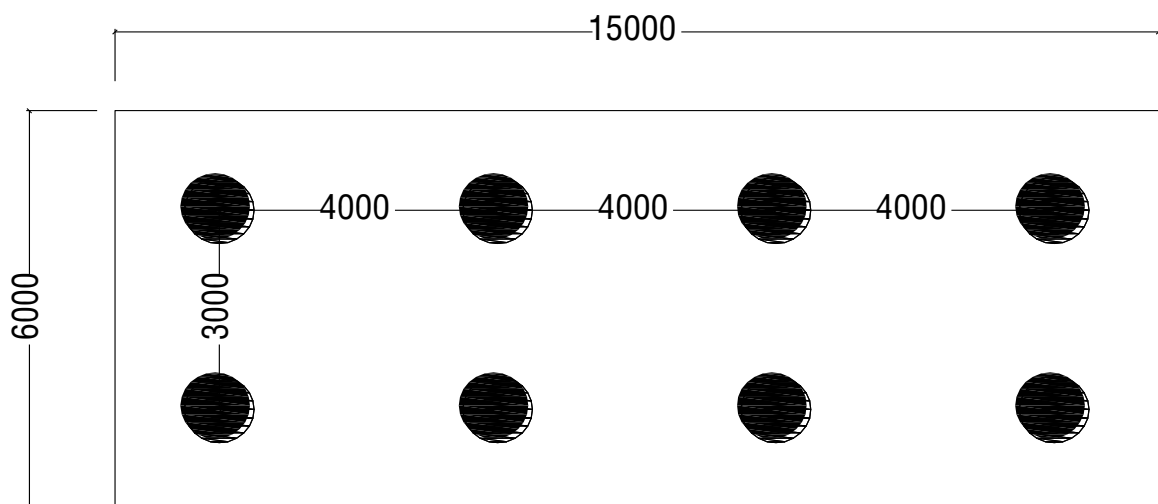
Các cọc đ-ợc bố trí trong mặt phẳng sao cho khoảng cách giữa tim các cọc $a \geq 3d$ (d : Đ-ờng kính cọc khoan nhồi). Ta có:

Vậy số l-ợng cọc s-ẽ bố trí:

$$n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 1.5 \times \frac{3266.3}{681.4} = 7.2 \text{ (cọc)}.$$

Với β - Hệ số kinh nghiệm xét đến lực ngang và mômen $\beta = 1.5$

Dùng 8 cọc khoan nhồi $\phi 1 \text{ m}$ bố trí trên hình vẽ.



Hình 4.23. Mặt bằng móng trụ T1

Lập tổng mức đầu t-

Tổng mức đầu tư - ph- ơng án III

TT	Hạng mục công trình	Đơn vị	Khối lượng	Đơn giá	Thành tiền
				1000 đ	1000 đ
	Tổng mức đầu tư pa III			A+B+C	47,075,205.24
A	Giá trị dự toán xây lắp			I+II+III	41,097,401.40
I	Kết cấu phần trên				
1	Ba nhịp giàn thép	T	966.37	25,000	24,159,250.00
2	Bê tông lan can, gờ chắn	m ³	170.95	2,000	341,900.00
3	Bê tông át phan mặt cầu	m ³	327	2,200	719,400.00
4	Gối cầu thép	Cái	12	5,000	60,000.00
5	Khe co giãn	m	53.6	2,000	107,200.00
6	Lớp phòng n- ớc	m ²	2,952	120	354,240.00
7	Hệ thống chiếu sáng	Cột	14	14,000	196,000.00
8	ống thoát n- ớc	Cái	20	150	3,000.00
	Tổng I				25,940,990.00
II	Kết cấu phần d- ới				
1	Bê tông mố	m ³	679.99	2000	491,024.00
2	Cốt thép mố	T	54.399	15,000	392,800.00
3	Bê tông trụ	m ³	662.84	2,000	586,220.00

4	Cốt thép trụ	T	62.12	15,000	423,440.00
5	Cọc khoan nhồi D100	m	1120	8,500	9,520,000.00
6	Công trình phụ trợ	%	20	34,000	6,800.00
Tổng II					11,420,284.00
I+II					37,361,274.00
III	Xây lắp khác(%)	%	10%		3,736,127.40
A=I+II+III					41,097,401.40
B,	Chi phí khác(%)		10%	I+II	3,736,127.40
1	Khảo sát thiết kế, QLDA	%			
2	Đền bù , giải phóng mặt bằng	%			
3	Rà phá bom mìn	%			
Tổng B					3,736,127.40
A+B					44,833,528.80
C,	Chi phí dự phòng(%)	%	5	A+B	2,241,676.44
D	Chỉ tiêu toàn bộ 1 m ² cầu				15683.89313

Thành tiền: bốn m- ới bảy tỷ không trăm bảy lăm triệu hai trăm linh năm nghìn hai trăm bốn m- ới đồng

CHƯƠNG V

SO SÁNH LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN

5.1. Ph- ơng án cầu nhịp giản đơn tiết diện Super T căng tr- ọc**❖ Ưu điểm**

- + Dáng cầu đẹp, phù hợp với cảnh quan kiến trúc thành phố.
- + V- ợt đ- ọc nhịp lớn.
- + Kết cấu hiện đại, có ứng dụng các tiến bộ khoa học kỹ thuật, phù hợp với công nghệ thi công hiện nay cũng nh- phù hợp với xu thế phát triển của ngành cầu,
- + Khắc phục đ- ọc các nh- ọc điểm của cầu thép. Cầu BTCT bảo d- ỡng ít hơn rất nhiều so với cầu thép.
- + Mặt bằng cầu thông thoáng.
- + Tận dụng vật liệu địa ph- ơng

❖ Nh- ọc điểm

- + Thời gian thi công lâu.
- + Dùng vật liệu bê tông nên trọng l- ợng bản thân lớn
- + Thi công phức tạp.
- + Phải nhập ngoại một số cấu kiện đặc chủng: Cáp UST, gối cầu.

5.2. Ph- ơng án cầu liên tục 3 nhịp**❖ Ưu điểm**

- + Tiết diện dầm hộp nên độ cứng chống xoắn lớn, ít bị ảnh h- ưởng của xung kích do hoạt tải, tiếng ồn nhỏ, dao động ít.
- + Có ít trụ trên sông, ít ảnh h- ưởng đến chế độ thủy văn dòng sông và thông thuyền của sông.
- + Dáng cầu đẹp, phù hợp với cảnh quan kiến trúc thành phố.
- + Không cần mặt bằng thi công rộng do đúc hẫng tại chỗ
- + V- ợt đ- ọc nhịp lớn, có ứng dụng các tiến bộ khoa học kỹ thuật.
- + Kết cấu hiện đại, phù hợp với công nghệ thi công hiện nay, phù hợp với xu thế phát triển của ngành cầu, đảm bảo giao thông đ- ờng thủy tốt.
- + Khắc phục đ- ọc các nh- ọc điểm của cầu thép. Cầu BTCT bảo d- ỡng ít hơn rất nhiều so với cầu thép.
- + ít khe biến dạng, đ- ờng xe chạy là đ- ờng cong trơn nên xe chạy êm thuận.
- + Tận dụng vật liệu địa ph- ơng

❖ Nh- ọc điểm

- + Kết cấu là hệ siêu tĩnh nên xuất hiện ứng suất phụ do lún không đều, do nhiệt độ, từ biến.
- + Dùng vật liệu bê tông nên trọng l- ợng bản thân lớn
- + Thi công phức tạp.
- + Phải nhập ngoại một số cấu kiện đặc chủng: Cáp UST, gối cầu.
- + Tốn kém và t- ơng đối phức tạp khi chuẩn bị hệ đà giáo đúc đoạn dầm đầu mố

5.3. Ph- ơng án cầu giàn thép giản đơn**❖ Ưu điểm**

- + Kết cấu chế tạo gần nh- hoàn toàn trong công x- ưởng nên thời gian thi công có thể rút ngắn, chất l- ợng cấu kiện đ- ọc đảm bảo
- + Vật liệu sử dụng : Thép là loại vật liệu có ứng suất chịu lực cao nên v- ợt đ- ọc khẩu độ lớn trọng l- ợng kết cấu nhẹ => Giảm khối l- ợng vật liệu cho mố, trụ cũng nh- toàn cầu

- + Công nghệ thi công lao kéo dọc cũng là công nghệ quen thuộc với công nhân Việt Nam nên việc thi công có nhiều thuận lợi
- + Việc tháo lắp các cấu kiện bằng thép t-ơng đối dễ dàng do đó công tác thay thế sửa chữa sau này có thuận lợi .
- + Thi công không đòi hỏi nhiều thiết bị thi công phức tạp .
- + Do vật liệu thép nhẹ đồng nhất, khả năng làm việc chịu nén và chịu kéo là như nhau, do đó khả năng vận chuyển dễ dàng.
- + Có thể định hình hoá các cấu kiện và sản xuất hàng loạt trong nhà máy.

❖ **Nhược điểm**

- Vì thép dễ bị môi trường xâm thực, dễ bị rỉ và ăn mòn nên đòi hỏi công tác duy tu, bảo dưỡng thường xuyên, rất khó khăn và tốn kém trong quá trình khai thác.
- Nhiều khe biến dạng gây lực xung kích lớn, xe chạy không êm thuận.
- Tốn vật liệu và giá thành cao hơn cầu BTCT.
- Thép phải nhập ngoại do trong nước chưa đáp ứng được yêu cầu.
- Kém về khai thác, gây ồn.
- Kết cấu siêu tĩnh chịu ảnh hưởng của tác dụng nhiệt, lún không đều của móng trụ.

5.4. Lựa chọn phương án và kiến nghị

Qua so sánh, phân tích ưu, nhược điểm, chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật của các phương án. Xét năng lực, trình độ công nghệ, khả năng vật tư thiết bị của các đơn vị xây lắp trong nước, nhằm nâng cao trình độ, tiếp cận với công nghệ thiết kế và thi công tiên tiến, đáp ứng cả hiện tại và tương lai phát triển của khu kinh tế. Cảnh quan kiến trúc xung quanh. Nhận thấy phương án I là hợp lý.

Kiến nghị: Xây dựng cầu qua sông Thao tỉnh Phú Thọ theo phương án 1

Cầu nhịp giản đơn tiết diện Super T căng trục

Vị trí xây dựng

Quy mô và tiêu chuẩn

Cầu vĩnh cửu bằng BTCT UST và BTCT thường

Khổ thông thuyền ứng với sông cấp V là: $B = 25\text{m}$, $H = 3.5\text{m}$

Khổ cầu: $B = 10 + 2 \times 1.5\text{ m}$

Tải trọng: xe HL93 và người 300 kg/cm^2

Tần suất lưu thiết kế: $P=1\%$

Quy phạm thiết kế: Quy trình thiết kế cầu cống theo trạng thái giới hạn 22TCN-272.05 của Bộ GTVT

PHẦN III

THIẾT KẾ KỸ THUẬT

CHƯƠNG I

LAN CAN, LỀ BỘ HÀNH

1.1. LAN CAN:

1.1.1. Thanh lan can:

- Chọn thanh lan can thép ống:
 - + Đường kính ngoài: $D = 100 \text{ (mm)}$
 - + Đường kính trong: $d = 90 \text{ (mm)}$
- Khoảng cách 2 cột lan can là 2000 mm
- Khối lượng riêng thép lan can: $\gamma_s = 0.785 \times 10^{-4} \text{ N/mm}^3$
- Thép cacbon số hiệu M270 cấp 250 có $f_y = 250 \text{ MPa}$

Tải trọng tác dụng lên thanh lan can:

- Tính tải : trọng lượng tính toán của bản thân lan can

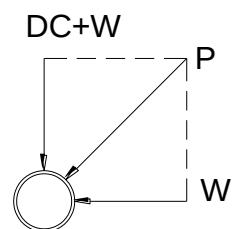
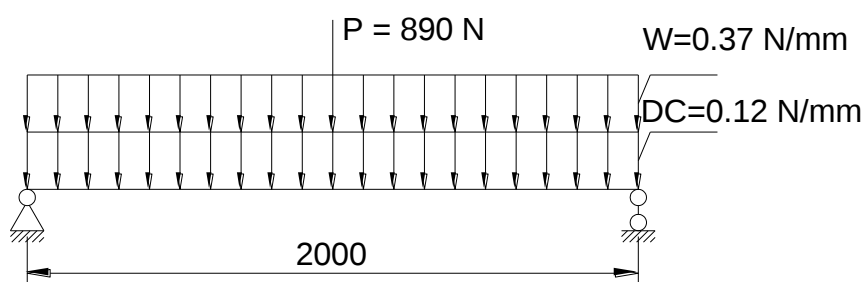
$$g_{DC} = \gamma_s \times \frac{D^2 - d^2}{4} \times \pi = 0.785 \times 10^{-4} \times \pi \times \frac{100^2 - 90^2}{4} = 0.12 \text{ N/mm}$$

- Hoạt tải xét cho phương đứng và phương ngang :

$$W = 0.37 \text{ N/mm} \text{ phân bố đều}$$

$$P = 890 \text{ N} \text{ tập trung (đặt theo phương hợp lực của 2 phương)}$$

- Sơ đồ truyền tải:



Nội lực lớn nhất ở giữa nhịp :

η là hệ số điều chỉnh tải trọng:

$$\eta = \eta_D \times \eta_R \times \eta_I = 0.95 \times 0.95 \times 1.05 = 0.95$$

Với: $\eta_D = 0.95$ hệ số dểo

$\eta_R = 0.95$ hệ số dư thừa

$\eta_I = 1.05$ hệ số quan trọng

- γ là hệ số tải trọng ($\gamma_{DC} = 1.25$ với tĩnh tải, $\gamma_{LL} = 1.75$ với hoạt tải cho lan can)

- $\phi = 1$ (tính cho cấu kiện thép)

* TTGHCD (trạng thái giới hạn cường độ)

$$M_{U(DC)} = \eta \times \left(\gamma_{DC} \times \frac{g_{DC} \times l^2}{8} \right) = 0.95 \times 1.25 \times \frac{0.12 \times 2000^2}{8} = 71250 \text{ N.mm}$$

$$M_W = \eta \times \gamma_{LL} \times \frac{W \times l^2}{8} = 0.95 \times 1.75 \times \frac{0.37 \times 2000^2}{8} = 307562.5 \text{ N.mm}$$

$$M_P = \eta \times \gamma_{LL} \times \frac{P \times l}{4} = 0.95 \times 1.75 \times \frac{890 \times 2000}{4} = 739812.5 \text{ N.mm}$$

– Theo phương x-x (phương đứng) :

$$M_{x-x} = M_{DC} + M_W = 71250 + 307562.5 = 378812.5 \text{ N.mm}$$

– Theo phương y-y (phương ngang) :

$$M_{y-y} = M_W = 307562.5 \text{ N.mm}$$

– Tổng hợp mô men tác dụng theo phương hợp lực của P:

$$M = \sqrt{M_{x-x}^2 + M_{y-y}^2} + M_P = \sqrt{378812.5^2 + 307562.5^2} + 739812.5 = 1227761 \text{ N.mm}$$

Kiểm tra tiết diện thanh:

– Dùng nội lực TTGHCD để kiểm tra:

– S là mômen kháng uốn của tiết diện

$$S = \frac{\pi \times D^3}{32} \times \left[1 - \left(\frac{d}{D} \right)^4 \right] = \frac{\pi \times 100^3}{32} \left[1 - \left(\frac{90}{100} \right)^4 \right] = 33745.19 \text{ mm}^3$$

– Lan can làm bằng thép CT3 có $f_y = 240$ (Mpa)

$$\phi \times M_n = \phi \times f_y \times S = 0.9 \times 240 \times 33745.19 = 7288961 \text{ N.mm}$$

$$\Rightarrow \phi \times M_n = 7288961 \text{ N.mm} > M_u = 1227761 \text{ N.mm}$$

Vậy thanh lan can đảm bảo khả năng chịu lực

1.1.2. Trụ lan can:

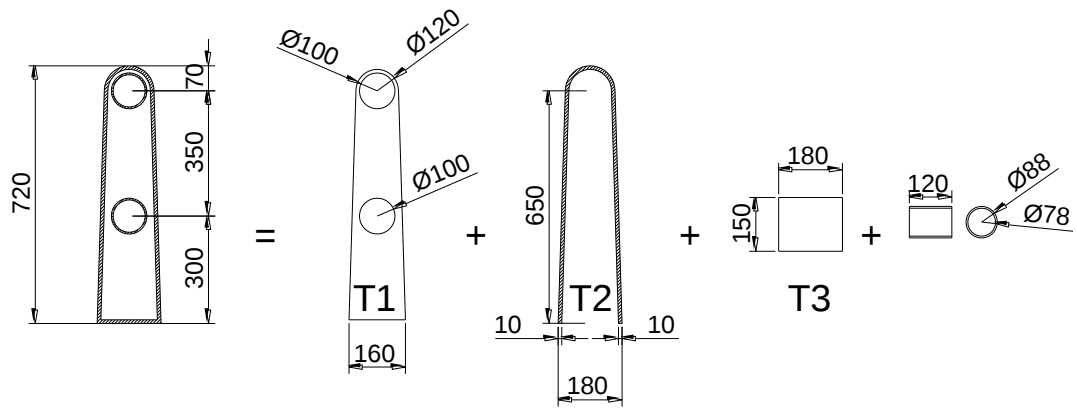
– Chọn trụ lan can là thép bản được làm từ thép M270 cấp 250. Sơ đồ tính của trụ là một dầm công xon, ngàm tại mặt bê tông lề bộ hành.

– Chọn ống thép liên kết giữa thanh lan can vào trụ có tiết diện như sau:

Có đường kính ngoài: $D = 88 \text{ mm}$

Có đường kính trong: $d = 78 \text{ mm}$

– Tải trọng tác dụng lên trụ lan can:



– Tính tải:

Trọng lượng bản thân trụ:

$$P' = \gamma \times V_{\text{tổng}} + P_{\text{lk}} = 0.785 \times 10^{-4} \times V_1 + V_2 + V_3 + P_{\text{lk}}$$

V_1 : Thể tích tấm thép T_1

$$V_1 = \frac{1}{2} \times 160 + 120 \times 640 \times 10 = 896000 \text{ mm}^3$$

V_2 : Thể tích tấm thép T_2

$$V_2 = 2 \times b \times l \times h = 2 \times 150 \times 750 \times 10 = 2250000 \text{ mm}^3$$

V_3 : Thể tích tấm thép T_3

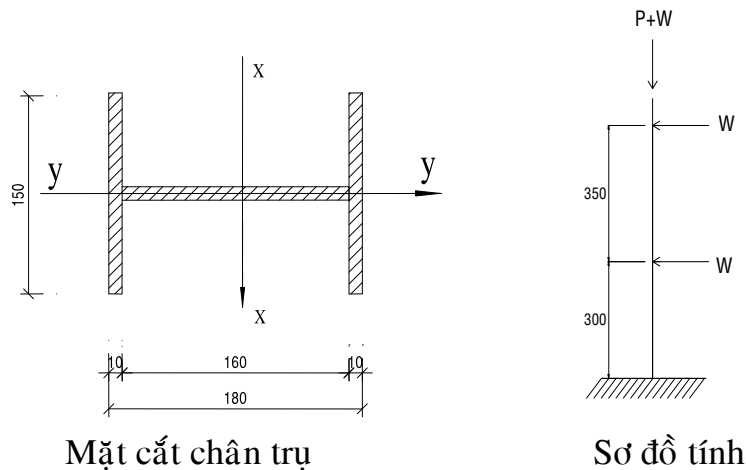
$$V_3 = b \times l \times h = 150 \times 180 \times 10 = 270000 \text{ mm}^3$$

P_{lk} : Trọng lượng ống liên kết

$$P_{\text{lk}} = 2 \times \gamma_s \times \frac{D^2 - d^2}{4} \times \pi \times l = 2 \times 0.785 \times 10^{-4} \times 3.14 \times \frac{88^2 - 78^2}{4} \times 120 = 24.55 \text{ N}$$

$$P' = \gamma_s \times V_{\text{tổng}} + P_{\text{lk}} = 0.785 \times 10^{-4} \times 896000 + 2250000 + 270000 + 24.55 = 292.71 \text{ N}$$

Nội lực tính toán tại chân trụ: (sơ đồ tính như hình vẽ)



Mặt cắt chân trụ

Sơ đồ tính

* Tổng hợp nội lực tác dụng lên cột lan can như hình vẽ:

$$P = 890 \text{ N}$$

$$W = 0.37 \times 2000 = 740 \text{ N}$$

- Tiết diện được quy về như sau: là tiết diện chữ I có
 - + Cánh : - rộng 150 mm
 - dày 10 mm
 - + Sườn : - cao 160 mm
 - dày 10 mm
 - Chọn thép M270 cấp 250 có $f_y = 250$ MPa có mô đun đàn hồi $E = 200000$ MPa
 - Chiều cao cột thép: 720 mm
 - Tổng hợp nội lực tính toán:
 - + Mômen :
- $$M_{ux} = 300 \times 0.37 \times 2000 + 890 + 650 \times 0.37 \times 2000 + 890 = 1548500 \text{ N.mm}$$
- + Lực dọc : $P = 890 + 0.37 \times 2000 = 1630$ N
 - + Trọng lượng bản thân trụ: $P' = 292.71$ N
- Vây lực dọc tác dụng lên cột là: $P_u = 1630 + 292.71 = 1922.71$ N

Các đặc trưng tiết diện:

- + Diện tích: $A_s = 2 \times 150 \times 10 + 160 \times 10 = 4600 \text{ mm}^2$

$$y = \frac{S_x}{A_s} = 90 \text{ mm}$$

- + Mômen quán tính lấy đối với trục X-X:

$$I_{xx} = 2 \times \frac{150 \times 10^3}{12} + 85^2 \times 150 \times 10 \times 2 + \frac{10 \times 160^3}{12} = 25113333 \text{ mm}^4$$

- + Mômen quán tính lấy đối với trục Y-Y:

$$I_{yy} = 2 \times \frac{10 \times 150^3}{12} + \frac{160 \times 10^3}{12} = 5638333 \text{ mm}^4$$

- + Mômen kháng uốn đối với trục X-X:

$$S_{xx} = \frac{I_{xx} \times 2}{h} = \frac{2 \times 25113333}{150} = 334844 \text{ mm}^3$$

- + Mômen kháng uốn đối với trục Y-Y:

$$S_{yy} = \frac{I_{yy} \times 2}{h} = 2 \times \frac{5638333}{160} = 70479 \text{ mm}^3$$

- + Bán kính quán tính đối với trục X-X:

$$R_{xx} = \sqrt{\frac{S_{xx}}{F}} = \sqrt{\frac{334844}{4600}} = 8.5 \text{ mm}$$

- + Bán kính quán tính đối với trục Y-Y:

$$R_{yy} = \sqrt{\frac{S_{yy}}{F}} = \sqrt{\frac{70479}{4600}} = 3.9 \text{ mm}$$

– Sức kháng nén:

$$\lambda = \left[\frac{k \times l}{r_s \times \pi} \right]^2 \times \frac{F_y}{E}$$

Trong đó :

K: hệ số chiều dài có hiệu K = 2 vì có đầu tự do

l: chiều dài không liên kết kết l = 720 mm

r_s : bán kính quán tính đối với trục mất ổn định (trục mất ổn định là trục Y – Y)

$$r_s = 3.9 \text{ mm}$$

$$\text{Vậy} \quad = \left(\frac{2 \times 720}{3.9 \times 3.14} \right)^2 \times \frac{240}{200000} = 16.6$$

Áp dụng công thức với $\lambda > 2.25$ thì:

$$P_n = \frac{0.88 \times F_y \times A_s}{\lambda} = \frac{0.88 \times 240 \times 4600}{16.6} = 58525.3 \text{ N}$$

– Sức kháng nén có hệ số:

$$P_r = \phi \times P_n = 1 \times 58525.3 = 58525.3 \text{ N} \quad P_r > P_u = 1922.71 \text{ N} \text{ thỏa mãn}$$

$$\phi = 1 \text{ [6.5.4.2] Đối với cấu kiện chịu uốn}$$

* Sức kháng uốn được tính theo công thức:

$$M_{rx} = \phi \times f_y \times S_{xx} = 1 \times 250 \times 334844 = 83711000 \text{ Nmm} = 83.7 \text{ KNm} \Rightarrow \text{Thỏa mãn}$$

$$\phi: \text{Hệ số kháng uốn} = 1$$

* Tổ hợp nén uốn kết hợp:

$$- \text{Ta có: } \frac{P_u}{P_r} = \frac{1922.71}{58525.3} = 0.0328 < 0.2$$

$$\text{Nên áp dụng công thức } \frac{P_u}{2 \times P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

Trong đó:

M_{rx}, M_{ry} : Sức kháng uốn có hệ số đối với trục x,y (KNm) [6.10.4] và [6.12]

$$M_{ry} = 0$$

$$M_{rx} = 83.7 \text{ KNm}$$

$$M_{ux} = 0.7 \text{ KNm}$$

$$\frac{P_u}{2 \times P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = \frac{1922.71}{2 \times 58525.3} + \frac{1.55}{83.7} = 0.035 < 1 \text{ thỏa mãn}$$

* Tỷ số độ mảnh

– Đối với bản cánh:

$$\frac{b}{t} \leq k \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$b: \text{bề rộng cánh } b = \frac{150}{2} = 75 \text{ mm}$$

$$t: \text{bề rộng cánh } t = 10 \text{ mm}$$

$$k: \text{hệ số mất ổn định } k = 0.56$$

$$E = 200000 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 250 \text{ Mpa}$$

$$\frac{b}{t} = \frac{75}{10} = 7.5 < 0.56 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 15.84 \text{ thỏa mãn}$$

– Đối với cánh

$$\frac{h}{t_w} \leq 1.49 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 1.49 \times \sqrt{\frac{200000}{250}} = 42.14$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{160}{10} = 16 < 42.14 \text{ thỏa mãn.}$$

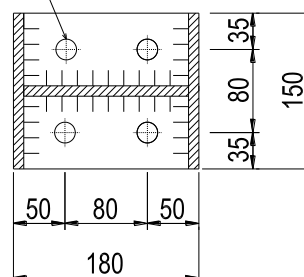
Vậy thỏa mãn cho độ mảnh

* Chọn bu lông có đường kính $d = 20 \text{ mm}$ để liên kết trụ lan can với tường bê tông

– Tính bu lông

Bố trí bulông như hình vẽ

4 lỗ bu lông $\Phi 23$



Đảm bảo khoảng cách mép như hình vẽ

+ Sức kéo danh định của bu lông

Sức kéo danh định của bu lông được tính theo công thức

$$T_n = 0.76 \times A_b \times F_{ub}$$

Trong đó:

A_b – Diện tích bu lông theo đường kính danh định

$$A_b = n \times \frac{\pi \times d^2}{4} = 2 \times \frac{\pi \times 20^2}{4} = 628 \text{ mm}^2$$

F_{ub} – Cường độ chịu kéo nhỏ nhất qui định của bu lông (MPa) được qui định theo [A.6.4.3.1] thì $F_{ub} = 420 \text{ MPa}$

Sức kéo danh định của bu lông

$$T_n = 0.76 \times 628 \times 420 = 200457.6 \text{ N}$$

+ Lực kéo tác dụng lên bu lông

$$N_{\max} = \frac{M \times l_{\max}}{n \times \sum l_i^2}$$

Với M là mô men tại mặt cắt nối tấm thép và cột

$$M = 703000 \text{ Nmm}$$

$$l_{\max} = 80 \text{ mm}$$

$$l_i = 80 \text{ mm}$$

$$N_{\max} = \frac{1548500 \times 80}{2 \times 80^2} = 9678.1 \text{ N}$$

Kiểm toán bu lông

$$N_{\max} < T_n = 9678.1 < 0.8 \times 200457.6 = 160366.1 \text{ N}$$

Vậy bu lông thỏa mãn điều kiện chịu kéo

1.2. LỀ BỘ HÀNH:

1.2.1 Chọn kích thước lề bộ hành:

- Bề dày lớp BTCT $h_b = 100 \text{ mm}$
- Chiều cao lề $H_o = 300 \text{ mm}$
- Bê tông $f'_c = 35 \text{ MPa}$, thép AII $f_y = 280 \text{ MPa}$
- Bề rộng lề bộ hành 1200 mm

1.2.2 Tính nội lực cho bản lề bộ hành (tính trên 1m dài):

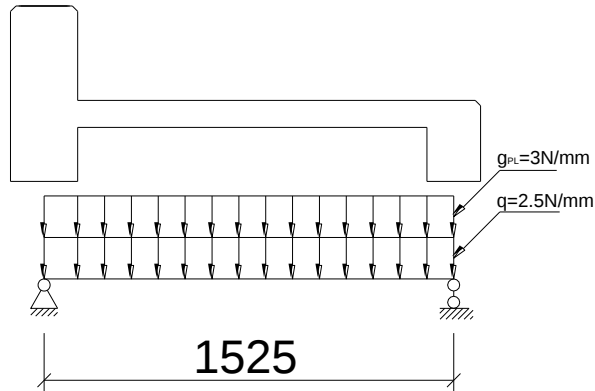
Lề bộ hành làm việc theo bản kê 2 cạnh vì vậy khi tính nội lực cho bản ta xem là dầm đơn giản được kê lên gối là bó vỉa:

Tĩnh tải : tải trọng phân bố bản thân lề bộ hành:

$$q = 100 \times 0.25 \times 10^{-4} \times 1000 = 2.5 \text{ N/mm}$$

Hoạt tải : tính toán của người đi bộ:

$$g_{PL} = PL \times 1000 = 3 \times 10^{-3} \times 1000 = 3 \text{ N/mm}$$



Tổ hợp tải trọng

* TTGHCD

$$M'_u = \eta \times \left(\gamma_{DC} \times \frac{q \times l^2}{8} + \gamma_{LL} \times \frac{g_{PL} \times l^2}{8} \right)$$

$$= 0.95 \times \left(1.25 \times \frac{2.5 \times 1525^2}{8} + 1.75 \times \frac{3 \times 1525^2}{8} \right) = 2312907 \text{ N.mm}$$

* TTGHSD

$$M'_s = \frac{q \times l^2}{8} + \frac{g_{PL} \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 1525^2}{8} + \frac{3 \times 1525^2}{8} = 1598867 \text{ N.mm}$$

Chuyển về sơ đồ ngàm.

* TTGHCD

$$M_u^{1/2} = 0.5 \times 2312907 = 1156453.5 \text{ Nmm}$$

$$M_u^{goi} = -0.7 \times 2312907 = 1619035 \text{ Nmm}$$

* TTGHSD

$$M_s^{1/2} = 0.5 \times 1598867 = 799433 \text{ Nmm}$$

$$M_s^{goi} = -0.7 \times 1598867 = 1119207 \text{ Nmm}$$

1.2.3 Tính cốt thép cho lễ bộ hành

- Tại mặt cắt giữa nhịp : tiết diện chịu lực $b \times h = 1000 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$

$$M_u = 1619035 \text{ Nmm}$$

- Chọn sơ bộ đường kính cốt thép 10 mm
- Hệ số sức kháng: 0.9
- Khoảng cách trọng tâm cốt thép đến mép trên của bản là:

$$d_s = 100 - 25 = 75 \text{ mm}$$

- Chiều cao vùng nén:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \times M_u}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times b}} = 75 - \sqrt{75^2 - \frac{2 \times 1619035}{0.9 \times 0.85 \times 35 \times 1000}} = 0.81 \text{ mm}$$

- Hệ số quy đổi biểu đồ ứng suất vùng nén:

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times f'_c - 28 = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times 35 - 28 = 0.8$$

- Khoảng cách từ mép ngoài chịu nén đến trục trung hoà là:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{0.81}{0.8} = 1.01 \text{ mm}$$

- Kiểm tra hàm lượng cốt thép lớn nhất, tương đương với điều kiện sau:

$$\frac{c}{d_s} = \frac{1.01}{75} = 0.014 < 0.45 \text{ thoả mãn điều kiện cốt thép lớn nhất}$$

Ta bố trí thép Ø10 mm khoảng cách $a = 200$ mm, trong 1000 mm ta bố trí được 5 thanh

- * Kiểm tra hàm lượng cốt thép nhỏ nhất :

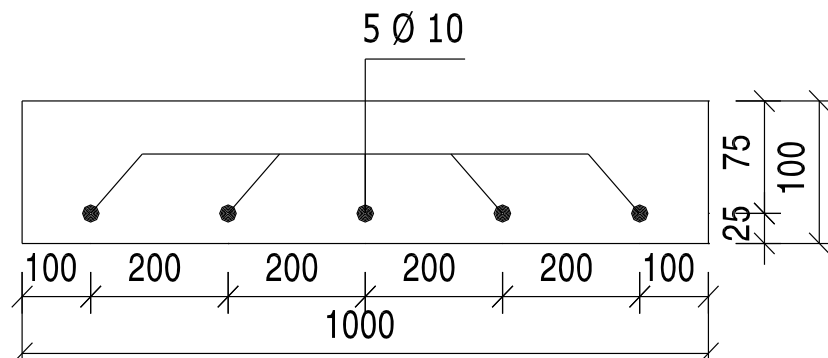
Ta có diện tích cốt thép bố trí trên 1m dài là:

$$A_s = 5 \times \frac{\pi \times \phi^2}{4} = 5 \times \frac{\pi \times 10^2}{4} = 392.5 \text{ mm}^2$$

$$A_{s(\min)} = 0.03 \times b \times h \times \frac{f'_c}{f_y} = 0.03 \times 1000 \times 100 \times \frac{35}{280} = 375 \text{ mm}^2$$

Vậy $A_s > A_{s(\min)}$ vậy thoả mãn hàm lượng cốt thép nhỏ nhất

Ta bố trí thép chịu lực theo phương ngang cầu cho 1m như hình vẽ:



1.2.4 Kiểm toán ở trạng thái giới hạn sử dụng

- Tiết diện kiểm toán: tiết diện chữ nhật có $b \times h = 1000 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$
- Bê tông có mô đun đàn hồi:

$$E_c = 0.043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2400^{1.5} \times \sqrt{35} = 29910 \text{ MPa}$$

- Cốt thép AII : có 5Ø10
- Cốt thép có mô đun đàn hồi:

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$M_s = 1119207 \text{ Nmm}$$

* Kiểm tra điều kiện nứt :

Với giá trị mômen tác dụng là $M_s = 1119207 \text{ N.mm}$

Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép đến mép chịu nén của bê tông là :

$$d_s = h - 25 = 100 - 25 = 75 \text{ mm}$$

Diện tích cốt thép đặt trong 1000 mm là:

$$A_s = 5 \times \frac{\pi \times 10^2}{4} = 392.5 \text{ mm}^2$$

Diện tích phần bê tông bọc quanh thép là :

$$A_c = 1000 \times 2 \times a = 1000 \times 2 \times 25 = 50000 \text{ mm}^2$$

Diện tích trung bình phần bê tông bọc quanh 1 cây thép:

$$A = \frac{A_c}{5} = \frac{50000}{5} = 10000 \text{ mm}^2$$

Tỷ số mô đun đàn hồi thép trên mô đun đàn hồi bê tông:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{29910} = 6.69$$

Khoảng cách từ trục trung hoà đến mép chịu nén của bê tông là:

$$x = \frac{n \times A_s}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right] = \frac{6.69 \times 392.5}{1000} \times \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times 75 \times 1000}{6.69 \times 392.5}} - 1 \right] = 17.4 \text{ mm}$$

Mômen quán tính của tiết diện:

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times d_s - x^2 = \\ &= \frac{1000 \times 17.4^3}{3} + 6.69 \times 392.5 \times 75 - 17.4^2 = 10467865 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

⇒ Ứng suất của thép khi chịu mômen là:

$$f_s = \frac{n \times M_s}{I_{cr}} \times d_s - x = \frac{6.69 \times 1119207}{10467865} \times 75 - 17.4 = 41.2 \text{ MPa}$$

Ứng suất cho phép trong cốt thép :

Thông số bề rộng vết nứt : trong điều kiện khắc nghiệt và bản làm việc theo phương ngang, lấy: $Z = 23000 \text{ (N/mm)}$

Ứng suất cho phép trong cốt thép là :

$$f_{sa} = \frac{Z}{\sqrt[3]{d_c \times A}} = \frac{23000}{\sqrt[3]{25 \times 10000}} = 365 \text{ MPa}$$

Mặt khác ta lại có :

$$0.6 \times f_y = 0.6 \times 280 = 168 \text{ MPa} :$$

$$\text{Lấy } f_{sa} = 0.6 \times f_y = 168 \text{ MPa}$$

Theo điều kiện khả năng chịu nứt : $f_s = 41.2 \text{ MPa} < f_{sa} = 0.6 \times f_y = 168 \text{ MPa}$

Vậy thỏa điều kiện chống nứt

1.2.5 Kiểm toán bó vữa chịu tải trọng va xe

Giả thiết ta bố trí cốt thép cho bó vữa như hình 5.1 và 5.2:

Ta tiến hành kiểm tra khả năng chịu lực của bó vữa dạng tường như sau:

Sơ đồ tính toán của lan can dạng tường là sơ đồ dầm

Theo 22TCN 272_05 ta chọn cấp lan can là cấp 3 dùng cho cầu có xe tải

Phương lực tác dụng	Lực tác dụng (KN)	Chiều dài lực tác dụng(mm)
Phương mắt ngang	$F_t = 240$	$L_t = 1070$
Phương thẳng đứng	$F_v = 80$	$L_v = 5500$
Phương dọc cầu	$F_L = 80$	$L_L = 1070$

Khi xe va vào giữa tường

Theo 22TCN 272_05 Biểu thức kiểm toán cường độ của lan can có dạng

$$R_w \geq F_t$$

$$R_w = \frac{2}{2.L_c - L_t} \left(8M_b + 8M_w H + \frac{M_c L_c^2}{H} \right)$$

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2} \right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w H)}{M_c}}$$

Với:

R_w : là sức kháng của lan can

M_w : sức kháng mômen trên một đơn vị chiều dài đối với trục thẳng đứng

M_c : sức kháng mômen trên một đơn vị chiều dài đối với trục nằm ngang

M_b : là sức kháng của dầm đỉnh

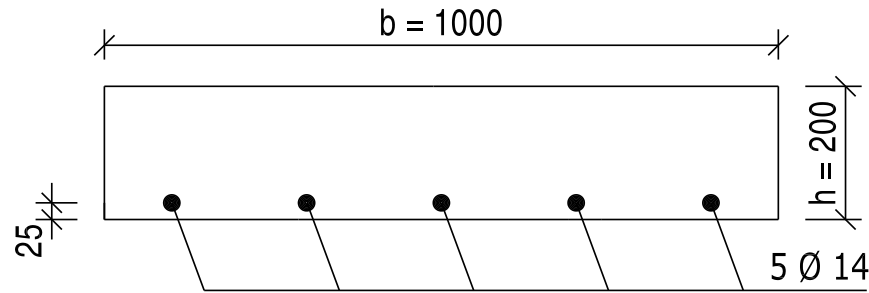
H : là chiều cao tường(chiều cao bó vữa)

L_c : là chiều dài đường chảy

L_t : là chiều dài phân bố của lực va

1. Xác định M_c : (Tính trên 1m dài)

Tiết diện tính toán và bố trí cốt thép : $b \times h = 1000 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$



Tiết diện và bố trí cốt thép bó vữa theo phương đứng

Cốt thép dùng $\phi 14 \times 200 \text{ mm}$, 1m dài có 5 thanh

Tính toán với bài toán cốt đơn, tính cốt thép cho 1 bên rồi bên còn lại bố trí tương tự:

Diện tích cốt thép A_s :

$$A_s = 5 \times \frac{\pi \times \phi^2}{4} = 5 \times \frac{\pi \times 14^2}{4} = 769.3 \text{ mm}^2$$

$$d_s = h - a = 200 - 25 = 175 \text{ mm}$$

Xác định chiều cao vùng nén a:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{769.3 \times 280}{0.85 \times 35 \times 1000} = 7.24 \text{ mm}$$

Khoảng cách từ thớ chịu nén đến trục trung hoà:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7.24}{0.8} = 9.05 \text{ mm}$$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép lớn nhất, tương đương với điều kiện sau:

$$\frac{c}{d_s} = \frac{9.05}{175} = 0.052 < 0.45$$

$$\Rightarrow M_n = A_s \times f_y \times (d_s - \frac{a}{2}) = 769.3 \times 280 \times (175 - \frac{7.24}{2}) = 36915937.5 \text{ N.mm}$$

Sức kháng uốn cốt thép đứng trên 1mm

$$M_c = \frac{M_n}{1000} = \frac{36915937.5}{1000} = 36915.9375 \text{ N.mm / mm}$$

Kiểm tra lượng cốt thép tối thiểu ta có:

$$A_s = 5 \times \frac{\pi \times \phi^2}{4} = 5 \times \frac{\pi \times 14^2}{4} = 769.3 \text{ mm}^2$$

$$A_{s(\min)} = 0.03 \times b \times h \times \frac{f'_c}{f_y} = 0.03 \times 1000 \times 200 \times \frac{35}{280} = 750 \text{ mm}^2$$

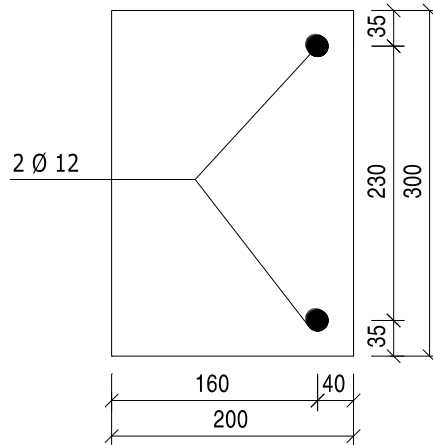
$$\Rightarrow A_s > A_{s(\min)}$$

Vậy thoả mãn điều kiện cốt thép nhỏ nhất:

2. Xác định M_wH

M_wH : là sức kháng mômen trên toàn chiều cao tường đối với trục đứng:

Tiết diện tính toán và bố trí cốt thép: $b \times h = 300 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$



Tiết diện và bố trí cốt thép theo phương dọc cầu

Cốt thép dùng 2Ø12 mm

Tính toán với bài toán cốt đơn, tính cốt thép cho 1 bên rồi bên còn lại bố trí tương tự.

Diện tích cốt thép A_s :

$$A_s = 2 \times \frac{\pi \cdot \phi^2}{4} = 2 \times \frac{\pi \times 12^2}{4} = 226.08 \text{ mm}^2$$

$$d_s = h - 40 = 200 - 40 = 160 \text{ mm}$$

Xác định chiều cao vùng nén a :

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times b} = \frac{226.08 \times 280}{0.85 \times 35 \times 300} = 7.093 \text{ mm}$$

Khoảng cách từ thớ chịu nén đến trục trung hoà

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{7.093}{0.8} = 8.866 \text{ mm}$$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép lớn nhất, tương đương với điều kiện sau:

$$\frac{c}{d_s} = \frac{8.866}{160} = 0.055 \leq 0.45$$

$$\Rightarrow M_n = A_s \times f_y \times \left(d_s - \frac{a}{2}\right) = 226.08 \times 280 \times \left(160 - \frac{7.093}{2}\right) = 9903882 \text{ N.mm}$$

Sức kháng uốn cốt thép ngang trên toàn bộ chiều cao bố vữa:

$$M_wH = M_n = 9903882 \text{ N.mm}$$

Kiểm tra lượng cốt thép tối thiểu:

$$A_s = 2 \times \frac{\pi \times \phi^2}{4} = 2 \times \frac{\pi \times 12^2}{4} = 226.08 \text{ mm}^2$$

$$A_{s(\min)} = 0.03 \times b \times h \times \frac{f'_c}{f_y} = 0.03 \times 300 \times 200 \times \frac{35}{280} = 225 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_s > A_{s(\min)}$$

Vậy thỏa mãn điều kiện cốt thép min

3. Chiều dài đường chảy L_c

Chiều cao bó vữa: $H = 300 \text{ mm}$

Vì không bố trí dầm đỉnh nên: $M_b = 0$

Với trường hợp xe va vào giữa tường

+ Chiều dài đường chảy:

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{8H(M_b + M_w H)}{M_c}}$$

$$L_c = \frac{1070}{2} + \sqrt{\left(\frac{1070}{2}\right)^2 + \frac{8 \times 300 \times (0 + 9903882)}{36915.9375}} = 1499.4 \text{ mm}$$

+ Sức kháng của tường:

$$R_w = \frac{2}{2 \times L_c - L_t} \times \left(8M_b + 8M_w H + \frac{M_c \times L_c^2}{H} \right)$$

$$R_w = \frac{2}{2 \times 1499.4 - 1070} \times \left(0 + 8 \times 9903882 + \frac{36915.9375 \times 1499.4^2}{300} \right) = 369016.1$$

$$\Rightarrow F_t = 240000 \text{ N} < R_w = 369016.1 \text{ N} \text{ thỏa mãn điều kiện}$$

Với trường hợp xe va vào đầu tường

$$L_c = \frac{L_t}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_t}{2}\right)^2 + \frac{H(M_b + M_w H)}{M_c}}$$

$$L_c = \frac{1070}{2} + \sqrt{\left(\frac{1070}{2}\right)^2 + \frac{300 \times (0 + 9903882)}{36915.9375}} = 1140.6 \text{ mm}$$

Sức kháng của tường:

$$R_w = \frac{2}{2 \times L_c - L_t} \times \left(M_b + M_w H + \frac{M_c \times L_c^2}{H} \right)$$

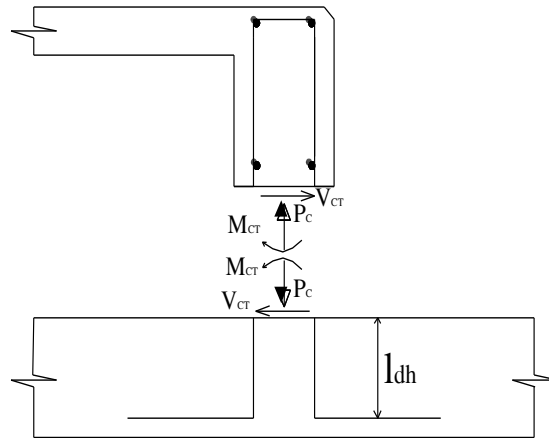
$$R_w = \frac{2}{2 \times 1140.6 - 1070} \times \left(0 + 9903882 + \frac{36915.9375 \times 1140.6^2}{300} \right) = 280700.3 \text{ N}$$

$$\Rightarrow F_t = 240000 \text{ N} < R_w = 280700.3 \text{ N} \text{ thỏa mãn điều kiện}$$

1.2.6 Kiểm tra trượt của lan can và bản mặt cầu:

Sức kháng cắt danh định R_w phải truyền qua mối nối bởi ma sát cắt.

Biểu đồ phân tích lực truyền từ lan can xuống bản mặt cầu :



Giả thiết R_w phát triển theo góc nghiêng 1:1 bắt đầu từ L_c . Lực cắt tại chân tường do va xe V_{CT} trở thành lực kéo T trên 1 đơn vị chiều dài trên bản mặt cầu :

$$T = V_{CT} = \frac{R_w}{L_c + 2 \times H} = \frac{280700.3}{1140.6 + 2 \times 300} = 161.27 \text{ N/mm}$$

Sức kháng cắt danh định V_n của mặt tiếp xúc (22TCN 272-05:5.8.4.1-1)

$$V_n = c \times A_{CV} + \mu \times A_{Vf} \times f_y + P_c \text{ không vượt quá: } \begin{cases} 0.2 \times f'_c \times A_{CV} \\ 5.5 \times A_{CV} \end{cases}$$

Trong đó :

A_{CV} :diện tích tiếp xúc chịu cắt.

$$A_{CV} = 200 \times 1 = 200 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

A_{Vf} :diện tích cốt thép neo của mặt chịu cắt.

$$A_{Vf} = 2 \times \frac{\pi \times 14^2}{4} \times \frac{1}{200} = 1.54 \text{ mm}^2 / \text{mm}$$

$$f_y = 280 \text{ MPa} = 280 \text{ N/mm}^2 \text{ (cường độ chảy của cốt thép)}$$

P_c :lực nén do tĩnh tải (bố vĩa + 1/2 lề bộ hành)

$$P_c = 0.25 \times 10^{-4} \times \left(300 \times 200 + 100 \times \frac{1400}{2} \right) = 3.25 \text{ N/mm}$$

$$f'_c = 35 \text{ MPa} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$c = 0.52 \text{ (22TCN272-05:5.8.4.2)}$$

$$\mu = 0.6 \text{ (22TCN272-05:5.8.4.2)}$$

Hai hệ số c , μ dùng cho bê tông đổ trên lớp bê tông đã đông cứng được rửa sạch vữa bẩn nhưng không làm nhám mặt.

Đối với 1mm chiều rộng bản thiết kế :

$$\begin{aligned} V_n &= c \times A_{cv} + \mu \times A_{vf} \times f_y + P_c \\ &= 0.52 \times 200 + 0.6 \times 1.54 \times 280 + 3.25 \\ &= 364.7 \text{ N/mm} > V_{CT} = 161.27 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

Không lớn hơn :

$$\begin{cases} 0.2 \times f'_c \times A_{cv} = 0.2 \times 30 \times 200 = 1200 \text{ N/mm} \\ 5.5 \times A_{cv} = 5.5 \times 200 = 1100 \text{ N/mm} \end{cases}$$

Diện tích tiết diện ngang tối thiểu của chốt trong mặt chịu cắt :

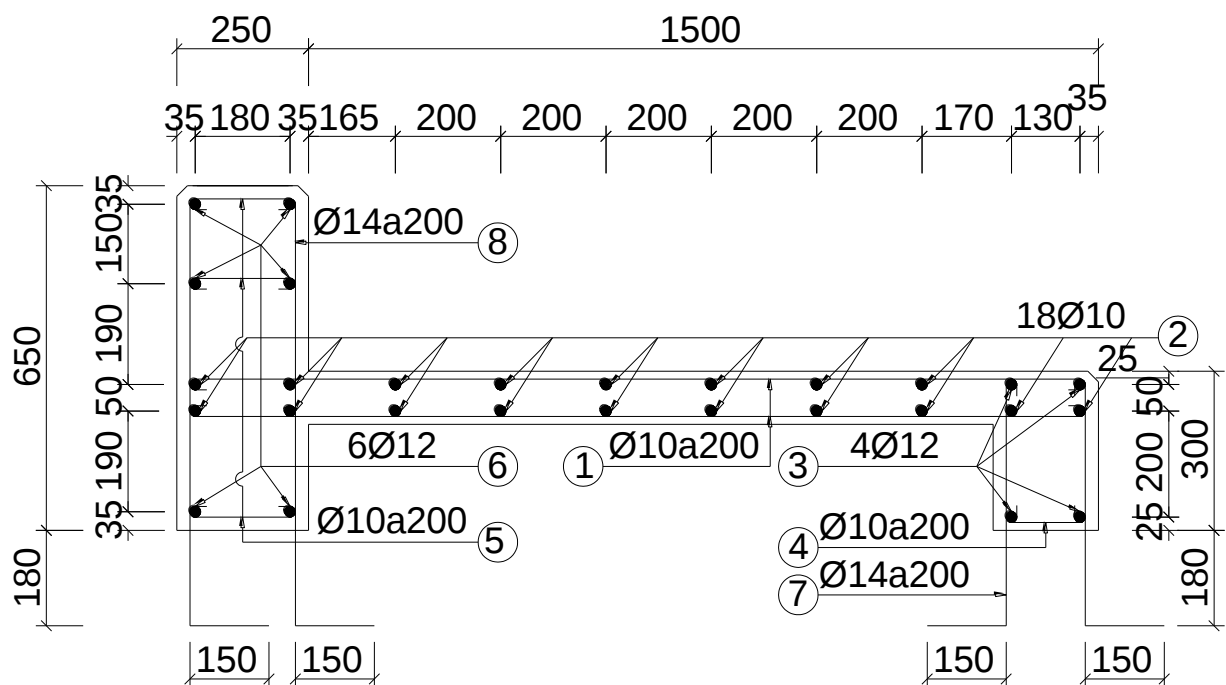
$$A_{vf}^{\min} \geq 0.35 \times \frac{b_v}{f_y} = 0.35 \times \frac{200}{280} = 0.25 \text{ mm}^2 / \text{mm} < A_{vf} = 1.54 \text{ mm}^2 / \text{mm} \text{ (thỏa)}$$

Chiều dài đoạn neo : $l_{neo} = 360 \text{ mm}$

Chọn: $l_{dh} = 180 \text{ mm}$

Đoạn uốn cong còn lại: $l_{uốn} = 180 \text{ mm}$

Kết luận : bố trí thép từ bó vữa âm vào bản mặt cầu để đảm bảo lan can không bị trượt ra khỏi bản mặt cầu khi va xe : 2Ø14 a200



Bố trí cốt thép cho lề bộ hành

CHƯƠNG II

TÍNH TOÁN BẢN MẶT CẦU

2.1. Khái niệm

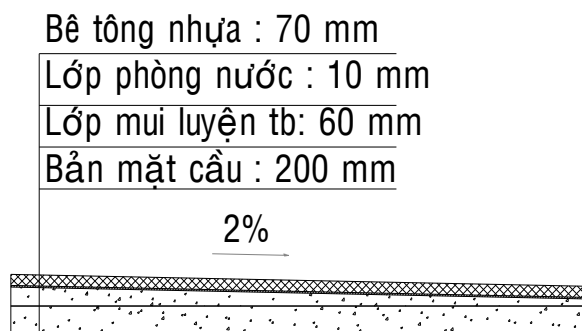
Mặt cầu là bộ phận trực tiếp chịu tải trọng giao thông và chủ yếu quyết định chất lượng khai thác của cầu, vì vậy mặt cầu cần phải bằng phẳng, đủ độ nhám, đảm bảo thoát nước, khai thác thuận tiện, ít hư hỏng nhất và an toàn tối đa cho các phương tiện tham gia giao thông

Bản mặt cầu là kết cấu có dạng bản kê trên hệ dầm mặt cầu gồm các dầm chủ, dầm ngang và dầm dọc phụ, vì vậy bản mặt cầu chủ yếu làm việc chịu uốn cục bộ như một bản kê trên hệ dầm mặt cầu. Trong cầu bê tông cốt thép bản mặt cầu thường làm bằng bê tông, bê tông dự ứng lực, đúc tại chỗ hoặc lắp ghép.

2.2. Cấu tạo bản mặt cầu

- Bản bê tông cốt thép dày 20 cm
- Lớp mui luyên dày trung bình 6 cm
- Tầng phòng nước dày 1 cm
- Lớp phủ bê tông atphan dày 7 cm

Sơ đồ tính



- Bản của cầu không dầm ngang được tính theo hai bước
 - + Tính toán bản chịu lực theo sơ đồ bản hai cạnh
 - + Tính toán bản chịu lực theo sơ đồ console
- Sau đó các kết quả tính toán sẽ được so sánh với nhau làm căn cứ tính duyệt mặt cắt và chọn cốt thép.

2.3. Ngoại lực tác dụng lên bản mặt cầu :

2.3.1. Tĩnh tải :

Tĩnh tải tác dụng lên 1 m bề rộng bản được xem là phân bố đều trên mặt tấ, bao gồm

Trọng lượng bản thân bản mặt cầu :

$$DC_2 = \gamma_c \times t_s \times b = 2.5 \times 10^{-5} \times 200 \times 1000 = 5 \text{ N/mm}$$

Trọng lượng lớp phủ mặt cầu

Lớp phủ bê tông nhựa :

$$q_1 = h \times \gamma_{at} \times b = 70 \times 2.4 \times 10^{-5} \times 1000 = 1.68 \text{ N/mm}$$

Trọng lượng lớp mui luyện.

$$q_2 = h \times \gamma_{at} \times b = 60 \times 2.4 \times 10^{-5} \times 1000 = 1.44 \text{ N/mm}$$

Lớp phòng nước :

$$q_3 = h \times \gamma_{at} \times b = 10 \times 1.8 \times 10^{-5} \times 1000 = 0.18 \text{ N/mm}$$

$$\text{Vậy } DW = q_1 + q_2 + q_3 = 1.68 + 1.44 + 0.18 = 3.3 \text{ N/mm}$$

Tải trọng lan can truyền xuống bản mặt cầu được qui về thành hai lực tập trung đặt ở chân của bó vỉa :

Qui ước :

Bó vỉa trong : gồm trọng lượng bó vỉa và $\frac{1}{2}$ lề bộ hành

$$DC_{3-1} = 300 \times 200 \times 2.5 \times 10^{-5} \times 1000 + 2.5 \times 10^{-5} \times 100 \times \frac{1300}{2} \times 1000 = 3125 \text{ N}$$

Tải trọng lan can truyền xuống bản hằng: thực chất lực tập trung qui đổi của lan can không đặt ở mép bản nhưng ta qui ước như vậy để đơn giản tính toán và thiên về an toàn.

Trọng lượng tường bê tông :

$$P_{\text{tuong}} = 650 \times 250 \times 2.5 \times 10^{-5} \times 1000 + 2.5 \times 10^{-5} \times 100 \times \frac{1300}{2} \times 1000 = 5688 \text{ N}$$

$$\text{Trọng lượng thanh lan can : } P_1 = 2 \times 0.12 \times 1000 = 240 \text{ N}$$

$$\text{Trọng lượng cột lan can : } P_2 = 292.71 \text{ N}$$

$$P_{\text{lan can}} = 292.71 + 240 = 532.71 \text{ N}$$

$$DC_{3-2} = P_{\text{lan can}} + P_{\text{tuong}} = 532.71 + 5688 = 6220 \text{ N}$$

Hệ số :

$$\eta = \eta_i \times \eta_D \times \eta_R$$

$$\eta_D : \text{ hệ số liên quan đến tính dẻo: } \eta_D = 1 \quad (1.3.3)$$

$$\eta_R : \text{ hệ số liên quan đến tính dư: } \eta_R = 0.95 \quad (1.3.4)$$

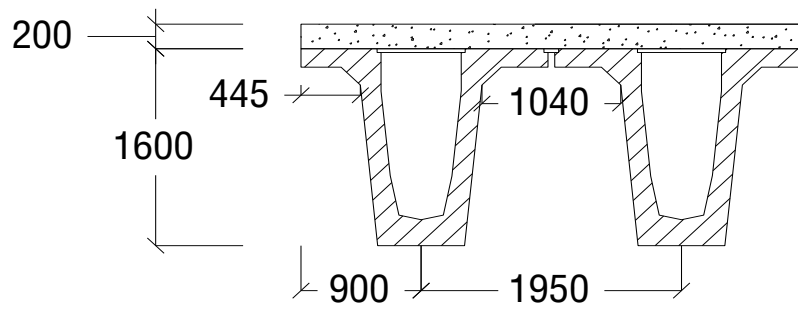
$$\eta_i : \text{ hệ số liên quan đến tính quan trọng khai thác: } \eta_i = 1.05 \quad (1.3.5)$$

$$\eta = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 = 1 \times 0.95 \times 1.05 = 1$$

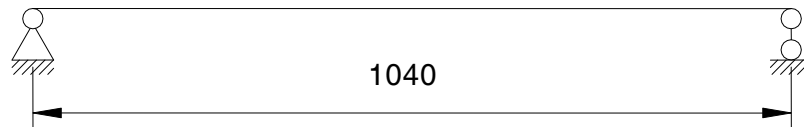
2.3.2. Hoạt tải:

Hoạt tải HL – 93 : vì $S < 4600$ nên ta chỉ cần tính nội lực do xe 3 trục tác dụng và không xét tải trọng làn (3.6.1.3.3)

2.4. Tính nội lực bản chịu lực theo sơ đồ bản hai cạnh:



Sơ đồ tính:



Ta xem bản mặt cầu như dầm liên tục được tựa trên các gối tựa

Để đơn giản trong tính toán, khi tính toán cho bản mặt cầu ở phía trong, ta xem như một dầm giản đơn tựa trên 2 gối tựa, sau đó để xét đến tính liên tục ta nhân thêm hệ số xét đến ảnh hưởng liên tục.

2.4.1. Do tĩnh tải:

Trạng thái giới hạn cường độ :

$$M_u = \eta \times \left(1.25 \times DC_2 \times \frac{S^2}{8} + 1.5 \times \frac{DW \times S^2}{8} \right)$$

$$= 1 \times \left(1.25 \times 5 \times \frac{1040^2}{8} + 1.5 \times \frac{3.3 \times 1040^2}{8} \right) = 1.51424 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Trạng thái giới hạn sử dụng

$$M_s = \left(DC_2 \times \frac{S^2}{8} + \frac{DW \times S^2}{8} \right) = \left(5 \times \frac{1040^2}{8} + \frac{3.3 \times 1040^2}{8} \right) = 1.12216 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

2.4.2. Do hoạt tải:

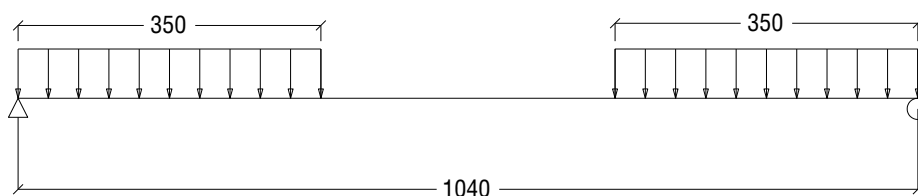
Xét trường hợp đặt hai làn xe:

Ta xét trường hợp đặt hai làn xe : hệ số làn $m = 1$

Bề rộng tác dụng của bánh xe lên bản mặt cầu

$$b_1 = 510 + 2 \times h_{DW} = 510 + 2 \times 175 = 860 \text{ mm}$$

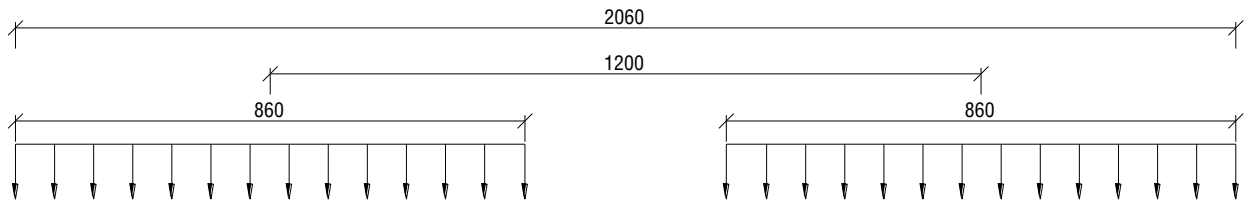
Khi xét trường hợp xe lấn làn, trên nhịp bản mặt cầu trong trường hợp này sẽ chịu tác dụng của hai bánh xe của 2 xe cách nhau 1.2 m, lực phân bố tác dụng của 2 bánh xe như hình vẽ .



Bề rộng tác dụng của hai bánh xe :

$$b''_1 = 2060 \text{ mm} > S = 1040 \text{ mm}$$

Do đó ta chỉ lấy trong phạm vi $S = 1040 \text{ mm}$



Qui tải trọng tác dụng của xe thành lực phân bố với độ lớn p

$$p = \frac{P}{b''_1} = \frac{145000}{2060} = 70.4 \text{ N/mm}$$

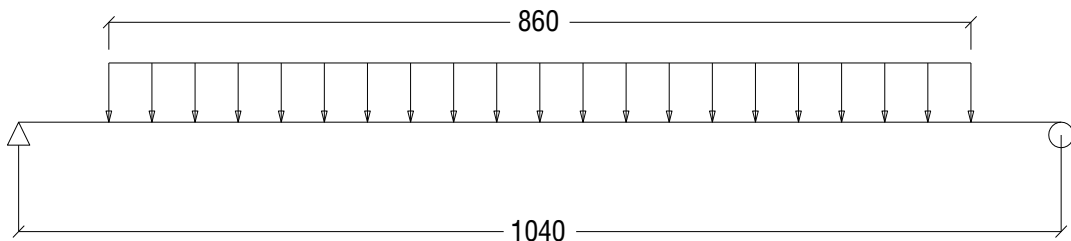
Trạng thái giới hạn cường độ :

$$M_u = \eta \times \left(1.75 \times 1.25 \times m \times \frac{p \times S^2}{8} \right) = 1 \times \left(1.75 \times 1.25 \times 1 \times \frac{70.4 \times 1040^2}{8} \right) \\ = 20.821 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Trạng thái giới hạn sử dụng

$$M_s = \left(1.25 \times n \times \frac{p \times S^2}{8} \right) = \left(1.25 \times 1 \times \frac{70.4 \times 1040^2}{8} \right) = 11.898 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Xét trường hợp đặt một làn xe:



Ta xét trường hợp đặt một làn xe : hệ số làn $m = 1.2$

Qui tải trọng tác dụng của xe thành lực phân bố với độ lớn p

$$p = \frac{P}{2 \times b_1} = \frac{145000}{2 \times 860} = 84.3 \text{ N/mm}$$

Trạng thái giới hạn cường độ :

$$M_u = \eta \times \left(1.75 \times 1.25 \times m \times \frac{p \times b_1}{4} \times \left(S - \frac{b_1}{2} \right) \right) \\ = 1 \times \left(1.75 \times 1.25 \times 1.2 \times \frac{84.3 \times 860}{4} \times \left(1040 - \frac{860}{2} \right) \right) = 29.022 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Trạng thái giới hạn sử dụng

$$M_s = \left(1.25 \times m \times \frac{p \times b_1}{4} \times \left(S - \frac{b_1}{2} \right) \right)$$

$$= \left(1.25 \times 1.2 \times \frac{84.3 \times 860}{4} \times \left(1040 - \frac{860}{2} \right) \right) = 16.584 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Nhận xét : vì khi đặt một làn xe nội lực trong bản lớn hơn khi đặt hai làn xe do đó ta xét trường hợp xếp 1 làn xe .

❖ Xét tính liên tục của bản

Bề rộng của dải bản ảnh hưởng của bánh xe:

Chiều rộng của dải bản ảnh hưởng của bánh xe được gọi là chiều rộng dải bản tương đương được lấy như trong bảng 22 TCN 272-05 mục 4.6.2.1.3

$$SW^+ = 660 + 0.55 \times S = 660 + 0.55 \times 1040 = 1232 \text{ mm}$$

$$SW^- = 1220 + 0.25 \times S = 1220 + 0.25 \times 1040 = 1480 \text{ mm}$$

Nội lực trong bản dầm trong:

Trạng thái giới hạn cường độ :

$$M_u^g = -0.7 \times \left(M_u^{DW+DC} + \frac{M_u^{LL}}{SW^-} \times 1000 \right) = -0.7 \times \left(1.51424 \times 10^6 + \frac{29.022 \times 10^6}{1480} \times 1000 \right)$$

$$= -14.787 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$M_u^{1/2} = 0.5 \times \left(M_u^{DW+DC} + \frac{M_u^{LL}}{SW^+} \times 1000 \right) = 0.5 \times \left(1.51424 \times 10^6 + \frac{29.022 \times 10^6}{1232} \times 1000 \right)$$

$$= 12.536 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Trạng thái giới hạn sử dụng :

$$M_s^g = -0.7 \times \left(M_s^{DW+DC} + \frac{M_s^{LL}}{SW^-} \times 1000 \right) = -0.7 \times \left(1.12216 \times 10^6 + \frac{16.584 \times 10^6}{1480} \times 1000 \right)$$

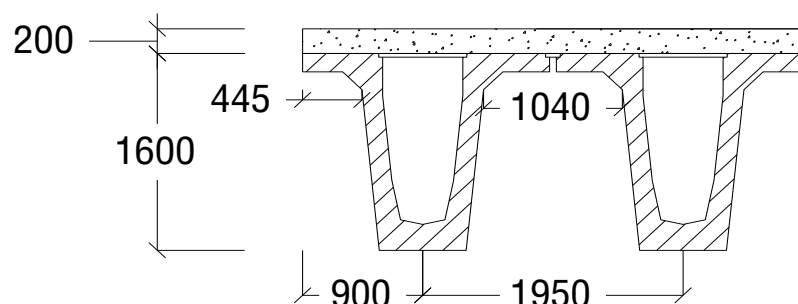
$$= -8.629 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$M_s^{1/2} = 0.5 \times \left(M_s^{DW+DC} + \frac{M_s^{LL}}{SW^+} \times 1000 \right) = 0.5 \times \left(1.12216 \times 10^6 + \frac{16.584 \times 10^6}{1232} \times 1000 \right)$$

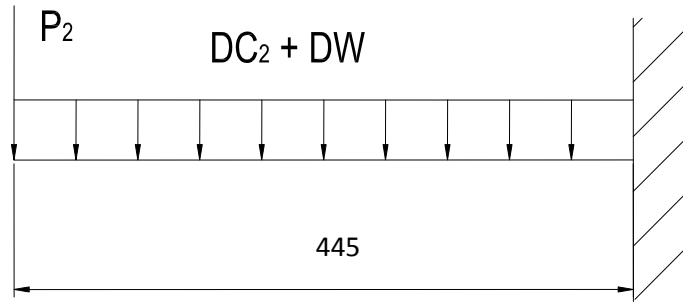
$$= 7.292 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

2.5. Tính bản chịu lực như dầm congxon đối với bản hẫng:

2.5.1. Do tính tải:



Sơ đồ tính :



Trạng thái giới hạn cường độ:

$$M_u = \eta \times \left(1.25 \times DC_2 \times \frac{L_b^2}{2} + 1.5 \times \frac{DW}{2} \times L_b^2 + 1.25 \times P_2 \times L_b \right)$$

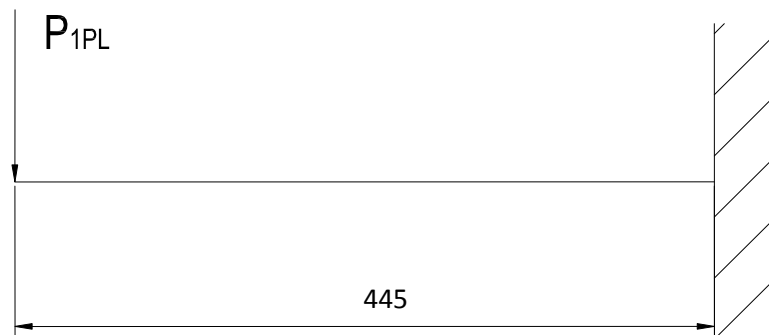
$$= 1 \times \left(1.25 \times 5 \times \frac{445^2}{2} + 1.25 \times 6220 \times 445 \right) = 4.079 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Trạng thái giới hạn sử dụng

$$M_s = \left(DC_2 \times \frac{L_b^2}{2} + \frac{DW}{2} \times L_b^2 + P_2 \times L_b \right)$$

$$= \left(5 \times \frac{445^2}{2} + 6220 \times 445 \right) = 3.263 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

2.5.2. Do hoạt tải:



Ta xét trường hợp đặt một làn xe : hệ số làn $m = 1.2$ (3.4.1-1)

Tải trọng người đi xét trên 1m chiều dài theo phương dọc cầu, là 3 N/mm, phân bố đều trên bề rộng 1500 mm của lề bộ hành, được chia đều cho bố vỉa và tường chắn :

$$P_{1PL} = \frac{3 \times 1500}{2} = 2250 \text{ N/mm}$$

Trạng thái giới hạn cường độ :

$$M_u^{LL} = \eta \times 1.75 \times 1.2 \times P_{1PL} \times L_b$$

$$= 1 \times 1.75 \times 1.2 \times 2250 \times 445 = 2.103 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Trạng thái giới hạn sử dụng

$$M_s^{LL} = 1.2 \times P_{1PL} \times L_b = 1.2 \times 2250 \times 445 = 1.202 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

2.5.3. Nội lực trong bản hằng:

Trạng thái giới hạn cường độ :

$$M_u = M_u^{DW+DC} + M_u^{LL} = 4.079 \times 10^6 + 2.103 \times 10^6 = 6.182 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Trạng thái giới hạn sử dụng :

$$M_s = M_s^{DW+DC} + M_s^{LL} = 3.263 \times 10^6 + 1.202 \times 10^6 = 4.465 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

2.6. Tính toán thép cho bản mặt cầu:**2.6.1. Tính toán thép chịu mômen dương cho bản trong:**

Xét : tính toán trên 1 m theo phương dọc cầu.

Tiết diện tính toán : $b \times h = 1000 \times 200 \text{ mm}$

Momen tính toán :

$$M = 12.536 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Chọn $a = 25 \text{ mm}$, $d_s = h - a = 200 - 25 = 175 \text{ mm}$

Từ phương trình cân bằng momen :

$$\sum M / A_s = 0 \Leftrightarrow 0.85 \times f'_c \times b \times a \times \left(d_s - \frac{a}{2} \right) = \frac{M_u}{\phi}$$

Giả thiết thuộc trường hợp phá hoại dẻo

$$\begin{aligned} \Rightarrow a &= d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \times M_u}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times b}} \\ &= 175 - \sqrt{175^2 - \frac{2 \times 12.536 \times 10^6}{0.9 \times 0.85 \times 35 \times 1000}} = 2.41 \text{ mm} \\ \beta_1 &= 0.85 - \frac{0.05}{7} \times f'_c - 28 = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times 35 - 28 = 0.8 \\ c &= \frac{a}{\beta_1} = \frac{2.41}{0.8} = 3.0125 \text{ mm} \Rightarrow \frac{c}{d_s} = \frac{3.0125}{175} = 0.017 < 0.45 \end{aligned}$$

Xảy ra trường hợp phá hoại dẻo (5 .7.3.3.1)

Diện tích cốt thép :

$$A_s = \frac{0.85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} = \frac{0.85 \times 35 \times 1000 \times 2.41}{280} = 256.0625 \text{ mm}^2$$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép trên một mét chiều dài :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d_s} = \frac{256.0625}{1000 \times 175} = 0.15\% \quad (5.7.3.3.2-1)$$

$$\rho_{\min} = 0.03 \times \frac{f'_c}{f_y} \times \frac{d}{d_s} = 0.03 \times \frac{35}{280} \times \frac{200}{175} = 0.429\% \Rightarrow \rho < \rho_{\min}$$

Do đó : ta lấy lượng cốt thép sau để tính cho bản chịu momen dương :

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times d_s = 0.00429 \times 1000 \times 175 = 750.75 \text{ mm}^2$$

Dùng thép Ø14 có : $A_s = \frac{\pi \times 14^2}{4} = 153.94 \text{ mm}^2$

Số thanh thép cần chọn $n = \frac{750.75}{153.94} = 4.88$ thanh chọn $n = 5$ thanh

Vậy ta chọn thép Φ14a200mm

2.6.2. Tính toán thép chịu mômen âm cho bản trong:

Xét: tính toán trên 1 m theo phương dọc cầu .

Tiết diện tính toán : $b \times h = 1000 \times 200 \text{ mm}$

Momen tính toán :

$$M = 14.787 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Chọn $a = 25 \text{ mm}$, $d_s = h - a = 200 - 25 = 175 \text{ mm}$

Từ phương trình cân bằng momen :

$$\sum M / A_s = 0 \Leftrightarrow 0.85 \times f'_c \times b \times a \times \left(d_s - \frac{a}{2} \right) = \frac{M_u}{\phi}$$

Giả thiết thuộc trường hợp phá hoại dẻo

$$\Rightarrow a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \times M_u}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times b}}$$

$$= 175 - \sqrt{175^2 - \frac{2 \times 14.787 \times 10^6}{0.9 \times 0.85 \times 35 \times 1000}} = 3.18 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times f'_c - 28 = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times 35 - 28 = 0.8$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{3.18}{0.8} = 3.975 \text{ mm} \Rightarrow \frac{c}{d_s} = \frac{3.975}{175} = 0.023 < 0.45$$

Xảy ra trường hợp phá hoại dẻo (5.7.3.3.1)

Diện tích cốt thép :

$$A_s = \frac{0.85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} = \frac{0.85 \times 35 \times 3.18 \times 1000}{280} = 337.875 \text{ mm}^2$$

Kiểm tra hàm lượng cốt thép trên một mét chiều dài :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d_s} = \frac{337.875}{1000 \times 175} = 0.193\% \quad (5.7.3.3.2-1)$$

$$\rho_{\min} = 0.03 \times \frac{f'_c}{f_y} \times \frac{d}{d_s} = 0.03 \times \frac{35}{280} \times \frac{200}{175} = 0.429\% \Rightarrow \rho < \rho_{\min}$$

Do đó : ta lấy lượng cốt thép sau để tính cho bản chịu momen dương :

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times d_s = 0.00429 \times 1000 \times 175 = 750.75 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dùng thép } \varnothing 14 \text{ có : } A_s = \frac{\pi \times 14^2}{4} = 153.94 \text{ mm}^2$$

$$\text{Số thanh thép cần chọn } n = \frac{750.75}{153.94} = 4.88 \text{ thanh chọn } n = 5 \text{ thanh}$$

Vậy ta chọn thép $\Phi 14a200mm$

2.6.3. Tính toán thép chịu mômen âm cho bản hằng:

Để thuận lợi cho việc thi công ta bố trí thép phần hằng giống như đối với cốt thép phần bản dầm cho đáy trên $\Phi 14a200mm$ và đáy dưới $\Phi 14a200mm$. Ta chỉ tiến hành kiểm toán.

Momen tính toán âm của phần hằng : $M_u = -6.182 \times 10^6 \text{ Nmm}$

Do momen tính toán cho phần bản trong là $|M| > |M_u|$ nên chắc chắn kiểm toán về cường độ thoả mãn.

2.6.4. Tính toán thép phân bố dọc cầu:

Vì bản làm việc theo phương ngang cầu nên ta đặt cốt thép cấu tạo theo phương dọc cầu cả đáy trên và đáy dưới của bản mặt cầu để phân bố tải trọng bánh xe dọc cầu đến cốt thép chịu lực theo phương ngang. Diện tích yêu cầu tính theo phần trăm cốt thép chính lực. Đối với cốt thép chính đặt vuông góc với hướng xe chạy.

$$\text{sophantram} = \frac{3840}{\sqrt{S_c}} \leq 67\% \quad (9.7.3.2)$$

S_c chiều dài có hiệu của nhịp, ở đây ta lấy bằng khoảng cách giữa hai mép vách dầm chủ $S_c = 1014 \text{ mm}$

$$\text{sophantram} = \frac{3840}{\sqrt{S_c}} = \frac{3840}{\sqrt{1014}} = 121\% > 67\%$$

Vậy ta dùng 67 % diện tích cốt thép dọc

Trên 1m dài dọc cầu ta có thể bố trí $5\phi 14$

$$A_s = A_{sn} \times 67\% = 5 \times \pi \times \frac{14^2}{4} \times 67\% = 515.7 \text{ mm}^2$$

Ta chọn thép $\Phi 12$ có $A_s^{\phi 12} = \frac{\pi \times 12^2}{4} = 113 \text{ mm}^2$ để bố trí ngang cầu

$$\text{Số thanh thép cần bố trí } n = \frac{515.7}{113} = 4.56, \text{ ta chọn } n = 5 \text{ thanh}$$

Vậy ta chọn thép : $\Phi 12a200mm$

2.7. Kiểm tra điều kiện chịu nứt của bản:

2.7.1. Kiểm tra điều kiện chịu nứt của phần bản chịu mômen dương:

Điều kiện chịu nứt của bản, ta xét trên 1 m chiều dài

$$f_s \leq \begin{cases} f_{sa} = \frac{Z}{\sqrt[3]{d_c \times A}} \\ 0.6 \times f_y \end{cases} \quad (*)$$

Tiết diện $b \times h = 1000 \times 200 \text{ mm}$, $d_s = 175 \text{ mm}$.

Trong đó:

$Z = 23000 \text{ N/mm}$ (tham số chiều rộng vết nứt) cho điều kiện môi trường khắc nghiệt.

$d_c = 25 \text{ mm}$: chiều cao tính từ thớ chịu kéo xa nhất đến tim thanh gần nhất $\leq 50 \text{ mm}$

$A_c = \frac{1000 \times 25 \times 2}{5} = 10000 \text{ mm}^2$: diện tích có hiệu của bê tông chịu kéo trên thanh có cùng trọng tâm với cốt thép.

$$\Rightarrow f_{sa} = \frac{Z}{\sqrt[3]{d_c \times A_c}} = \frac{23000}{\sqrt[3]{25 \times 10000}} = 365 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times f_y = 0.6 \times 280 = 168 \text{ MPa}$$

Dùng trạng thái giới hạn sử dụng để xét vết nứt của bê tông cốt thép thường. Trong trạng thái giới hạn sử dụng hệ số thay đổi tải trọng $\eta = 1$ và hệ số tải trọng cho tĩnh và hoạt tải là 1.

Việc tính ứng suất kéo trong cốt thép do tải trọng sử dụng dựa trên đặc trưng tiết diện nứt chuyển sang đàn hồi.

$$\text{Tỷ số mô đun đàn hồi : } n = \frac{E_s}{E_c}$$

Trong đó :

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$E_c = 0.043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{35} = 31799 \text{ MPa}$$

$$\text{Do đó: } n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{31799} = 6.29$$

Chiều dày làm của bê tông sau khi bị nứt :

$$x = \frac{n \times A_s}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 2 \right) = \frac{6.29 \times 5 \times \frac{\pi \times 14^2}{4}}{1000} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 175 \times 1000}{6.29 \times 5 \times \frac{\pi \times 14^2}{4}}} - 1 \right)$$

$$= 36.6 \text{ mm}$$

Tính f_s (ứng suất trong thép do tải trọng gây ra) :

$$f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \times d_s - x \times n$$

Momen quán tính của tiết diện nứt :

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times d_s - x^2 \\ &= \frac{1000 \times 36.6^3}{3} + 6.29 \times 5 \times \frac{\pi \times 14^2}{4} \times 175 - 36.6^2 = 109076587 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

Do đó:

$$f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \times d_s - x \times n = \frac{7.292 \times 10^6}{109076587} \times 175 - 36.6 \times 6.29 = 58.2 \text{ MPa}$$

$$\text{Vậy: } f_s = 58.2 \text{ MPa} \leq \begin{cases} f_{sa} = 365 \text{ MPa} \\ 0.6 \times f_y = 168 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{thỏa điều kiện chịu nứt phần bản}$$

chịu momen dương

2.7.2. Kiểm tra điều kiện chịu nứt của phần bản chịu mômen âm :

Điều kiện chịu nứt của bản , ta xét trên 1 mm chiều dài

$$f_s \leq \begin{cases} f_{sa} = \frac{Z}{\sqrt[3]{d_c \times A}} \\ 0.6 \times f_y \end{cases} \quad (*)$$

Tiết diện $b \times h = 1000 \times 200 \text{ mm}$, $d_s = 175 \text{ mm}$.

Trong đó:

$Z=23000 \text{ N/mm}$ (tham số chiều rộng vết nứt) cho điều kiện môi trường khắc nghiệt.

$d_c = 25 \text{ mm}$: chiều cao tính từ thớ chịu kéo xa nhất đến tim thanh gần nhất $\leq 50 \text{ mm}$

$A_c = \frac{1000 \times 25 \times 2}{5} = 10000 \text{ mm}^2$: diện tích có hiệu của bê tông chịu kéo

trên thanh có cùng trọng tâm với cốt thép.

$$\Rightarrow f_{sa} = \frac{Z}{\sqrt[3]{d_c \times A_c}} = \frac{23000}{\sqrt[3]{25 \times 10000}} = 365 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times f_y = 0.6 \times 280 = 168 \text{ MPa}$$

Dùng trạng thái giới hạn sử dụng để xét vết nứt của bê tông cốt thép thường. Trong trạng thái giới hạn sử dụng hệ số thay đổi tải trọng $\eta=1$ và hệ số tải trọng cho tĩnh và hoạt tải là 1.

Việc tính ứng suất kéo trong cốt thép do tải trọng sử dụng dựa trên đặc trưng tiết diện nứt chuyển sang đàn hồi.

Tỷ số môđun đàn hồi : $n = \frac{E_s}{E_c}$

Trong đó :

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

$$E_c = 0.043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{35} = 31799 \text{ MPa}$$

Do đó: $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{31799} = 6.29$

Chiều dày làm của bê tông sau khi bị nứt :

$$x = \frac{n \times A_s}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right) = \frac{6.29 \times 5 \times \frac{\pi \times 14^2}{4}}{1000} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 175 \times 1000}{6.29 \times 5 \times \frac{\pi \times 14^2}{4}}} - 1 \right)$$

$$= 36.6 \text{ mm}$$

Tính f_s (ứng suất trong thép do tải trọng gây ra) :

$$f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} d_s - x \cdot n$$

Momen quán tính của tiết diện nứt :

$$I_{cr} = \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times d_s - x^2$$

$$= \frac{1000 \times 36.6^3}{3} + 6.29 \times 5 \times \frac{\pi \times 14^2}{4} \times 175 - 36.6^2 = 109076587 \text{ mm}^4$$

Do đó:

$$f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \times d_s - x \times n = \frac{8.629 \times 10^6}{109076587} \times 175 - 36.6 \times 6.29 = 68.9 \text{ MPa}$$

Vậy: $f_s \leq \begin{cases} f_{sa} \\ 0.6 \times f_y \end{cases} \Rightarrow$ thoả mãn điều kiện chịu nứt phần bản chịu momen dương.

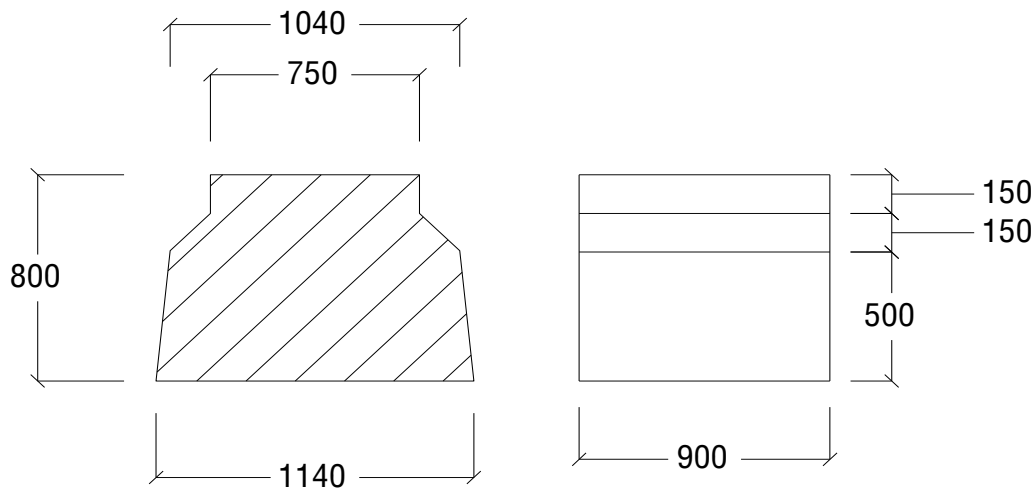
CHƯƠNG III

TÍNH TOÁN DẦM NGANG

3.1 Khái quát chung

Do đối với dầm Super Tee dầm ngang được bố trí ở hai đầu dầm, nên ta chỉ xét trường hợp nguy hiểm là xe đặt cục bộ lên dầm ngang ở đầu dầm.

DẦM NGANG
TỶ LỆ: 1-10



Kích thước hình học dầm ngang

Chiều dài tính toán được tính từ tim 2 dầm chủ liền kề: $L = 1950 \text{ mm}$

Bề rộng dầm ngang : $b = 900 \text{ mm}$ (theo phương dọc cầu)

Chiều cao dầm ngang trước khi đổ bản mặt cầu: $h = 800 \text{ mm}$

Chiều cao dầm ngang sau khi đổ bản mặt cầu: $h' = 800 + 200 = 1000 \text{ mm}$ (lấy ở phần thiết kế cấu tạo ở dầm chính)

Bê tông dầm ngang sử dụng có cường độ: 35 MPa

Cốt thép dầm ngang: $f_y = 280 \text{ MPa}$

Chọn các hệ số tải trọng

$$\eta_D = 1; \eta_R = 1; \eta_I = 1.05$$

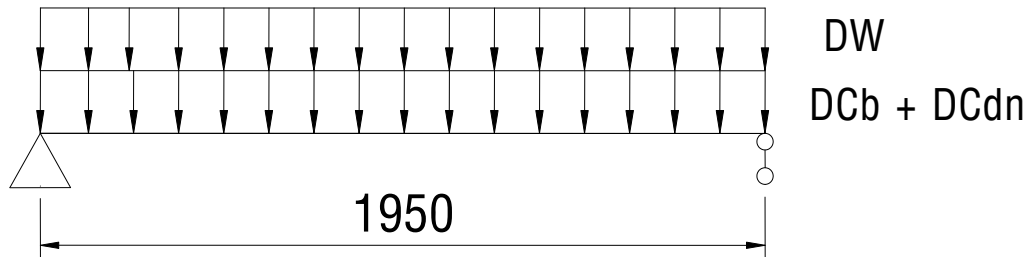
$$\eta = \eta_D \times \eta_R \times \eta_I = 1.05 > 0.95$$

Tính toán theo phương ngang cầu theo sơ đồ dầm giản đơn rồi xét đến tính liên tục thông qua các hệ số điều chỉnh

3.2 Tính nội lực do tĩnh tải tác dụng lên dầm ngang:

Sơ đồ tính: là sơ đồ ngàm 2 đầu nhưng để đơn giản hóa việc tính toán ta mô hình sơ đồ tính toán dạng hai đầu gối. Sau đó ta sẽ nhân với hệ số điều chỉnh để biến

về sơ đồ hai đầu ngàm :



Tĩnh tải tác dụng lên toàn bề rộng dầm ngang được xem là phân bố đều :

Trọng lượng bản thân bản mặt cầu :

$$DC_2 = \gamma_c \times t_s \times b = 2.5 \times 10^{-5} \times 200 \times 900 = 4.5 \text{ N/mm}$$

Trọng lượng lớp phủ mặt cầu

Lớp phủ bê tông nhựa :

$$q_1 = h \times \gamma_{at} \times b = 70 \times 2.4 \times 10^{-5} \times 900 = 1.512 \text{ N/mm}$$

Lớp mui luyện

$$q_2 = h \times \gamma_{at} \times b = 60 \times 2.5 \times 10^{-5} \times 900 = 1.35 \text{ N/mm}$$

Lớp phòng nước :

$$q_3 = h \times \gamma_{at} \times b = 10 \times 1.8 \times 10^{-5} \times 900 = 0.162 \text{ N/mm}$$

$$\text{Vậy } DW = q_1 + q_2 + q_3 = 1.512 + 1.35 + 0.162 = 3.024 \text{ N/mm}$$

Tĩnh tải do trọng lượng bản thân:

$$DC_{dn} = \frac{900 \times 791750 \times 2.5 \times 10^{-5}}{1950} = 9.14 \text{ N/mm}$$

Momen tại giữa nhịp do tĩnh tải gây ra :

$$M_{DC} = DC_2 + DC_{dn} \times \frac{L^2}{8} = 4.5 + 9.14 \times \frac{1950^2}{8} = 6483263 \text{ N.mm}$$

$$M_{DW} = DW \times \frac{L^2}{8} = 3.024 \times \frac{1950^2}{8} = 1437345 \text{ N.mm}$$

Lực cắt tại gối do tĩnh tải gây ra :

$$V_{DC} = DC_2 + DC_{dn} \times \frac{L}{2} = 4.5 + 9.14 \times \frac{1950}{2} = 13299 \text{ N}$$

$$V_{DW} = DW \times \frac{L}{2} = 3.024 \times \frac{1950}{2} = 2948 \text{ N}$$

Momen ở giữa nhịp do tĩnh tải ở trạng thái giới hạn cường độ :

$$\begin{aligned} M_u^{DL} &= \eta \times \gamma_p^{DC} \times M_{DC} + \gamma_p^{DW} \times M_{DW} \\ &= 1.05 \times 1.25 \times 6483263 + 1.5 \times 1437345 = 10773101 \text{ Nmm} \\ (\gamma_p^{DC} &= 1.25; \gamma_p^{DW} = 1.5) \end{aligned}$$

Lực cắt tại gối do tĩnh tải ở trạng thái giới hạn cường độ :

$$\begin{aligned} V_u^{DL} &= \eta \times \gamma_p^{DC} \times V_{DC} + \gamma_p^{DW} \times V_{DW} \\ &= 1.05 \times 1.25 \times 13299 + 1.5 \times 2948 = 22098 \text{ N} \end{aligned}$$

Momen ở giữa nhịp do tĩnh tải ở trạng thái giới hạn sử dụng :

$$\begin{aligned} M_s^{DL} &= \eta \times \gamma_p^{DC} \times M_{DC} + \gamma_p^{DW} \times M_{DW} \\ &= 1 \times 1 \times 6483263 + 1 \times 1437345 = 7920608 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Lực cắt tại gối do tĩnh tải ở trạng thái giới hạn sử dụng :

$$\begin{aligned} V_s^{DL} &= \eta \times \gamma_p^{DC} \times V_{DC} + \gamma_p^{DW} \times V_{DW} \\ &= 1 \times 1 \times 13299 + 1 \times 2948 = 16247 \text{ N} \end{aligned}$$

Xét đến tính liên tục của dầm ngang

Trạng thái giới hạn cường độ :

$$\begin{aligned} M_{u_{1/2}}^{DL} &= 0.5 \times M_u^{DL} = 0.5 \times 10773101 = 5386551 \text{ N.mm} \\ M_{u_{goi}}^{DL} &= -0.7 \times M_u^{DL} = -0.7 \times 10773101 = -7541171 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Trạng thái giới hạn sử dụng :

$$\begin{aligned} M_{s_{1/2}}^{DL} &= 0.5 \times M_s^{DL} = 0.5 \times 7920608 = 3960304 \text{ N.mm} \\ M_{s_{goi}}^{DL} &= -0.7 \times M_s^{DL} = -0.7 \times 7920608 = -5544426 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

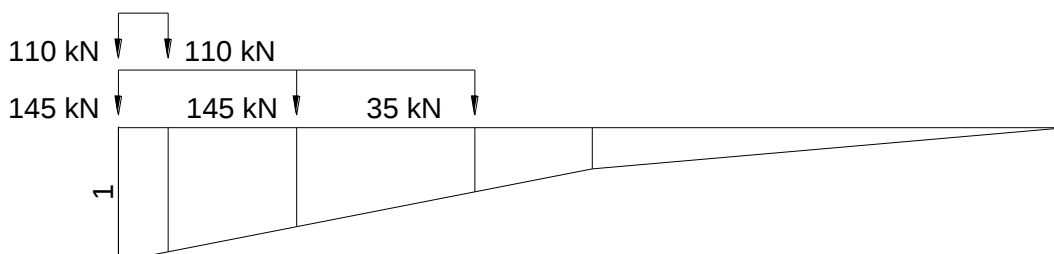
3.3 Tính nội lực do hoạt tải tác dụng lên dầm ngang

Hệ số xung kích : $1 + IM = 1.25$

Hệ số làn : $m = 1.2$

3.3.1. Theo phương dọc cầu :

Đường ảnh hưởng phản lực tác dụng xuống dầm ngang theo phương dầm chủ.



Giá trị tung độ đường ảnh hưởng đã chiết giảm

$$\xi = 0.5 \times \frac{L_n^3}{L_n^3 + L_{tt}^3} = 0.5 \times \frac{1950^3}{1950^3 + 32300^3} = 1.1073 \times 10^{-7}$$

Giá trị các tung độ ảnh hưởng

$$y_1 = 1.000$$

$$y_2 = \frac{1-\xi}{\frac{L_{tt}}{2}} \times \left(\frac{L_{tt}}{2} - 1200 \right) + \xi = \frac{1-1.1073 \times 10^{-7}}{\frac{32300}{2}} \times \left(\frac{32300}{2} - 1200 \right) + 1.1073 \times 10^{-7} \\ = 0.9257$$

$$y_3 = \frac{1-\xi}{\frac{L_{tt}}{2}} \times \left(\frac{L_{tt}}{2} - 4300 \right) + \xi = \frac{1-1.1073 \times 10^{-7}}{\frac{32300}{2}} \times \left(\frac{32300}{2} - 4300 \right) + 1.1073 \times 10^{-7} \\ = 0.7337$$

$$y_3 = \frac{1-\xi}{\frac{L_{tt}}{2}} \times \left(\frac{L_{tt}}{2} - 8600 \right) + \xi = \frac{1-1.1073 \times 10^{-7}}{\frac{32300}{2}} \times \left(\frac{32300}{2} - 8600 \right) + 1.1073 \times 10^{-7} \\ = 0.4675$$

Phản lực tác dụng xuống dầm ngang do

Xe Tandem :

$$P_0^{\text{Tandem}} = 0.5 \times \sum P_i \times y_i = 0.5 \times 110000 \times 1 + 110000 \times 0.9257 = 105914 \text{ N}$$

Xe Truck :

$$P_0^{\text{Truck}} = 0.5 \times \sum P_i \times y_i \\ = 0.5 \times 145000 \times 1 + 145000 \times 0.7337 + 35000 \times 0.4675 = 133875 \text{ N}$$

Chọn tải trọng trục thiết kế $P_0 = \max P_0^{\text{Truck}}, P_0^{\text{Tandem}} = 133875 \text{ N}$

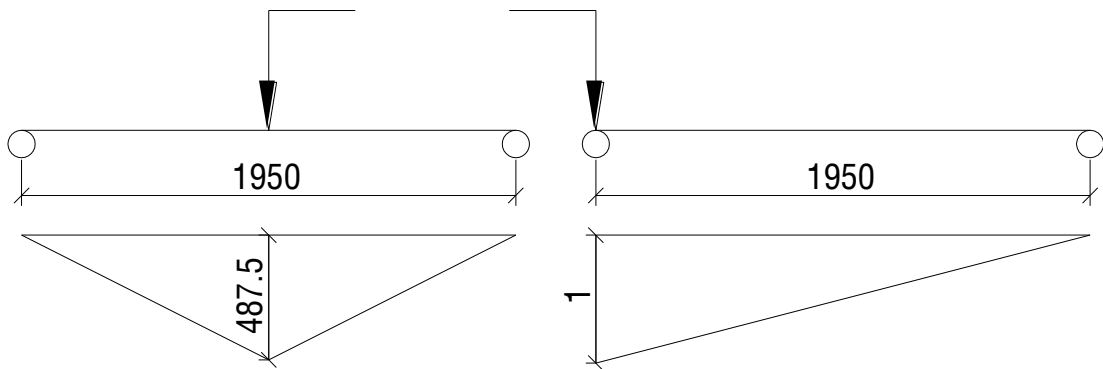
Tải trọng làn: vì ξ quá nhỏ nên ta tính gần đúng diện tích đường ảnh hưởng như sau

$$\Omega = \frac{1 \times 16150}{2} = 8075$$

$$q' = \frac{q}{3000} \times \Omega = \frac{9.3}{3000} \times 8075 = 25 \text{ N/mm}$$

3.3.2. Theo phương ngang cầu :

Xếp 1 bánh của 1 xe :

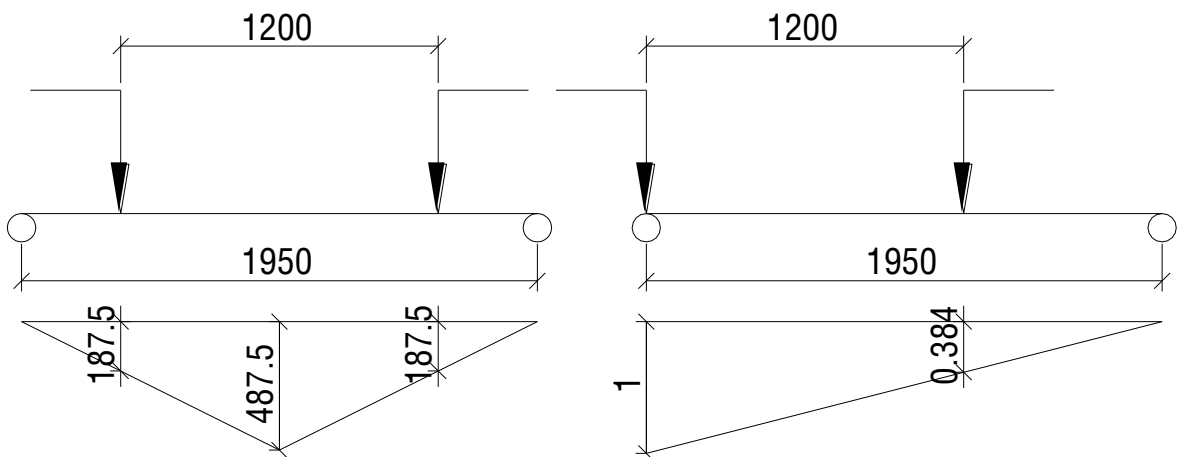


Đường ảnh hưởng Momen và lực cắt

$$M_{01}^{LL} = P_0 \times 487.5 = 133875 \times 487.5 = 65264063 \text{ N.mm}$$

$$V_{01}^{LL} = P_0 \times 1 = 133875 \text{ N}$$

Xếp 2 bánh của 2 xe : (do khoảng cách giữa 2 bánh của 2 xe là 1200 mm ngắn hơn khoảng cách giữa 2 bánh của 1 xe là 1800 mm và hình dạng đường ảnh hưởng nên ta chỉ xét trường hợp xếp 2 bánh của 2 xe để được hiệu ứng lực lớn hơn)

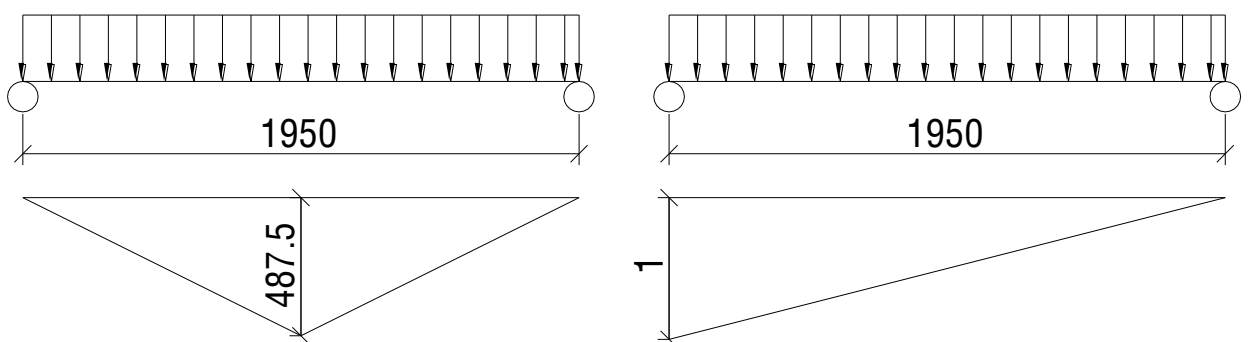


Đường ảnh hưởng Momen và lực cắt

$$M_{01}^{LL} = 2 \times 133875 \times 187.5 = 50203125 \text{ N.mm}$$

$$V_{01}^{LL} = 133875 \times 1 + 133875 \times 0.384 = 185283 \text{ N}$$

3.3.3. Tải trọng làn :



Đường ảnh hưởng momen và lực cắt

$$M_{lan} = q' \times 487.5 \times \frac{1950}{2} = 25 \times 487.5 \times \frac{1950}{2} = 11882813 \text{ N.mm}$$

$$V_{lan}^g = q' \times 1 \times \frac{1950}{2} = 25 \times 1 \times \frac{1950}{2} = 24375 \text{ N}$$

3.3.4. Tổ hợp nội lực do hoạt tải gây ra :

Trạng thái giới hạn cường độ:

Momen giữa nhịp:

$$\begin{aligned} M_u^{LL} &= \eta \times \left[1 + IM \times m \times M_{LL} \times \gamma_p^{LL} + M_{lan} \times m \times \gamma_p^{LL} \right] \\ &= 1.05 \times \left[1 + 0.25 \times 1.2 \times 65264063 \times 1.75 + 11882813 \times 1.2 \times 1.75 \right] \\ &= 206085676 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Lực cắt tại gối:

$$\begin{aligned} V_u^{LL} &= \eta \times \left[1 + IM \times m \times V_{LL} \times \gamma_p^{LL} + V_{lan} \times m \times \gamma_p^{LL} \right] \\ &= 1.05 \times \left[1 + 0.25 \times 1 \times 185283 \times 1.75 + 13370 \times 1 \times 1.75 \right] \\ &= 450139 \text{ N} \end{aligned}$$

Trạng thái giới hạn sử dụng:

Momen giữa nhịp:

$$\begin{aligned} M_s^{LL} &= \eta \times \left[1 + IM \times m \times M_{LL} \times \gamma_p^{LL} + M_{lan} \times m \times \gamma_p^{LL} \right] \\ &= 1 \times \left[1 + 0.25 \times 1.2 \times 65264063 \times 1 + 11882813 \times 1.2 \times 1 \right] \\ &= 112155470 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Lực cắt tại gối:

$$\begin{aligned} V_s^{LL} &= \eta \times \left[1 + IM \times m \times V_{LL} \times \gamma_p^{LL} + V_{lan} \times m \times \gamma_p^{LL} \right] \\ &= 1 \times \left[1 + 0.25 \times 1 \times 185283 \times 1 + 13370 \times 1 \times 1 \right] \\ &= 244974 \text{ N} \end{aligned}$$

Xét tính liên tục của dầm ngang:

Trạng thái giới hạn cường độ :

$$M_{u_{1/2}}^{LL} = 0.5 \times M_u^{LL} = 0.5 \times 206085676 = 103042838 \text{ N.mm}$$

$$M_{u_{gối}}^{LL} = -0.7 \times M_u^{LL} = -0.7 \times 206085676 = -144259973 \text{ N.mm}$$

Trạng thái giới hạn sử dụng :

$$M_{s_{1/2}}^{LL} = 0.5 \times M_s^{LL} = 0.5 \times 112155470 = 56077735 \text{ N.mm}$$

$$M_{s_{gối}}^{LL} = -0.7 \times M_s^{LL} = -0.7 \times 112155470 = -78508829 \text{ N.mm}$$

3.4 Tổ hợp nội lực:

Trạng thái giới hạn cường độ:

$$M_u^{1/2} = M_{u_{1/2}}^{LL} + M_{u_{1/2}}^{DL} = 103042838 + 5386551 = 108429389 \text{ N.mm}$$

$$M_u^{goi} = M_{u_{goi}}^{LL} + M_{u_{goi}}^{DL} = 144259973 + 7541171 = 151801144 \text{ N.mm}$$

$$V_u = V_u^{LL} + V_u^{DL} = 450139 + 22098 = 472237 \text{ N}$$

Trạng thái giới hạn sử dụng:

$$M_s^{1/2} = M_{s_{1/2}}^{LL} + M_{s_{1/2}}^{DL} = 56077735 + 3960304 = 60038039 \text{ N.mm}$$

$$M_s^{goi} = M_{s_{goi}}^{LL} + M_{s_{goi}}^{DL} = 78508829 + 5544426 = 84053255 \text{ N.mm}$$

$$V_s = V_s^{LL} + V_s^{DL} = 244974 + 16247 = 261221 \text{ N}$$

3.5 Tính toán cốt thép cho momen âm

$$M_u = 151801144 \text{ N.mm}$$

Sau khi đổ bản mặt cầu, dầm ngang làm việc chung với bản mặt cầu

Tiết diện có $h' = 800 + 200 = 1000 \text{ mm}$

Tính với chiều cao tiết diện : $h' = 1000 \text{ mm}$

Chiều rộng tiết diện : $b = 900 \text{ mm}$

Chọn khoảng cách từ trọng tâm cốt thép đến mép chịu kéo của tiết diện là 50 mm

Khoảng cách từ trọng tâm thép đến mép trên của tiết diện :

$$d_s = 1000 - 50 = 950 \text{ mm}$$

Giả thiết xảy ra phá hoại dẻo

Từ phương trình cân bằng momen

$$\begin{aligned} \sum M/A_s &= 0 \Leftrightarrow 0.85 \times f'_c \times b \times a \left(d_s - \frac{a}{2} \right) = \frac{M_u}{\phi} \\ \Rightarrow a &= d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \times M_u}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times b}} = 950 - \sqrt{950^2 - \frac{2 \times 151801144}{0.9 \times 0.85 \times 35 \times 900}} \\ &= 6.65 \text{ mm} \end{aligned}$$

Vì $28 \text{ MPa} < f'_c = 35 \text{ MPa} < 56 \text{ MPa}$ nên

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times f'_c - 28 = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times 35 - 28 = 0.8$$

Tính giá trị :

$$\frac{c}{d_s} = \frac{a}{\beta_1 \times d_s} = \frac{6.65}{0.8 \times 950} = 0.009 < 0.42$$

Diện tích cốt thép :

$$A_s = \frac{0.85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} = \frac{0.85 \times 35 \times 6.65 \times 900}{280} = 636 \text{ mm}^2$$

Hàm lượng cốt thép tối thiểu trên một mét chiều dài :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d_s} = \frac{636}{900 \times 950} = 0.0744 \%$$

$$\rho_{\min} = 0.03 \times \frac{f'_c}{f_y} \times \frac{h}{d_s} = 0.03 \times \frac{35}{280} \times \frac{1000}{950} = 0.4 \%$$

$$\Rightarrow \rho < \rho_{\min}$$

Lấy lượng cốt thép tối thiểu để bố trí cho bản chịu momen dương :

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times d_s = 0.004 \times 900 \times 950 = 3420 \text{ mm}^2$$

Chọn $\Phi 25$ có $A_s = \frac{\pi \times 25^2}{4} = 491 \text{ mm}^2$. Số thanh thép cần chọn : $n = \frac{3420}{491} = 6.97$

Chọn $n = 7$ thanh. Vậy chọn $7\Phi 25$

3.6 Tính toán cốt thép cho momen dương

$$M_u = 108429389 \text{ N.mm}$$

Tính với chiều cao tiết diện : $h' = 1000 \text{ mm}$

Chiều rộng tiết diện : $b = 900 \text{ mm}$

Chọn khoảng cách từ trọng tâm cốt thép đến mép chịu kéo của tiết diện là 50 mm

Khoảng cách từ trọng tâm thép đến mép trên của tiết diện :

$$d_s = 1000 - 50 = 950 \text{ mm}$$

Giả thiết xảy ra phá hoại dẻo

Từ phương trình cân bằng moment

$$\begin{aligned} \sum M/A_s &= 0 \Leftrightarrow 0.85 \times f'_c \times b \times a \left(d_s - \frac{a}{2} \right) = \frac{M_u}{\phi} \\ \Rightarrow a &= d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \times M_u}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times b}} = 950 - \sqrt{950^2 - \frac{2 \times 108429389}{0.9 \times 0.85 \times 35 \times 850}} \\ &= 5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Vì $28 \text{ MPa} < f'_c = 35 \text{ MPa} < 56 \text{ MPa}$ nên

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times (f'_c - 28) = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times 35 - 28 = 0.8$$

Tính giá trị :

$$\frac{c}{d_s} = \frac{a}{\beta_1 \times d_s} = \frac{5}{0.8 \times 950} = 0.0065 < 0.42$$

Diện tích cốt thép

$$A_s = \frac{0.85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} = \frac{0.85 \times 35 \times 5 \times 900}{280} = 478 \text{ mm}^2$$

Hàm lượng cốt thép tối thiểu

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d_s} = \frac{478}{900 \times 950} = 0.056 \%$$

$$\rho_{\min} = 0.03 \times \frac{f'_c}{f_y} \times \frac{h}{d_s} = 0.03 \times \frac{35}{280} \times \frac{1000}{950} = 0.4 \% \Rightarrow \rho < \rho_{\min}$$

Lấy lượng cốt thép tối thiểu để bố trí cho bản chịu momen dương :

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times d_s = 0.004 \times 900 \times 950 = 3420 \text{ mm}^2$$

Chọn $\Phi 25$ có $A_s = \frac{\pi \times 25^2}{4} = 491 \text{ mm}^2$. Số thanh thép cần chọn : $n = \frac{3420}{491} = 6.96$

Chọn $n = 7$ thanh. Vậy chọn $7\Phi 25$

3.7 Kiểm tra ở trạng thái giới hạn sử dụng

3.7.1 Kiểm tra nứt với momen âm

Momen tác dụng ở trạng thái giới hạn sử dụng là : $M_s = 84053255 \text{ Nmm}$

Điều kiện chịu nứt :

$$f_s \leq \left| \begin{array}{l} f_{sa} = \frac{Z}{\sqrt[3]{d_c \times A_c}} \\ 0.6 \times f_y \end{array} \right|$$

Tiết diện $b \times h = 900 \times 1000$, $d_s = 950 \text{ mm}$

Tính f_{sa} : $f_{sa} = \frac{Z}{\sqrt[3]{d_c \times A_c}}$

Trong đó :

$Z = 23000 \text{ N/mm}$: tham số chiều rộng vết nứt, xét cho điều kiện môi trường khắc nghiệt.

$D_c = 50 \text{ mm}$: chiều cao tính từ thớ chịu kéo xa nhất đến tim gần nhất ($\leq 50 \text{ mm}$).

$$A_c = \frac{900 \times 50 \times 2 - 7 \times 491}{7} = 12366 \text{ mm}^2$$
 : diện tích có hiệu của bê tông chịu kéo

bao quanh một thanh cốt thép.

$$\Rightarrow f_{sa} = \frac{Z}{\sqrt[3]{d_c \times A_c}} = \frac{23000}{\sqrt[3]{50 \times 12366}} = 270 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times f_y = 0.6 \times 280 = 168 \text{ MPa}$$

Tính ứng suất trong thép do tải trọng gây ra ở trạng thái giới hạn sử dụng :

Tỷ số modun đàn hồi : $n = \frac{E_s}{E_c}$

Trong đó : $E_s = 200000 \text{ Mpa}$

$$E_c = 0.043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{35} \approx 31799 \text{ MPa}$$

Do đó : $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{31799} = 6.29$

Chiều dày làm việc của bê tông sau khi nứt :

$$x = \frac{n \times A_s}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right) = \frac{6.29 \times 7 \times 491}{900} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 950 \times 900}{6.29 \times 7 \times 491}} - 1 \right)$$

$$= 191 \text{ mm}$$

Momen quán tính của tiết diện nứt :

$$I_{cr} = \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times (d_s - x)^2$$

$$= \frac{900 \times 191^3}{3} + 6.29 \times 7 \times 491 \times (950 - 191)^2 = 14544500900 \text{ mm}^4$$

Tính f_s (ứng suất trong thép do tải trọng gây ra) :

$$f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) \times n = \frac{84053255}{14544500900} \times (950 - 191) \times 6.29 = 27.6$$

Vậy: $f_s = 27.6 \text{ MPa} \leq \left| \frac{f_{sa}}{0.6 \times f_y} \right| = 168 \text{ MPa} \Rightarrow$ thỏa điều kiện chịu nứt

3.7.2 Kiểm tra nứt với momen dương

Momen tác dụng ở trạng thái giới hạn sử dụng là : $M_s = 60038039 \text{ Nmm}$

Điều kiện chịu nứt :

$$f_s \leq \left| \frac{f_{sa}}{0.6 \times f_y} \right|$$

Tiết diện $b \times h = 900 \times 1000$, $d_s = 950 \text{ mm}$

Tính f_{sa} : $f_{sa} = \frac{Z}{\sqrt[3]{d_c \times A_c}}$

Trong đó :

$Z = 23000 \text{ N/mm}$: tham số chiều rộng vết nứt, xét cho điều kiện môi trường khắc nghiệt.

$D_c = 50 \text{ mm}$: chiều cao tính từ thớ chịu kéo xa nhất đến tim gần nhất ($\leq 50 \text{ mm}$).

$A_c = \frac{900 \times 50 \times 2 - 7 \times 491}{7} = 12366 \text{ mm}^2$: diện tích có hiệu của bê tông chịu kéo bao quanh một thanh cốt thép.

$$\Rightarrow f_{sa} = \frac{Z}{\sqrt[3]{d_c \times A_c}} = \frac{23000}{\sqrt[3]{50 \times 12366}} = 270 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times f_y = 0.6 \times 280 = 168 \text{ MPa}$$

Tính ứng suất trong thép do tải trọng gây ra ở trạng thái giới hạn sử dụng :

Tỷ số modun đàn hồi : $n = \frac{E_s}{E_c}$

Trong đó : $E_s = 200000 \text{ Mpa}$

$$E_c = 0.043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{35} \approx 31799 \text{ MPa}$$

Do đó : $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{31799} = 6.29$

Chiều dày làm việc của bê tông sau khi nứt :

$$x = \frac{n \times A_s}{b} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right) = \frac{6.29 \times 7 \times 491}{900} \times \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 950 \times 900}{6.29 \times 7 \times 491}} - 1 \right)$$

$$= 191 \text{ mm}$$

Tính f_s (ứng suất trong thép do tải trọng gây ra) :

$$f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} d_s - x \cdot n$$

Momen quán tính của tiết diện nứt :

$$I_{cr} = \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times d_s - x^2$$

$$= \frac{900 \times 191^3}{3} + 6.29 \times 7 \times 491 \times 950 - 191^2 = 14544500900 \text{ mm}^4$$

Do đó:

$$f_s = \frac{M_s}{I_{cr}} \times d_s - x \times n = \frac{60038039}{14544500900} \times 950 - 191 \times 6.29 = 19.7 \text{ MPa}$$

$$\text{Vậy: } f_s = 19.7 \text{ MPa} \leq \begin{cases} f_{sa} \\ 0.6 \times f_y \end{cases} = 168 \text{ MPa} \Rightarrow \text{thoả điều kiện chịu nứt}$$

3.8 Thiết kế lực cắt, bố trí cốt đai.

Khả năng chịu cắt của dầm phải thỏa mãn : $V_u \leq \phi \times V_n$

Trong đó:

V_u : lực cắt do ngoại lực tác dụng.

ϕ : hệ số sức kháng.

V_n : sức kháng cắt của dầm: $V_n = V_c + V_s$

V_c : sức kháng cắt của bê tông : $V_c = 0.083 \times \beta \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d_v$

β : hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo .

f'_c : cường độ chịu nén của bê tông .

b_w : bề rộng bản bụng hữu hiệu lấy bằng bề rộng bản bụng nhỏ nhất trong chiều cao d_v

d_v : chiều cao chịu cắt hữu hiệu.

V_s : khả năng chịu cắt của cốt đai : $V_s = \frac{A_v \times f_{vy} \times d_v}{S}$

A_v : diện tích cốt thép đai chịu cắt trong cự ly S .

f_{vy} : cường độ chịu cắt của cốt đai .

d_v : chiều cao chịu cắt hữu hiệu.

S : cự ly cốt thép đai .

Ta tiến hành thiết kế cốt đai tại mặt cắt giao giữa dầm ngang và dầm chính vì tại mặt cắt này có lực cắt là lớn nhất, để đạt được tính an toàn nhất thì ta bỏ qua tác dụng của momen (momen âm).

Bước 1: Xác định chiều cao chịu cắt hữu hiệu :

$$d_v = \max \begin{cases} d_s - \frac{a}{2} \\ 0.9 \times d_s \\ 0.72 \times h \end{cases} = \max \begin{cases} 950 - \frac{5}{2} \\ 0.9 \times 950 \\ 0.72 \times 1000 \end{cases} = 947.5 \text{ mm}$$

Bước 2: Xác định ứng suất cắt và kiểm tra tỷ số ứng suất cắt:

Lập tỷ số $\frac{V}{f'_c}$:

Trong đó :

v : ứng suất cắt trong bê tông

$$v = \frac{V_u}{\phi \times d_v \times b_w} = \frac{472237}{0.9 \times 947.5 \times 900} = 0.615 \text{ MPa N/mm}^2$$

f'_c ứng suất nén của bê tông dầm ngang : $f'_c = 35 \text{ MPa}$

$$\frac{v}{f'_c} = \frac{0.615}{35} = 0.0176 < 0.25 \text{ Không cần chọn lại tiết diện ngang.}$$

Bước 3: **Xác định** β & θ :

Ta tìm β & θ theo phương pháp tối ưu tức là ta chọn trước giá trị θ sau đó lặp đi lặp lại đến khi nào θ tính được lệch với θ giả thiết 5%

Ta có: $V_u = 472237 \text{ N}$

$$M_u^g = 151801144 \text{ Nmm}$$

Ứng suất cắt trong bê tông được xác định theo công thức :

$$v = \frac{\frac{V_u^g}{\phi_v}}{b_{dn} \times d_v} = \frac{\frac{472237}{0.9}}{900 \times 947.5} = 0.615 \text{ MPa}$$

$$\text{Lập tỉ số: } \frac{v}{f'_c} = \frac{0.615}{35} = 0.0176 < 0.05$$

Giả sử $\theta = 34^\circ$, biến dạng theo phương dọc của trục dầm ϵ_x được xác định như sau:

$$\epsilon_x = \frac{\frac{M_u}{\phi} + 0.5 \times N_u + 0.5 \times V_u \times \cot \theta}{A_s \times E_s}$$

Trong đó :

M_u momen tại mặt cắt tính toán ở TTGH cường độ I, vì ta xét tại gối tồn tại momen âm nên ta bỏ qua sự tác dụng của momen.

N_u lực dọc tại mặt cắt tính toán ở TTGH cường độ I: $N_u = 0 \text{ N}$

V_u lực cắt do ngoại lực tác dụng ở TTGH cường độ I: $V_u = 472237 \text{ N}$

A_s diện tích cốt thép dọc : $A_s = 3437 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{\frac{M_u^g}{d_v} + 0.5 \times V_u \times \cot \theta}{A_s \times E_s} = \frac{\frac{151801144}{947.5} + 0.5 \times 472237 \times \cot 34^\circ}{3437 \times 200000} = \\ &= 0.743 \times 10^{-3} \text{ mm} < 0.002 \end{aligned}$$

Tra bảng 5.8.3.4.2-1 (22TCN 272-05) $\Rightarrow \theta = 33^\circ$, $\beta = 2.4$

$$\text{sai số: } \Delta \theta = \frac{34 - 33}{34} = 2.9\% < 5\%$$

Bước 4: **Xác định khả năng chịu cắt của bê tông:**

$$V_c = \frac{1}{12} \times \beta \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d_v = \frac{1}{12} \times 2.4 \times \sqrt{35} \times 900 \times 947.5 = 1008987 \text{ N}$$

Bước 5: **Khả năng chịu cắt yêu cầu của thép đai:**

$$V_s = \frac{V_u}{\phi_v} - V_c = \frac{472237}{0.9} - 1008987 = -484279 \text{ N}$$

Vì $V_s < 0$ chứng tỏ cường độ của bê tông quá lớn nên không cần đặt cốt thép chịu lực cắt mà chỉ cần đặt thép cấu tạo.

Ta chọn đai 2 nhánh $\phi 14$ có $A_s = 307.9 \text{ mm}^2$

Bước 6: **Tính toán cốt đai theo điều kiện cấu tạo:**

$$S \leq \min \begin{cases} \frac{A_v \times f_{vy}}{0.083 \times \sqrt{f'_c} \times b_w} \\ \min \begin{cases} 0.8 \times d_v; 600 \text{ mm} \end{cases} \text{ nếu } \frac{V_u}{f'_c \times b_w \times d_v} < 0.1 \\ \min \begin{cases} 0.4 \times d_v; 300 \text{ mm} \end{cases} \text{ nếu } \frac{V_u}{f'_c \times b_w \times d_v} \geq 0.1 \end{cases}$$

Trong đó :

$$\frac{A_v \times f_{vy}}{0.083 \times \sqrt{f'_c} \times b_w} = \frac{307.9 \times 280}{0.083 \times \sqrt{35} \times 900} = 195 \text{ mm}$$

$$\frac{V_u}{f'_c \times b_w \times d_v} = \frac{472237}{35 \times 900 \times 947.5} = 0.016 < 0.1$$

$$S \leq \min \begin{cases} 195 \text{ mm} \\ \min \begin{cases} 0.8 \times d_v; 600 \text{ mm} \end{cases} \end{cases} = \min \begin{cases} 195 \text{ mm} \\ 0.8 \times 947.5; 600 \text{ mm} \end{cases} = 195 \text{ mm}$$

Ta chọn bước cốt đai $S = 200 \text{ mm}$.

CHƯƠNG IV

THIẾT KẾ DẦM CHỦ

4.1. SỐ LIỆU THIẾT KẾ

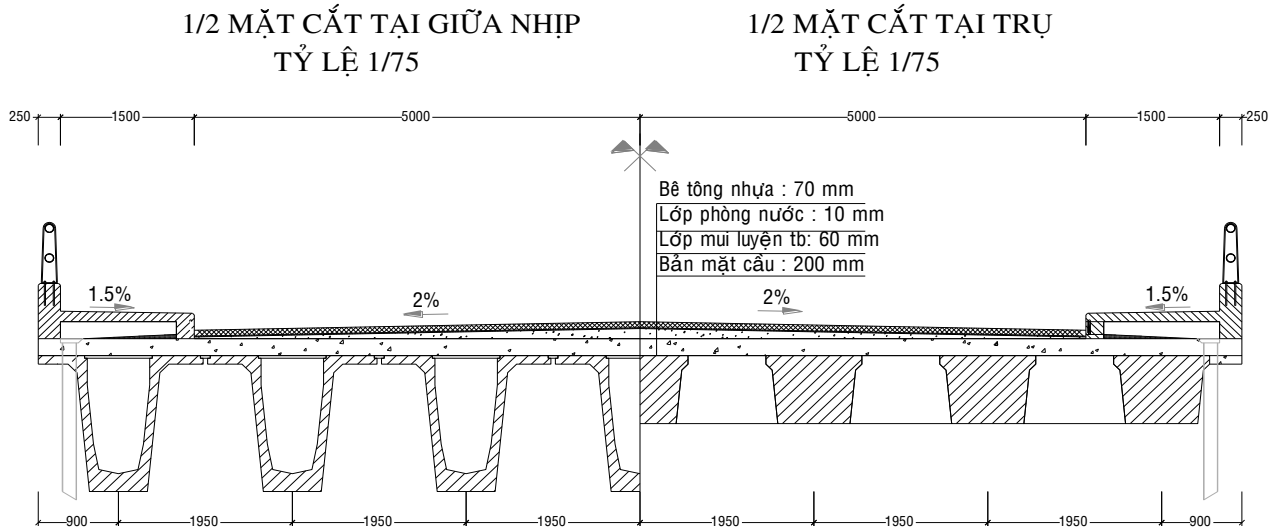
- Chiều dài toàn dầm $L = 33 \text{ m}$
- Khoảng cách đầu dầm đến tim gối $a = 0.35 \text{ m}$
- Khẩu độ tính toán $L_{tt} = L - 2 \times a = 32.3 \text{ m}$
- Tải trọng thiết kế
 - + Hoạt tải HL93
 - + Tải trọng người 3 KPa
- Mặt xe chạy $B_1 = 2 \times 5 \text{ m}$
- Lề người đi $B_2 = 1.5 \text{ m}$
- Lan can $B_3 = 0.25 \text{ m}$
- Tổng bề rộng cầu $B = B_1 + 2 \times B_2 + 2 \times B_3 = 13.5 \text{ m}$
- Dạng kết cấu nhịp Cầu dầm
- Dạng mặt cắt Super T
- Vật liệu kết cấu BTCT dự ứng lực
- Công nghệ chế tạo Căng trước
- Cấp bê tông:
 - + Dầm chủ $f'_{cd} = 50 \text{ MPa}$
 - + Bản mặt cầu $f'_{cb} = 35 \text{ MPa}$
- Tỷ trọng bê tông $\gamma_c = 2500 \text{ kg/m}^3$
- Cường độ chịu kéo tiêu chuẩn: $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$
- Thép thường G60 $f_y = 420 \text{ MPa}, f_u = 620 \text{ MPa}$
- Loại cốt thép DUL tạo thép Tao 7 sợi xoắn đường kính $D_{ps} = 15.2 \text{ mm}$
- Quy trình thiết kế 22TCN 272 – 05

4.2. THIẾT KẾ CẤU TẠO

4.2.1. Kích thước mặt cắt ngang cầu

- Số lượng dầm chủ $N_b = 7$
- Khoảng cách giữa 2 dầm chủ $S = 1950 \text{ mm}$
- Lề người đi khác mức với mặt cầu phần xe chạy

- Bố trí dầm ngang tại các vị trí gối cầu : 2 mặt cắt
- Số lượng dầm ngang $N_n = N_b - 1 \times 2 = 12$
- Chiều dày trung bình của bản: $h_l = 200 \text{ mm}$
- Lớp BT atphan: $h_l = 70 \text{ mm}$
- Tầng phòng nước $h_2 = 10 \text{ mm}$
- Chiều dày lớp mui luyện trung bình $h_3 = 60 \text{ mm}$

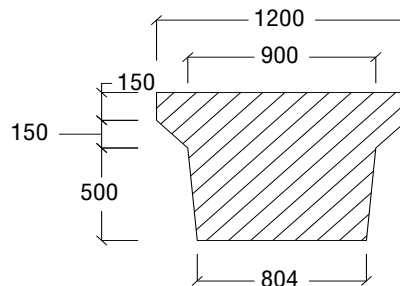


4.2.2. Cấu tạo dầm chủ

Đoạn cắt khúc: $L_{ck} = 900 \text{ mm}$

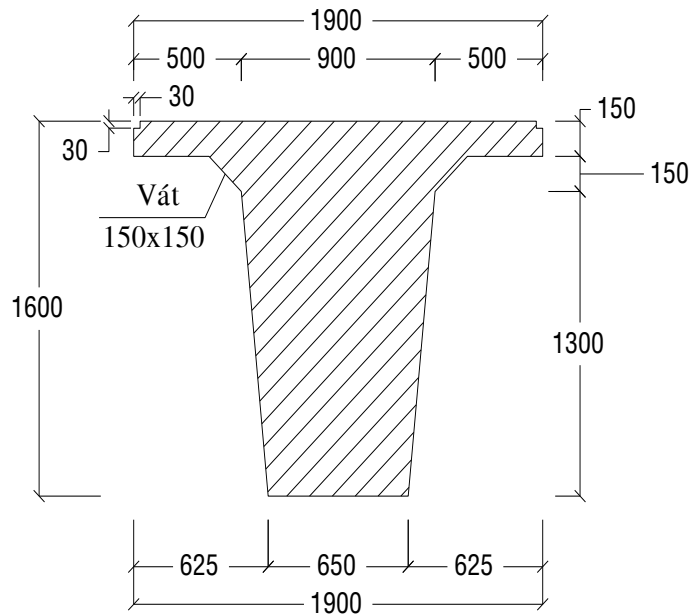
Đoạn dầm đặc: $L_{dac} = 1200 \text{ mm}$

- Mặt cắt ngang dầm tại gối



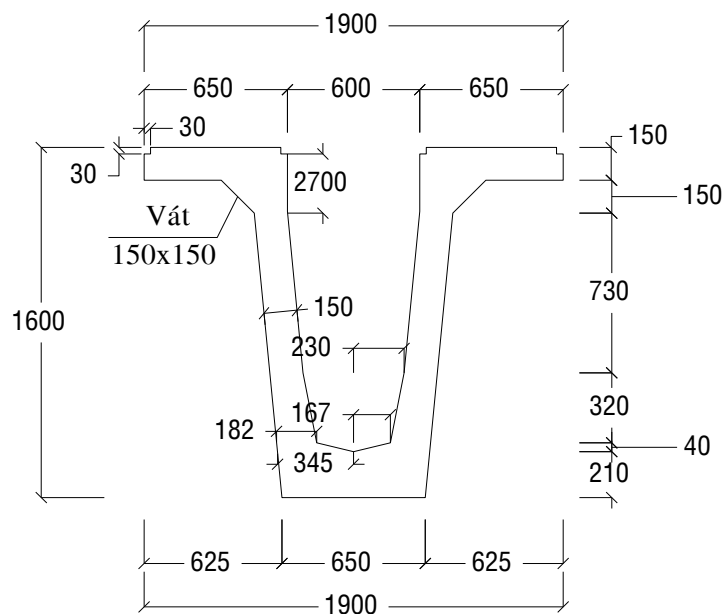
Hình 4.1. Mặt cắt ngang dầm tại gối

- Mặt cắt ngang dầm tại đoạn cắt khúc



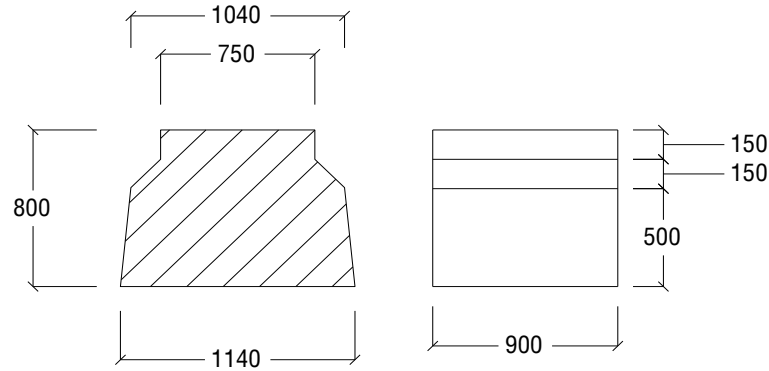
Hình 4.2. Mặt cắt ngang dầm tại đoạn khác

- Mặt cắt ngang dầm tại giữa nhịp



Hình 4.3. Mặt cắt ngang dầm tại giữa nhịp

- Mặt cắt cấu tạo dầm ngang

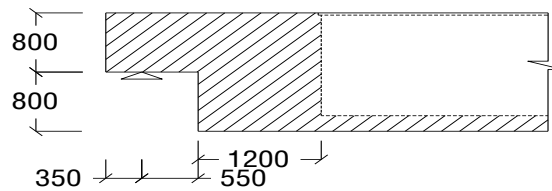


Hình 4.4. Cấu tạo dầm ngang

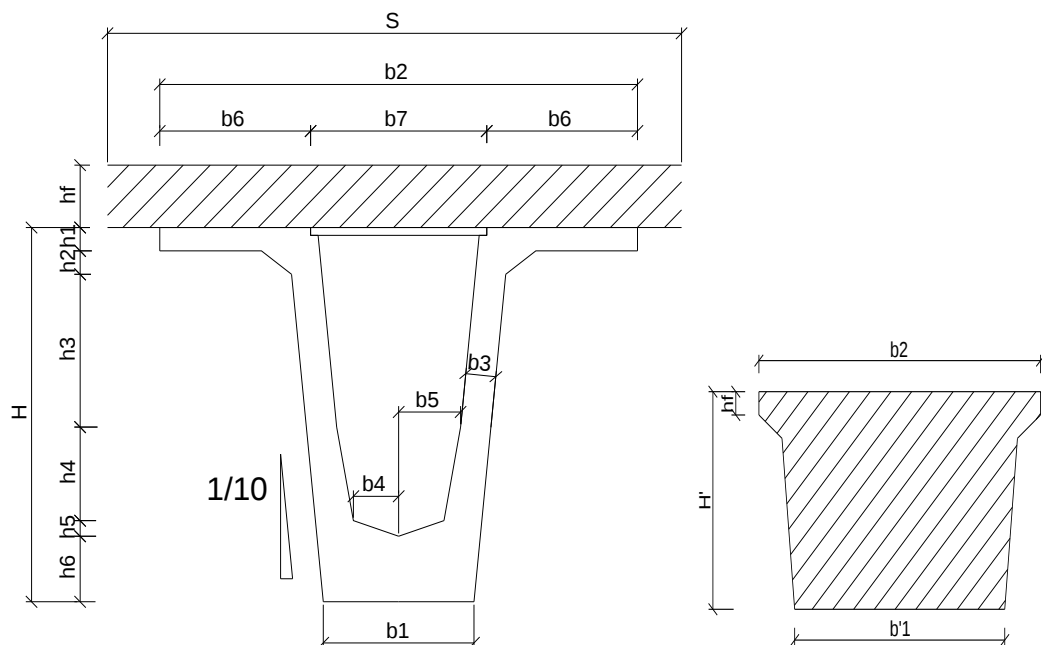
- Diện tích dầm ngang:

$$A_{dn} = 750 \times 150 + \left(\frac{750 + 1040}{2} \right) \times 150 + \left(\frac{1040 + 1140}{2} \right) \times 500 = 791750 \text{ mm}^2$$

- Dầm chủ tại đầu dầm



Hình 4.5. Cấu tạo đầu dầm chính



Chiều cao dầm (cm):

$$H = 1600 \text{ mm}$$

Chiều cao cánh dầm:

$$H' = 800 \text{ mm}$$

Chiều cao vút trên:

$$h_1 = 150 \text{ mm}$$

Chiều cao sườn

$$h_2 = 150 \text{ mm}$$

$$h_3 = 730 \text{ mm}$$

Chiều cao vút dưới:

$$h_4 = 320 \text{ mm}$$

$$h_5 = 40 \text{ mm}$$

Chiều cao bầu dưới:

$$h_6 = 210 \text{ mm}$$

Bề rộng bầu dầm dưới:

$$b_1 = 650 \text{ mm}$$

$$b'_1 = 804 \text{ mm}$$

$$b_4 = 167 \text{ mm}$$

$$b_5 = 230 \text{ mm}$$

Bề rộng của sườn:

$$b_3 = 150 \text{ mm}$$

Bề rộng bản cánh trên:

$$b_6 = 650 \text{ mm}$$

$$b_7 = 600 \text{ mm}$$

$$b_2 = 2 \times b_6 + b_7 = 1900 \text{ mm}$$

Tỉ lệ vút sườn:

$$1/10$$

Chiều cao toàn dầm (cả bản mặt cầu):

$$h = H + h_f = 1800 \text{ mm}$$

4.3. Tính toán đặc trưng hình học dầm super-t

– Xét các mặt cắt đặc trưng gồm

+ Mặt cắt tại gối

$$x_0 = 0 \text{ m}$$

+ Mặt cắt tại vị trí thay đổi tiết diện

$$x_1 = 2.1 \text{ m}$$

+ Mặt cắt tại vị trí $L_{tt}/10$

$$x_2 = 3.23 \text{ m}$$

+ Mặt cắt tại vị trí $2L_{tt}/10$

$$x_3 = 6.46 \text{ m}$$

+ Mặt cắt tại vị trí $3L_{tt}/10$

$$x_4 = 9.69 \text{ m}$$

+ Mặt cắt tại vị trí $4L_{tt}/10$

$$x_5 = 12.92 \text{ m}$$

+ Mặt cắt giữa nhịp $L_{tt}/2$

$$x_6 = 16.15 \text{ m}$$

+

4.3.1. Mặt cắt trên gối $x_0 = 0 \text{ m}$

Ta sẽ quy đổi tiết diện Super-T về tiết diện đơn giản hơn để thuận tiện cho việc tính toán.

1. Bề rộng bản cánh hữu hiệu : (điều 4.6.2.6.1).***Dầm giữa***

Bề rộng cánh hữu hiệu được lấy theo các giá trị nhỏ nhất trong các giá trị sau

Một phần tư chiều dài nhịp: $L_{tt}/4 = 8075 \text{ mm}$

Khoảng cách giữa các dầm: $S = 1950 \text{ mm}$

12 lần bề dày trung bình của bản cộng giá trị lớn hơn trong hai giá trị bề rộng sườn dầm và nửa bề rộng bản trên dầm Super Tee

$$12b_{hf} + \max(b_f/2, b_w)$$

$$h_f = 200$$

$$\rightarrow 12 \times h_f + \max(b_f/2, b_w) = 12 \times 200 + \max(b_f/2, b_w) > S = 1950 \text{ mm}$$

Nên ta chọn bề rộng bản cánh hữu hiệu là $b_e = S = 1950 \text{ mm}$.

Dầm biên

Bề rộng hữu hiệu của bản lấy bằng nửa bề rộng hữu hiệu của dầm giữa cộng giá trị nhỏ hơn trong các giá trị sau :

$$1/8L_{tt} = 1/8 \times 32300 = 4037.5 \text{ mm} > S_k$$

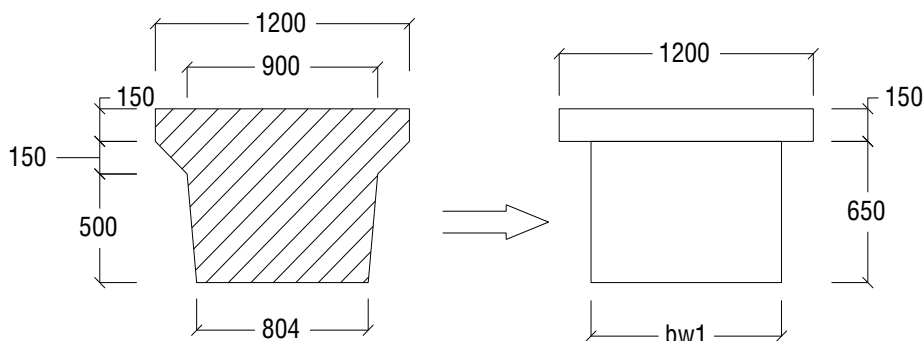
$$S_k = 950 \text{ mm}$$

$$6 \times h_f + \max(b_w/2, b_f/2) = 6 \times 200 + \max(b_w/2, b_f/2) > S_k$$

$$\Rightarrow \text{bề rộng bản cánh hữu hiệu là } b_e = 1950/2 + 900 = 1875 \text{ mm}$$

Ta chọn bề rộng bản cánh hữu hiệu là $b_f = 1875 \text{ (mm)}$ để tính cho dầm biên.

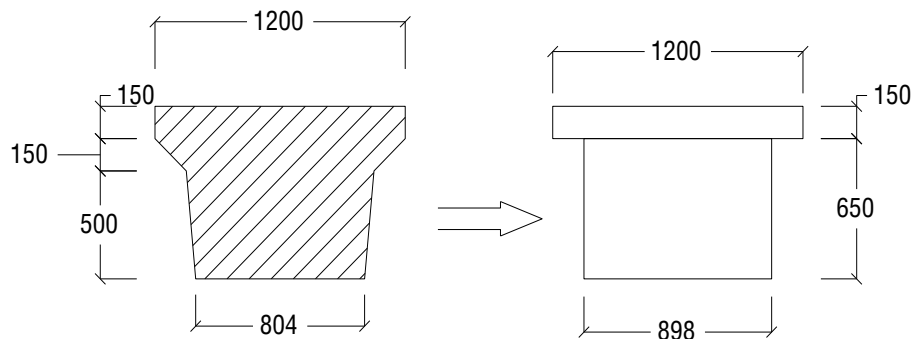
2. Tiết diện nguyên khối



Hình 4.6. Quy đổi tiết diện đầu dầm.

– Ta tính b_{w1}

$$b_{w1} = \frac{\left(\frac{1200 + 900}{2} \right) \times 150 + \left(\frac{900 + 804}{2} \right) \times 500}{650} = 897.69 \text{ mm}$$



Hình 4.7 : Tiết diện đầu dầm đã quy đổi

Diện tích nguyên khối :

$$A_0 = 1200 \times 150 + 898 \times 650 = 763700 \text{ mm}^2$$

3. Tiết diện liên hợp

– Tỷ lệ môđun đàn hồi giữa dầm chủ và bản mặt cầu

- Modun đàn hồi của dầm chủ :

$$E_{cd} = 0.043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f_{cd}} = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{50} = 38007 \text{ MPa}$$

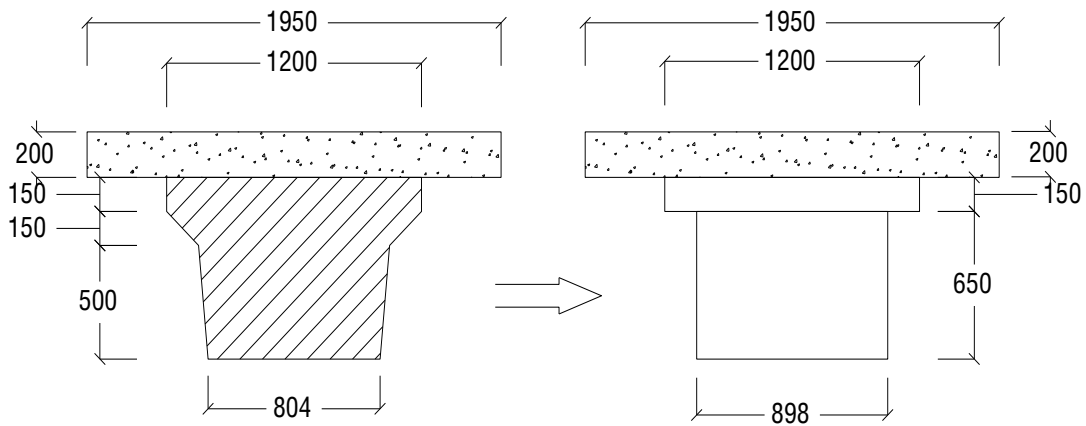
- Modun đàn hồi của bản mặt cầu :

$$E_{cd} = 0.043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f_{cd}} = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{35} = 31799 \text{ MPa}$$

Tỷ số :

$$n = \frac{E_{cb}}{E_{cd}} = \frac{31799}{38007} = 0.837$$

- Ta quy đổi theo nguyên tắc tương tự



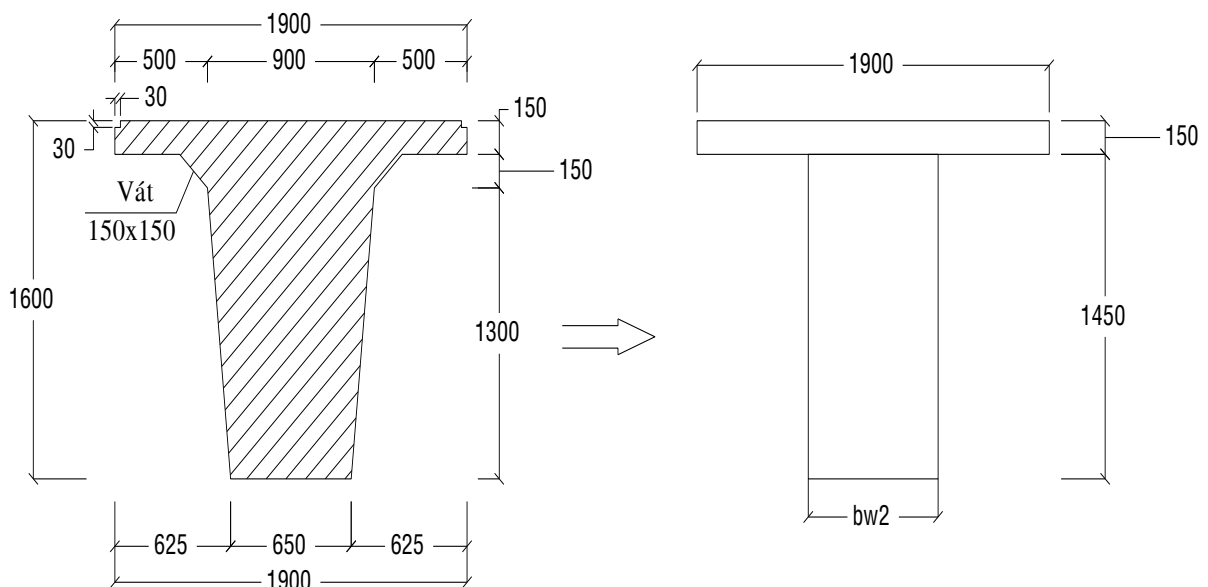
Hình 4.8. Quy đổi tiết diện liên hợp dầm dầm

- Diện tích của tiết diện liên hợp (chưa tính cáp)

$$A'_0 = n_1 \times h_f \times b_c + A_0 = 0.837 \times 200 \times 1950 + 763700 = 1090130 \text{ mm}^2$$

4.3.2. Mặt cắt tại chỗ thay đổi tiết diện $x_1 = 2.1 \text{ m}$

1. Tiết diện nguyên khối



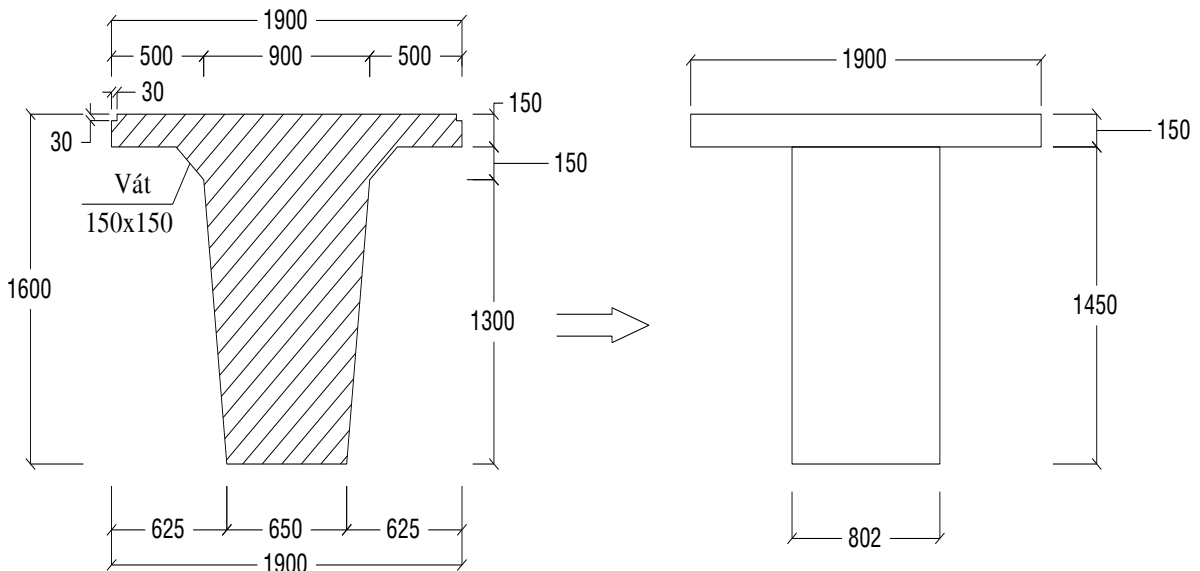
Hình 4.9. Quy đổi tiết diện tại mặt cắt thay đổi

Tính diện tích tiết diện nguyên khối:

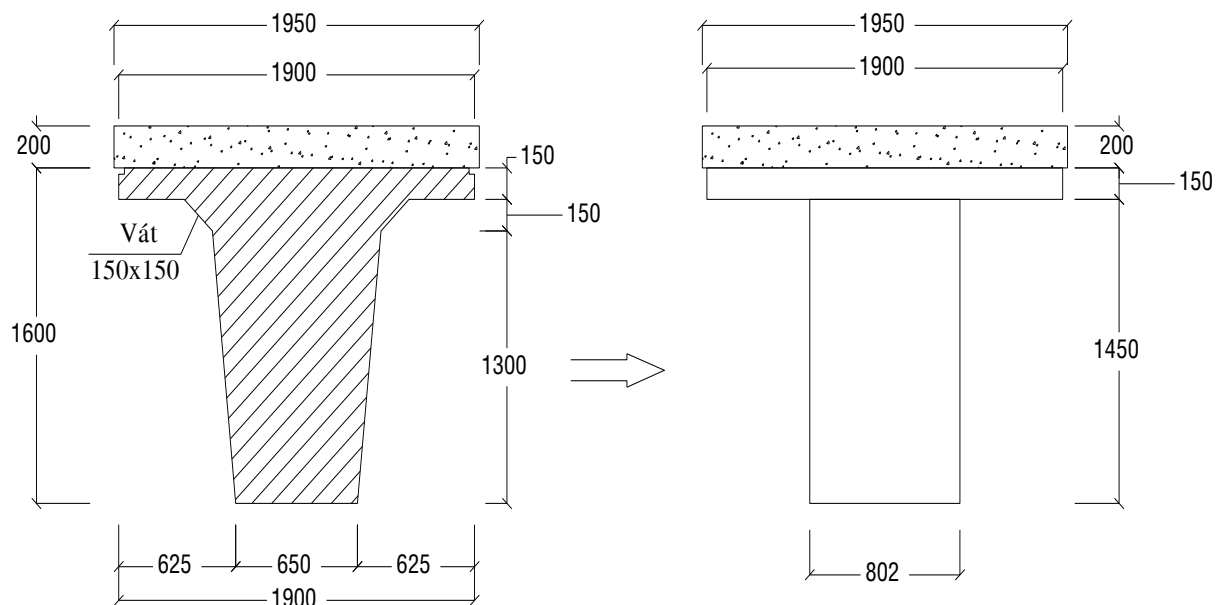
$$A_1 = 1900 \times 150 - 2 \times 30 \times 30 + \left(\frac{1200 + 900}{2} \right) \times 150 + \left(\frac{900 + 650}{2} \right) \times 1300 = 1448200 \text{ mm}^2$$

Tính b_{w2} :

$$b_{w2} = \frac{A_1 - 1900 \times 150}{1450} = \frac{1448200 - 1900 \times 150}{1450} = 802.21 \text{ mm}^2$$

**Hình 4.10. Tiết diện tại mặt cắt thay đổi đã quy đổi**

2. Tiết diện liên hợp

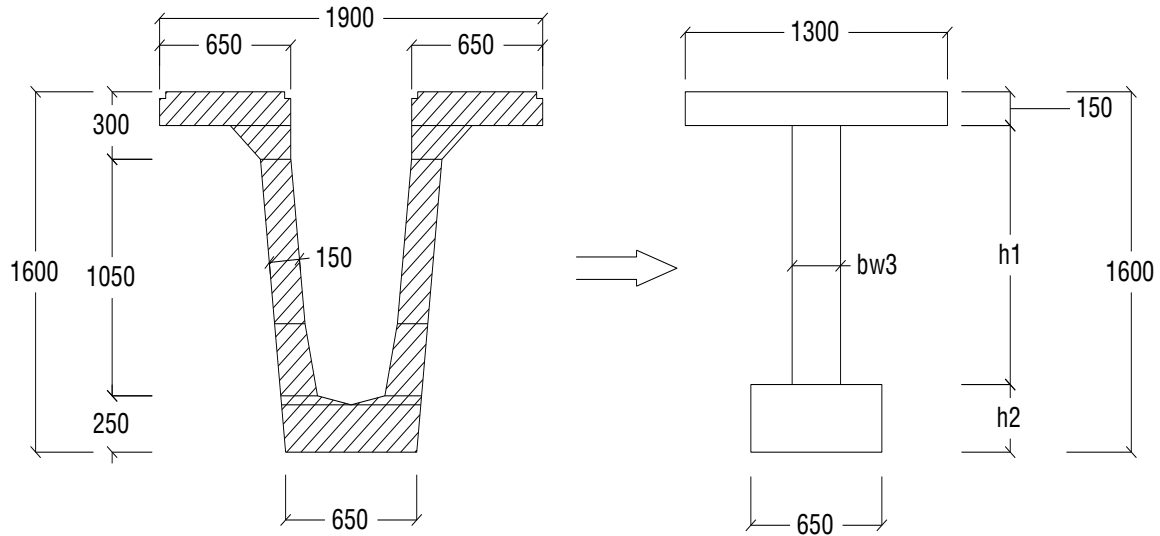
**Hình 4.11. Quy đổi tiết diện liên hợp tại mặt cắt thay đổi**

– Diện tích tiết diện liên hợp (chưa tính cáp)

$$A_{g2} = A_{g1} + n \times h_t \times S = 1448200 + 0.837 \times 200 \times 1950 = 1774630 \text{ mm}^2$$

4.3.3. Mặt cắt giữa nhịp $x_6 = 16.15 \text{ m}$

– Ta quy đổi theo nguyên tắc sau



Hình 4.12. Quy đổi tiết diện tại mặt cắt giữa nhịp

1. Tiết diện nguyên khối:

$$A_2 = A_2^1 + A_2^2 + A_2^3 + A_2^4 + A_2^5 + A_2^6$$

$$A_2^1 = 2 \times (150 \times 650 - 2 \times 30 \times 30) = 191400 \text{ mm}^2$$

$$A_2^2 = 2 \times \left(\frac{300 + 150}{2} \right) \times 150 = 67500 \text{ mm}^2$$

$$A_2^3 = 2 \times (150 \times 730) = 219000 \text{ mm}^2$$

$$A_2^4 = 2 \times \left(\frac{150 + 182}{2} \right) \times 320 = 106240 \text{ mm}^2$$

$$A_2^5 = 2 \times \left(\frac{182 + 345}{2} \right) \times 40 = 21080 \text{ mm}^2$$

$$A_2^6 = \left(\frac{650 + 690}{2} \right) \times 210 = 140700 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = 191400 + 67500 + 219000 + 106240 + 21080 + 140700 = 745920 \text{ mm}^2$$

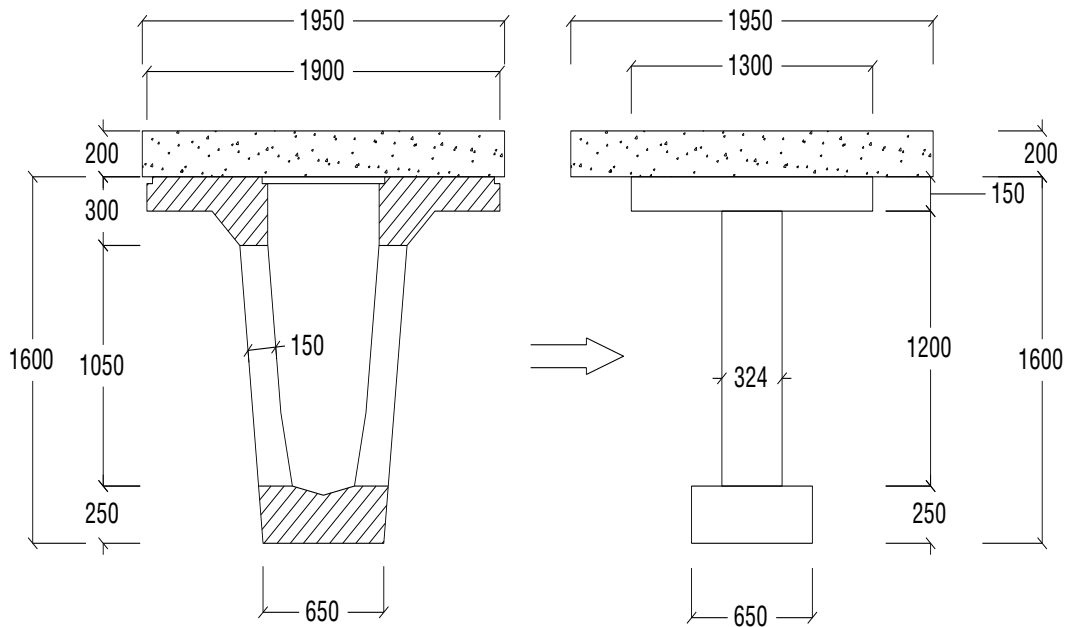
Tính h_1, b_{w3}, h_2 :

$$h_2 = \frac{A_2^5 + A_2^6}{650} = \frac{21080 + 140700}{650} = 248.89 \approx 250 \text{ mm}$$

$$h_2 = 1600 - 150 - 250 = 1200 \text{ mm}^2$$

$$b_{w3} = \frac{A_2 - 1300 \times 150 - 650 \times 250}{1200} = \frac{745920 - 195000 - 162500}{1200} = 323.68 \approx 324 \text{ mm}^2$$

2. Tiết diện liên hợp



Hình 4.13. Quy đổi tiết diện liên hợp tại mặt cắt giữa nhịp

– Diện tích tiết diện liên hợp

$$A_{g2} = A_2 + n \times h_t \times S = 745920 + 0.837 \times 200 \times 1950 = 1072350 \text{ mm}^2$$

BẢNG ĐẶC TRƯNG HÌNH HỌC TẠI TỪNG MẶT CẮT

Mặt Cắt	0	1	2	3	4	5	6
x(mm)	0	2100	3230	6460	9690	12920	16150
A (mm ²)	763700	1448200	745920	745920	745920	745920	745920
A' (mm ²)	1090130	1774630	1072350	1072350	1072350	1072350	1072350

Hệ số phân bố tải trọng

1 Hệ số làn

$$n_{lan} = 2$$

$$m_{lan} = 1$$

2 Phân bố hoạt tải theo làn đối với momen và lực cắt

$$\gamma_c = 2500 \text{ kg/cm}^3$$

Cường độ chịu nén của bê tông làm đầm: $f'_{c1} = 50 \text{ MPa}$

Modul đàn hồi của đầm:

$$E_{cd} = 0.043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f'_{c1}} = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{50} = 38007 \text{ MPa}$$

Cường độ chịu nén của bê tông bản: $f'_{c2} = 35 \text{ MPa}$

Modul đàn hồi của bản:

$$E_{cb} = 0.043 \times \gamma_{cb}^{1.5} \times \sqrt{f'_{c2}} = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{35} = 31799 \text{ MPa}$$

$$\text{Tỷ số modul đàn hồi : } n = \frac{E_{cb}}{E_{cd}} = \frac{31799}{38007} = 0.837$$

4.4. XÁC ĐỊNH NỘI LỰC TẠI CÁC MẶT CẮT ĐẶC TRƯNG**4.4.1. Xác định tĩnh tải tác dụng lên 1 dầm chủ :****1. Dầm chủ:****Đoạn dầm cắt khác:**

Diện tích tiết diện

$$A_0 = 763700 \text{ mm}^2$$

Tỷ trọng bê tông dầm chủ

$$\gamma_c = 2.5 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^3$$

Trọng lượng đoạn dầm:

$$DC_{d1} = \gamma_c \times A_{g1} \times L_{ck} \times 2 = 2.5 \times 10^{-5} \times 763700 \times 900 \times 2 = 34366.5 \text{ N}$$

Đoạn dầm đặc:

Diện tích tiết diện

$$A_1 = 1448200 \text{ mm}^2$$

Trọng lượng đoạn dầm:

$$DC_{d2} = \gamma_c \times A_{g2} \times L_{dac} \times 2 = 2.5 \times 10^{-5} \times 1448200 \times 1200 \times 2 = 86892 \text{ N}$$

Đoạn dầm còn lại:

Diện tích tiết diện

$$A_2 = 745920 \text{ mm}^2$$

Trọng lượng đoạn dầm:

$$\begin{aligned} DC_{d3} &= \gamma_c \times A_{g3} \times [L - 2 \times L_{ck} + L_{dac}] \\ &= 2.5 \times 10^{-5} \times 745920 \times [33000 - 2 \times 900 + 1200] = 537062.4 \text{ N} \end{aligned}$$

Tĩnh tải dầm chủ coi là tải trọng rải đều suốt chiều dài dầm:

$$DC'_{dc} = \frac{DC_{d1} + DC_{d2} + DC_{d3}}{L} = \frac{34366.5 + 86892 + 537062.4}{33000} = 19.95 \text{ N/mm}$$

2. Bản mặt cầu:

$$DC_{bmc}^g = \gamma_c \times A_{bmc} = \frac{\gamma_c \times B \times h_f}{N_b} = \frac{2.5 \times 10^{-5} \times 13500 \times 200}{7} = 9.64 \text{ N/mm}$$

3. Dầm ngang:

$$DC_{dn} = \gamma_c \times \frac{A_{dn} \times t_{dn} \times N_n}{N_b \times L} = 2.5 \times 10^{-5} \times \frac{791750 \times 900 \times 12}{7 \times 33000} = 0.93 \text{ N/mm}$$

4. Vách ngăn:

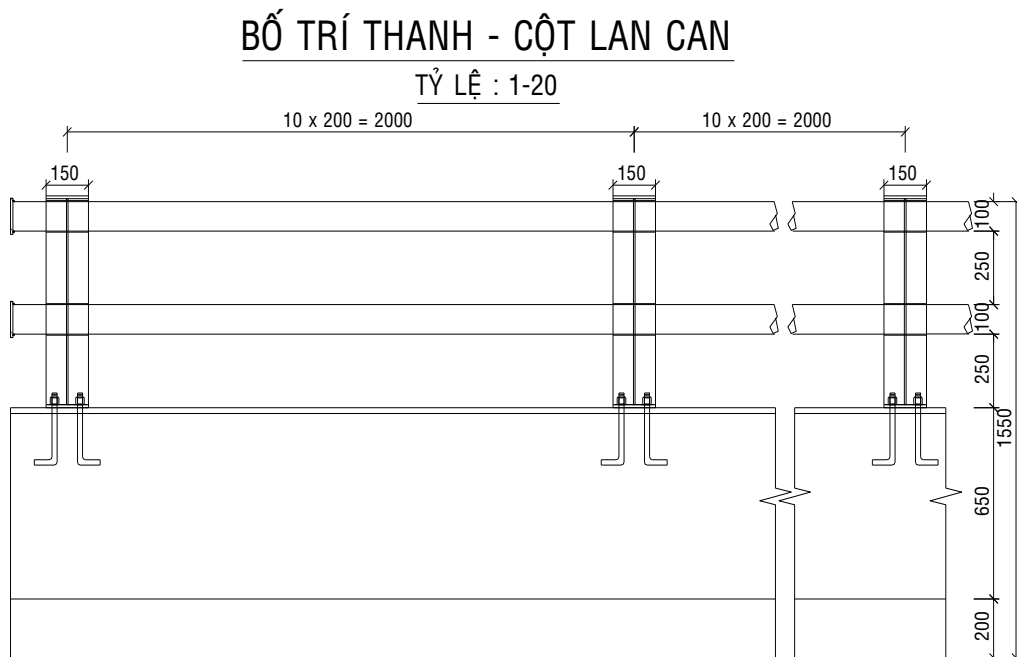
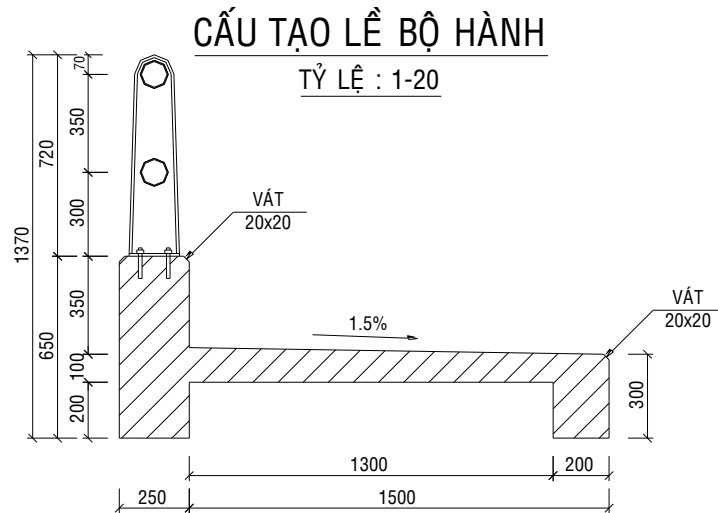
Với dầm có chiều dài 33 m, ta dùng 2 vách đứng mỏng dày 15 cm chia dầm làm 3 khoang. Vách ngăn này có tác dụng tăng độ ổn định khi cầu lắp dầm.

$$DC_{vn} = \frac{\gamma_c \times A_{vn} \times t_{vn} \times N_{vn}}{L} = \frac{2.5 \times 10^{-5} \times 682620 \times 150 \times 2}{33000} = 0.16 \text{ N/mm}$$

5. Tải trọng lan can và lề bộ hành

Ta giả thiết tải trọng lan can, lề bộ hành được quy về bó vỉa và truyền xuống dầm biên và dầm giữa là khác nhau, phần nằm ngoài bản hằng sẽ do dầm biên

chịu, còn phần nằm trong sẽ chia cho dầm biên và dầm trong chịu theo tỉ lệ khoảng cách từ điểm đặt lực đến mỗi dầm.



Hình 4.14. Cấu tạo lề bộ hành và bố trí cột lan can

- Chọn thanh lan can thép ống:
 - + Đường kính ngoài : $D = 100$ (mm)
 - + Đường kính trong : $d = 90$ (mm)
- Khoảng cách 2 cột lan can là 2000 mm
- Khối lượng riêng thép lan can: $\gamma_s = 0.785 \times 10^{-4} \text{ N/mm}^3$
- Thép cacbon số hiệu M270 cấp 250 có $f_y = 250 \text{ MPa}$

Trọng lượng thanh lan can trên 1 m dài

$$g_{DC} = \gamma_s \times \frac{D^2 - d^2}{4} \times \pi = 7.85 \times \pi \times \frac{0.1^2 - 0.09^2}{4} = 0.012 \text{ T/m}$$

Trọng lượng bản thân 1 trụ lan can:

$$P' = \gamma \times V_{\text{tlc}} + P_{\text{lk}} = 0.785 \times 10^{-4} \times V_1 + V_2 + V_3 + P_{\text{lk}}$$

V_1 : Thể tích tấm thép T_1

$$V_1 = \frac{1}{2} \times 160 + 120 \times 640 \times 10 = 896000 \text{ mm}^3$$

V_2 : Thể tích tấm thép T_2

$$V_2 = 2 \times b \times l \times h = 2 \times 150 \times 750 \times 10 = 2250000 \text{ mm}^3$$

V_3 : Thể tích tấm thép T_3

$$V_3 = b \times l \times h = 150 \times 180 \times 10 = 270000 \text{ mm}^3$$

P_{lk} : Trọng lượng ống liên kết

$$P_{\text{lk}} = 2 \times \gamma_s \times \frac{D^2 - d^2}{4} \times \pi \times l = 2 \times 0.785 \times 10^{-4} \times 3.14 \times \frac{88^2 - 78^2}{4} \times 120 = 24.55 \text{ N}$$

$$P' = \gamma_s \times V_{\text{tlc}} + P_{\text{lk}} = 0.785 \times 10^{-4} \times 896000 + 2250000 + 270000 + 24.55$$

$$= 292.71 \text{ N} = 0.293 \text{ T}$$

Với diện tích phần bê tông $A_b = 0.25 \times 0.65 + 1.3 \times 0.1 + 0.2 \times 0.3 = 0.353 \text{ m}^2$.

Thể tích tường lan can + lề bộ hành + bó vỉa $V_p = 0.353 \times 2 \times 33 = 23.30 \text{ m}^3$

Khối lượng BT lan can lề bộ hành bó vỉa: $G_{\text{cp}} = V_p \times \gamma_c = 23.30 \times 2.5 = 58.25 \text{ T}$

Các trụ cách nhau 2m, tổng số lượng là 17 trụ. Khối lượng phần tay vịn và cột lan can cho 1 nhịp : $G_{\text{tv}} = 0.012 \times 33 \times 2 \times 2 + 0.293 \times 17 \times 2 = 11.546 \text{ T}$

Tính tải do thanh lan can (đã tính ở phần lan can, tay vịn): $g_{\text{tlc}} = 0.24 \text{ N/mm}$

Trọng lượng của một cột lan can: $g_{\text{clc}} = 292.71 \text{ N}$, mỗi cột lan can cách nhau 2000mm, phân bố trên chiều dài toàn cầu (33000 mm), nên có tổng cộng 17 cột.

Suy ra tính tải do cột lan can qui về lực phân bố là:

$$g_{\text{clc}} = \frac{292.71}{33000} \times 17 = 0.15 \text{ N/mm}$$

Tính tải do lan can thép qui về lực phân bố là:

$$DC_{\text{lc}} = g_{\text{tlc}} + g_{\text{clc}} = 0.24 + 0.15 = 0.39 \text{ N/mm}$$

Tính tải bó vỉa và 1/2 lề bộ hành đã tính ở phần tải trọng tác dụng vào bản mặt cầu :

$$DC_{3-1} = DC_{\text{bvía}} + 1/2 bh = 1.5 + 1.625 = 3.125 \text{ N/mm}$$

Tính tải lan can tay vịn và một nửa lề bộ hành.

$$DC_{3-2} = DC_{\text{lc}} + DC_{\text{tuong}} + 1/2 bh = 0.39 + 4.0625 + 1.625 = 6.078 \text{ N/mm}$$

Khoảng cách từ tim dầm biên đến mép trong bó vỉa là $d_e = -850 \text{ mm}$

Dầm giữa:

$$P_{2g} = \frac{d_e - 100}{S} \times DC_{3-1} = \frac{850 - 100}{1950} \times 3.125 = 1.20 \text{ N/mm}$$

Dầm biên:

$$P_{2b} = \frac{S - d_e + 100}{S} \times DC_{3-1} = \frac{1950 - 850 + 100}{1950} \times 3.125 = 1.923 \text{ N/mm}$$

Vậy

$$\text{Dầm biên: } DC_3^b = DC_{3-2} + P_{2b} = 6.078 + 1.923 = 8.001 \text{ N/mm}$$

$$\text{Dầm giữa: } DC_3^g = P_{2g} = 1.20 \text{ N/mm}$$

Tải trọng người bộ hành:

Là tải trọng phân bố được qui định độ lớn là $3 \cdot 10^{-3} \text{ Mpa}$.

Tải trọng phân bố đều trên 1.5m vậy $W_{PL} = 3 \cdot 10^{-3} \times 1.5 = 4.5 \cdot 10^{-3} \text{ Mpa}$

6. Tính tải lớp phủ mặt cầu và tiện ích công cộng

Lớp phủ bê tông atfan

$$DW_1 = \frac{h_1 \times \gamma_1 \times B_1}{N_b} = \frac{70 \times 2.4 \times 10^{-5} \times 10000}{7} = 2.4 \text{ N/mm}$$

Lớp phòng nước

$$DW_2 = \frac{h_2 \times \gamma_2 \times B_1}{N_b} = \frac{5 \times 1.8 \times 10^{-5} \times 10000}{7} = 0.13 \text{ N/mm}$$

Lớp mũi luyến

$$DW_3 = \frac{h_{tb} \times \gamma_2 \times B_1}{N_b} = \frac{60 \times 2.5 \times 10^{-5} \times 10000}{7} = 2.14 \text{ N/mm}$$

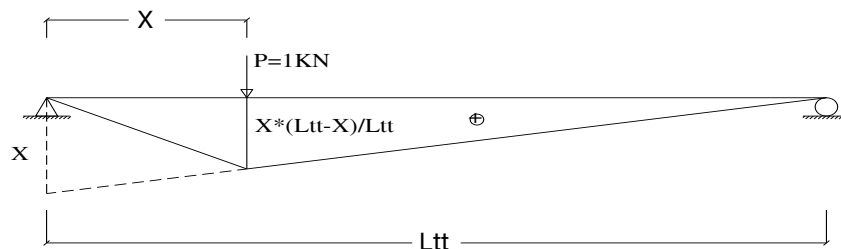
Tiện ích và trang thiết bị trên cầu

$$DW_4 = 0.05 \text{ N/mm}$$

$$\text{Vậy: } DW = DW_1 + DW_2 + DW_3 + DW_4 = 2.4 + 0.13 + 2.14 + 0.05 = 4.72 \text{ N/mm}$$

4.4.2. Nội lực do tĩnh tải (chưa có hệ số)

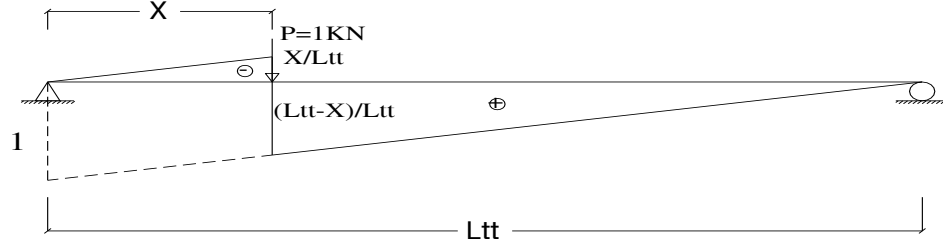
1. Đường ảnh hưởng mômen M_x



Hình 4.15. Đường ảnh hưởng mômen tại mặt cắt bất kỳ

$$\omega_M = \frac{1}{2} * L_{tt} * \left(\frac{X * (L_{tt} - X)}{L_{tt}} \right) = \frac{X * (L_{tt} - X)}{2}$$

2. Đường ảnh hưởng lực cắt



Hình 4.16. Đường ảnh hưởng lực cắt tại vị trí bất kỳ

$$\omega_Q^- = \frac{X^2}{2L_{tt}}$$

$$\omega_Q^+ = \frac{(L_{tt} - X)^2}{2L_{tt}}$$

Nội lực do tĩnh tải (không hệ số)

Tĩnh tải 1 $G_I = DC_{dc} + DC_{vn} + DC_{dn} + DC_{bmc}$							
Tiết diện	$\omega_M (mm^2)$	$\omega_Q^- (mm)$	$\omega_Q^+ (mm)$	$\Sigma \omega_Q (mm)$	G_I	$M_{tl} (N.mm)$	$V_{tl} (N)$
Gối $x=0$	0	0	+16150	+16150	30.68 N/mm	0	495482
$x=2.1$	3171000 0	-68.27	+14118.27	+14050		972862800	431054
$x=3.23$	4694805 0	-161.5	+13081.5	+12920		1440366174	396385.6
$x=6.46$	8346320 0	-646	+10336	+9690		2560650976	297289.2
$x=9.69$	1095454 50	-1453.5	+7913.5	+6460		3360854406	198192.8
$x=12.9$ 2	1251948 00	-2584	+5814	+3230		3840976464	99096.4
$x=16.1$ 5	1304112 50	-4037.5	+4037.5	0		4001017150	0

Tính tải 2 $G_{lc}^b = DC_3^b$ (tính cho dầm biên)							
Tiết diện	$\omega_M(\text{mm}^2)$	$\omega_Q^-(\text{mm})$	$\omega_Q^+(\text{mm})$	$\Sigma\omega_Q$ (mm)	G_{lc}^b	M_{lc}^b (N.mm)	V_{lc}^b (N)
Gối x=0	0	0	+16150	+16150	8 N/mm	0	129200
x=2.1	31710000	- 68.27	+14118.27	+14050		253680000	112400
x=3.23	46948050	-161.5	+13081.5	+12920		375584400	103360
x=6.46	83463200	-646	+10336	+9690		667705600	77520
x=9.69	109545450	- 1453.5	+7913.5	+6460		876363600	51680
x=12.9 2	125194800	-2584	+5814	+3230		1001558400	25840
x=16.1 5	130411250	- 4037.5	+4037.5	0		1043290000	0

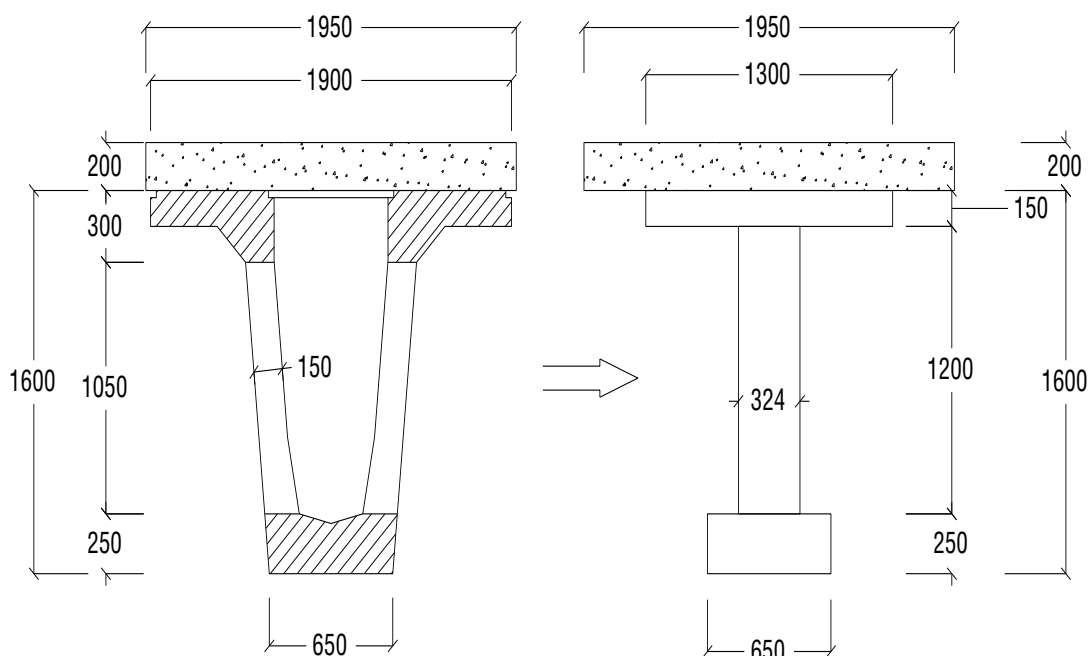
Tính tải 2 $G_{lc}^g = DC_3^g$ (tính cho dầm giữa)							
Tiết diện	$\omega_M(\text{mm}^2)$	$\omega_Q^-(\text{mm})$	$\omega_Q^+(\text{mm})$	$\Sigma\omega_Q$ (mm)	G_{lc}^g	M_{lc}^g (N.mm)	V_{lc}^g (N)
Gối x=0	0	0	+16150	+16150	1.2 N/m m	0	19380
x=2.1	31710000	- 68.27	+14118.27	+14050		38052000	16860
x=3.23	46948050	-161.5	+13081.5	+12920		56337660	15504
x=6.46	83463200	-646	+10336	+9690		100155840	11628
x=9.69	109545450	- 1453.5	+7913.5	+6460		131454540	7752
x=12.9 2	125194800	-2584	+5814	+3230		150233760	3876
x=16.1 5	130411250	- 4037.5	+4037.5	0		156493500	0

Tính tải 2 $G_{lp}=DW$							
Tiết diện	$\omega_M(\text{mm}^2)$	$\omega_Q^-(\text{mm})$	$\omega_Q^+(\text{mm})$	$\Sigma\omega_Q(\text{mm})$	G_{lp}	$M_{lp}(\text{N.mm})$	$V_{lp}(\text{N})$
Gối $x=0$	0	0	+16150	+16150	4.72 N/m m	0	76228
$x=2.1$	31710000	- 68.27	+14118.27	+14050		149671200	66316
$x=3.23$	46948050	-161.5	+13081.5	+12920		221594796	60982.4
$x=6.46$	83463200	-646	+10336	+9690		393946304	45736.8
$x=9.69$	109545450	-1453.5	+7913.5	+6460		517054524	30491.2
$x=12.92$	125194800	-2584	+5814	+3230		590919456	15245.6
$x=16.15$	130411250	-4037.5	+4037.5	0		615541100	0

4.5. Tính hệ số phân phối nội lực do hoạt tải

4.5.1. Tính đặc trưng hình học tiết diện dầm chủ

1. Đặc trưng hình học dầm chủ



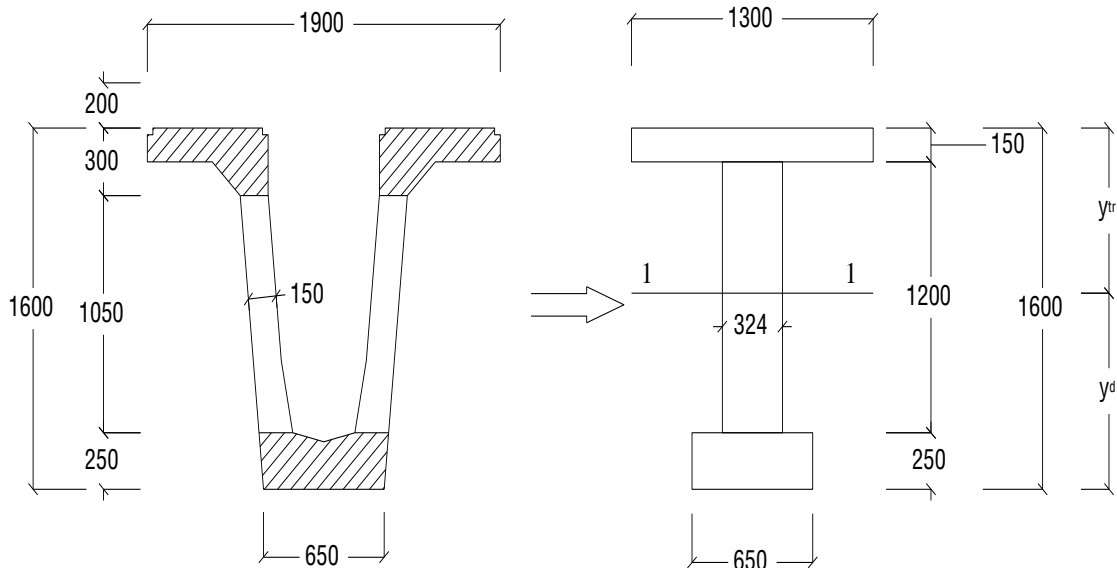
Diện tích dầm:

$$A_g = 1300 \times 150 + 1200 \times 324 + 250 \times 650 = 746300 \text{ mm}^2$$

Mômen tĩnh với đáy S_d^{mt} :

$$S_d^{mt} = 1300 \times 150 \times \left(1600 - \frac{150}{2}\right) + 1200 \times 324 \times \left(250 + \frac{1200}{2}\right) + 650 \times \frac{250^2}{2}$$

$$= 648167500 \text{ mm}^3$$



$$y_1^d = \frac{S_d^{mt}}{A_g} = \frac{648167500}{746300} = 868.5 \text{ mm}$$

$$y_1^{tr} = 1600 - y_1^d = 1600 - 868.5 = 731.5 \text{ mm}$$

Tính mômen quán tính dầm chủ I_g :

$$I_g = B_c \times \frac{t_c^3}{12} + B_c \times t_c \times \left(y_1^{tr} - \frac{t_c}{2}\right)^2 + t_w \times \frac{H_s^3}{12} + t_w \times H_s \times \left(y_1^{tr} - \frac{H_s}{2}\right)^2$$

$$+ B_t \times \frac{t_t^3}{12} + B_t \times t_t \times \left(y_1^d - \frac{t_t}{2}\right)^2$$

$$= 1300 \times \frac{150^3}{12} + 1300 \times 150 \times \left(731.5 - \frac{150}{2}\right)^2 + 324 \times \frac{1200^3}{12} + 324 \times 1200 \times \left(731.5 - \frac{1200}{2}\right)^2$$

$$+ 650 \times \frac{250^3}{12} + 650 \times 250 \times \left(868.5 - \frac{250}{2}\right)^2 = 2.28 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

2. Đặc trưng hình học của bản bê tông mặt cầu**Diện tích:**

$$A_b = B_s \times t_s = 1950 \times (200 - 15) = 360750 \text{ mm}^2$$

Mômen quán tính bản bê tông:

$$I_b = \frac{B_s \times t_s^3}{12} = \frac{1950 \times 185^3}{12} = 1028889063 \text{ mm}^4$$

3. Đặc trưng hình học tiết diện liên hợp

Hệ số

$$n = \frac{E_d}{E_b} = \frac{38007}{31799} = 1.2$$

Diện tích

$$A_c = A_g + \frac{A_b}{n} = 746300 + \frac{360750}{1.2} = 1046925 \text{ mm}^2$$

Mômen tĩnh với trục 1-1:

$$S_{1-1}^{mt} = \frac{1}{n} \times A_b \times \left(y_1^{tr} + \frac{t_s}{2} \right) = \frac{1}{1.2} \times 360750 \times \left(731.5 + \frac{185}{2} \right) = 247715000 \text{ mm}^3$$

Vị trí trục 2-2:

$$C_1 = \frac{S_{1-1}^{mt}}{A_c} = \frac{247715000}{1046925} = 236.5 \text{ mm}$$

$$y_2^d = y_1^d + C_1 = 868.5 + 236.5 = 1105 \text{ mm}$$

$$y_2^{tr} = H - y_2^d = 1600 - 1105 = 495 \text{ mm}$$

$$y_{b2}^d = y_2^{tr} + \frac{t_s}{2} = 495 + \frac{185}{2} = 587.5 \text{ mm}$$

$$y_{b2}^{tr} = y_2^{tr} + t_s = 495 + 185 = 680 \text{ mm}$$

Mômen quán tính tiết diện liên hợp:

$$\begin{aligned} I_c &= I_g + A_g \times C_1^2 + \frac{1}{n} \times \left(I_b + A_b \times \left(y_2^{tr} + \frac{t_s}{2} \right)^2 \right) \\ &= 2.28 \times 10^{11} + 746300 \times 236.5^2 + \frac{1}{1.2} \times \left(1028889063 + 360750 \times \left(495 + \frac{185}{2} \right)^2 \right) \\ &= 3.74 \times 10^{11} \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

4.5.2. Tính hệ số phân phối Mômen mg_M

1. Dầm trong

a) Một làn chất tải:

$$mg_M^{SI} = 0.06 + \left(\frac{S}{4300} \right)^{0.4} \times \left(\frac{S}{L} \right)^{0.3} \times \left(\frac{K_g}{L \times t_s^3} \right)^{0.1}$$

$$S = 1950 \text{ mm}$$

$$L = 32300 \text{ mm}$$

$$t_s = 185 \text{ mm}$$

$$e_g = y_{b2}^d = 587.5 \text{ mm}$$

$$n = 1.2$$

$$K_g = n \times I_g + A_g \times e_g^2 = 1.2 \times 2.28 \times 10^{11} + 746300 \times 587.5^2 = 5.83 \times 10^{11} \text{ mm}^4$$

$$mg_M^{SI} = 0.06 + \left(\frac{1950}{4300} \right)^{0.4} \times \left(\frac{1950}{32300} \right)^{0.3} \times \left(\frac{5.83 \times 10^{11}}{32300 \times 185^3} \right)^{0.1} = 0.41$$

b) Hai hay nhiều làn xe chất tải

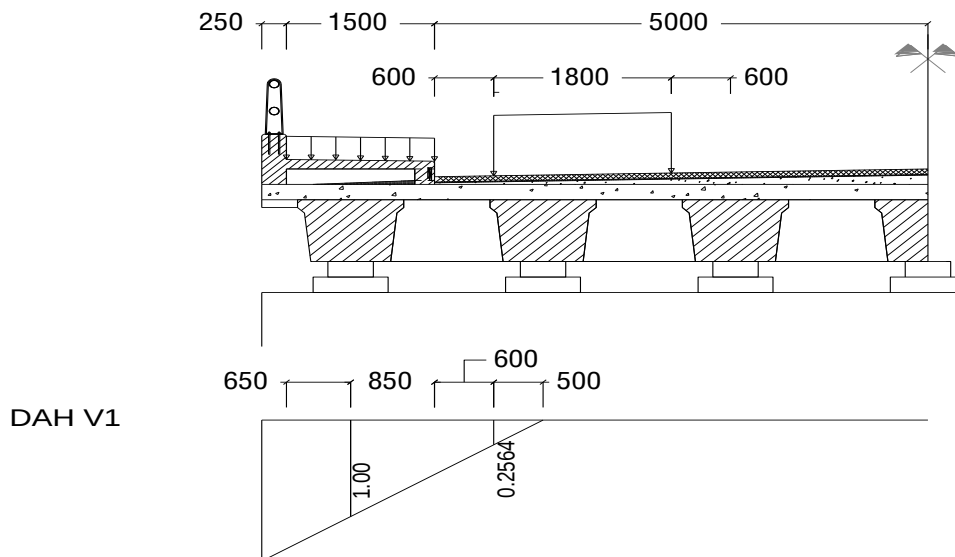
$$mg_M^{MI} = 0.075 + \left(\frac{S}{2900} \right)^{0.6} \times \left(\frac{S}{L} \right)^{0.2} \times \left(\frac{K_g}{L \times t_s^3} \right)^{0.1}$$

$$= 0.075 + \left(\frac{1950}{2900} \right)^{0.6} \times \left(\frac{1950}{32300} \right)^{0.2} \times \left(\frac{5.83 \times 10^{11}}{32300 \times 185^3} \right)^{0.1} = 0.57$$

2. Dầm ngoài

a) Một làn xe chất tải

Tính mg theo phương pháp đòn bẩy



$$y_1 = 0.2564$$

Hệ số phân phối mômen có kể đến hệ số làn $m=1.2$

$$mg_M^{SE} = 1.2 \times 0.5 \times y = 1.2 \times 0.5 \times 0.2564 = 0.154$$

b) Hai hay nhiều làn xe chất tải

$$mg_M^{SE} = mg_M^{MI} \times e$$

$$e = 0.77 + \frac{d_c}{2800} \geq 1$$

Với d_c khoảng cách từ dầm ngoài đến mép trong của bó vữa $d_c = -850$ mm

$$e = 0.77 - \frac{850}{2800} = 0.466 < 1$$

Chọn $e = 1 \rightarrow mg_M^{ME} = 0.57 \times 1 = 0.57$

4.5.3. Tính hệ số phân phối lực cắt mg_v

1. Dầm trong.

a) Một làn xe chất tải

$$mg_v^{SI} = 0.36 + \frac{S}{7600} = 0.36 + \frac{1950}{7600} = 0.62$$

b) Hai làn xe chất tải trở lên

$$mg_v^{MI} = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^2 = 0.2 + \frac{1950}{3600} - \left(\frac{1950}{10700} \right)^2 = 0.71$$

2. Dầm ngoài.

a) Một làn xe chất tải (tính theo phương pháp đòn bẩy)

$$mg_v^{SE} = mg_M^{SE} = 0.154$$

b) Hai làn xe chất tải trở lên

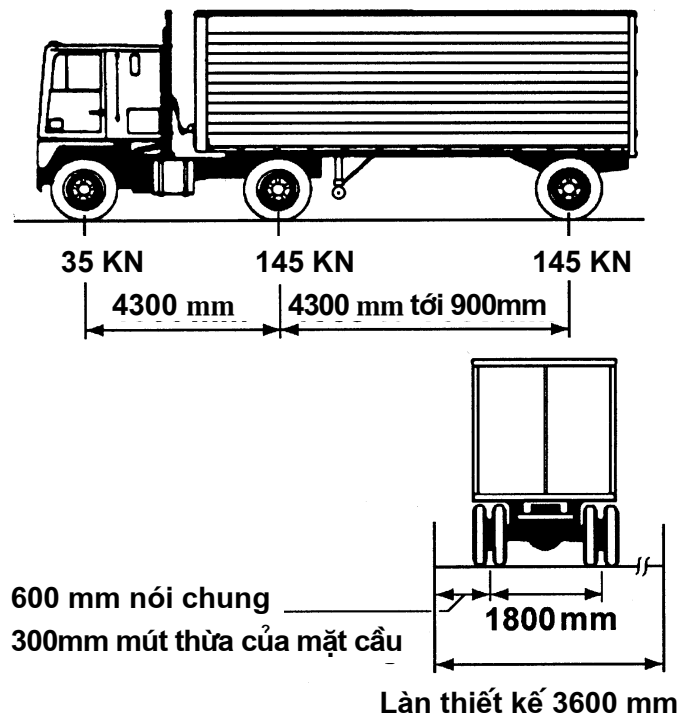
$$e = 0.6 + \frac{d_c}{3000} = 0.6 - \frac{850}{3000} = 0.32$$

$$mg_v^{ME} = e \times mg_v^{MI} = 0.32 \times 0.71 = 0.23$$

4.6. Hoạt tải HL93

4.6.1. Xe tải thiết kế

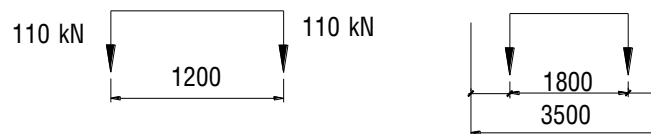
- Xe tải thiết kế: gồm trục trước nặng 35 KN , hai trục sau mỗi trục nặng 145KN, khoảng cách giữa 2 trục trước là 4300mm, khoảng cách hai trục sau thay đổi từ 4300 – 9000 mm sao cho gây ra nội lực lớn nhất, theo phương ngang khoảng cách giữa hai bánh xe là 1800mm.



Hình 4.17. Đặc trưng xe tải thiết kế

4.6.2. Xe hai trục thiết kế

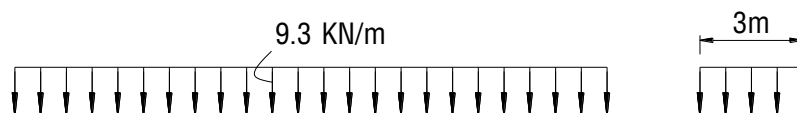
- Xe hai trục: gồm có hai trục, mỗi trục nặng 110kN, khoảng cách giữa hai trục không đổi là 1200mm, theo phương ngang khoảng cách giữa hai bánh xe là 1800mm



Hình 4.18. Đặc trưng xe 2 trục thiết kế

4.6.3. Tải trọng làn

- Tải trọng làn: bao gồm tải trọng rải đều 9.3N/mm. xếp theo phương dọc cầu, theo phương ngang cầu tải trọng này phân bố theo chiều rộng 3000mm, tải trọng làn có thể xe dịch theo phương ngang để gây ra nội lực lớn nhất.



Hình 4.19. Đặc trưng tải trọng làn thiết kế

4.6.4. Tải trọng người đi bộ

- Là tải trọng phân bố được qui định độ lớn là $3 \cdot 10^{-3}$ Mpa.

4.6.5. Tải trọng xung kích

- Là tải trọng đưa vào tải trọng xe 3 trục hay xe hai trục lấy bằng 25% tại trọng của mỗi xe.

4.7. Đường ảnh hưởng mômen và lực cắt tại các mặt cắt đặc trưng**4.7.1. Các mặt cắt đặc trưng**

- + Mặt cắt tại gối $x_0 = 0 \text{ m}$
- + Mặt cắt tại vị trí thay đổi tiết diện $x_1 = 2.1 \text{ m}$
- + Mặt cắt tại vị trí $L_{tt}/10$ $x_2 = 3.23 \text{ m}$
- + Mặt cắt tại vị trí $2L_{tt}/10$ $x_3 = 6.46 \text{ m}$
- + Mặt cắt tại vị trí $3L_{tt}/10$ $x_4 = 9.69 \text{ m}$
- + Mặt cắt tại vị trí $4L_{tt}/10$ $x_5 = 12.92 \text{ m}$
- + Mặt cắt giữa nhịp $L_{tt}/2$ $x_6 = 16.15 \text{ m}$

1. Xác định nội lực tại các mặt cắt đặc trưng

Tại mặt cắt giữa nhịp: $x_5 = 16.15 \text{ m}$

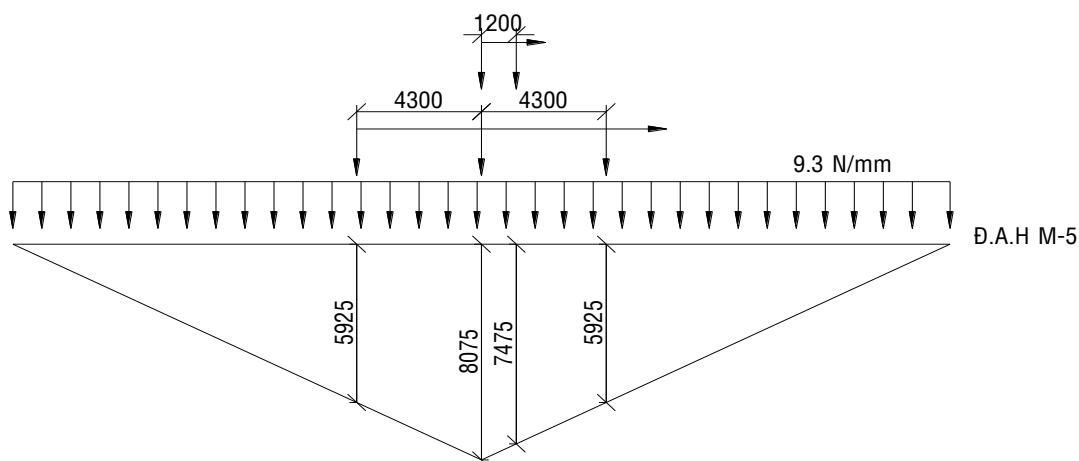
Chiều dài nhịp tính toán $L_{tt} = 32.3 \text{ m}$

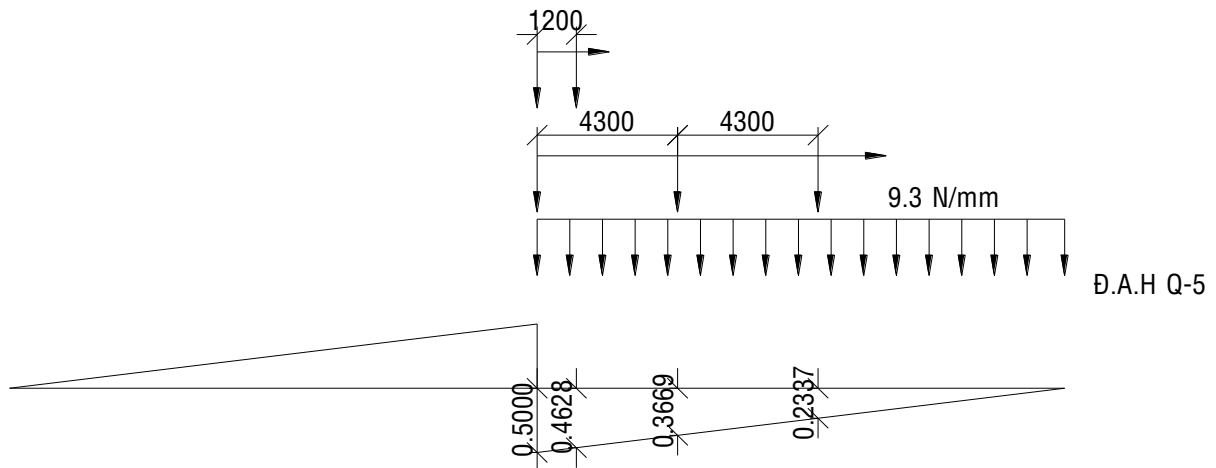
Tải trọng người bộ hành (PL): $w_{PL} = 4.5 \text{ N/mm}$

Tải trọng làn: $w_{lan} = 9.3 \text{ N/mm}$

Hệ số phân bố tải trọng theo phương ngang:

		Xe tải thiết kế	Tải trọng làn	Tải trọng người
Dầm giữa	Momen	0.57	0.57	0.57
	Lực cắt	0.71	0.71	0.71
Dầm biên	Momen	0.57	0.57	0.57
	Lực cắt	0.23	0.23	0.23

a Vẽ đường ảnh hưởng M, V



Hình 4.20. Xếp tải trên đường ảnh hưởng momen, lực cắt tại mặt cắt giữa dầm.

Đường ảnh hưởng M có: $y = 8075$

Diện tích đường ảnh hưởng mômen

$$\Omega_M = L_{tt} \times \frac{y}{2} = 32300 \times \frac{8075}{2} = 130411250 \text{ mm}^2$$

Đường ảnh hưởng V có: $y' = 0.5$

$$y'' = 0.5$$

Diện tích đường ảnh hưởng lực cắt

$$\Omega_{V+} = L_{tt} - x \times \frac{y''}{2} = 32300 - 16150 \times \frac{0.5}{2} = 4037.5$$

$$\Omega_{V-} = x \times \frac{y'}{2} = 16150 \times \frac{0.5}{2} = 4037.5$$

Nội lực do hoạt tải

Xe 3 trục

$$M_{truck}^E = \sum P_i \times y_i = 145000 \times 5925 + 145000 \times 8075 + 35000 \times 5925 = 2237375000 \text{ Nmm}$$

$$V_{truck}^E = \sum P_i \times y_i' = 145000 \times 0.5 + 145000 \times 0.3669 + 35000 \times 0.2337 = 133880 \text{ N}$$

Xe 2 trục

$$M_{tan\text{dem}}^E = \sum P_i \times y_i = 110000 \times 8075 + 110000 \times 7475 = 1710500000 \text{ Nmm}$$

$$V_{tan\text{dem}}^E = \sum P_i \times y_i' = 110000 \times 0.5 + 110000 \times 0.4628 = 105908 \text{ N}$$

Tải trọng làn

Theo 3.6.1.2.4, tải trọng làn rải đều suốt chiều dài dầm cầu và có độ lớn là 9.3 N/mm.

Momen do tải trọng làn gây ra tại các mặt cắt xác định bằng phương pháp đường ảnh hưởng : nhân giá trị độ lớn tải trọng làn với diện tích đường ảnh hưởng momen.

$$M_{làn} = w_{làn} \times \Omega_M = 9.3 \times 130411250 = 1212824625 \text{ Nmm}$$

Lực cắt do tải trọng làn gây ra tại các mặt cắt xác định bằng phương pháp đường ảnh hưởng : nhân giá trị độ lớn tải trọng làn với diện tích dương đường ảnh hưởng lực cắt.

$$V_{\text{làn}} = w_{\text{làn}} \times \Omega_{V(+)} = 9.3 \times 4037.5 = 37549 \text{ Nmm}$$

Tải trọng người bộ hành

Tải trọng người bộ hành phân bố đều trên toàn bộ bề rộng 1500 mm của lề bộ hành và kéo dài đến hết chiều dài nhịp dầm. Ta chuyển từ tải trọng phân bố trên diện tích thành tải trọng phân bố theo phương dọc cầu, bằng cách nhân giá trị độ lớn với 1500 mm. Được giá trị độ lớn phân bố trên chiều dài.

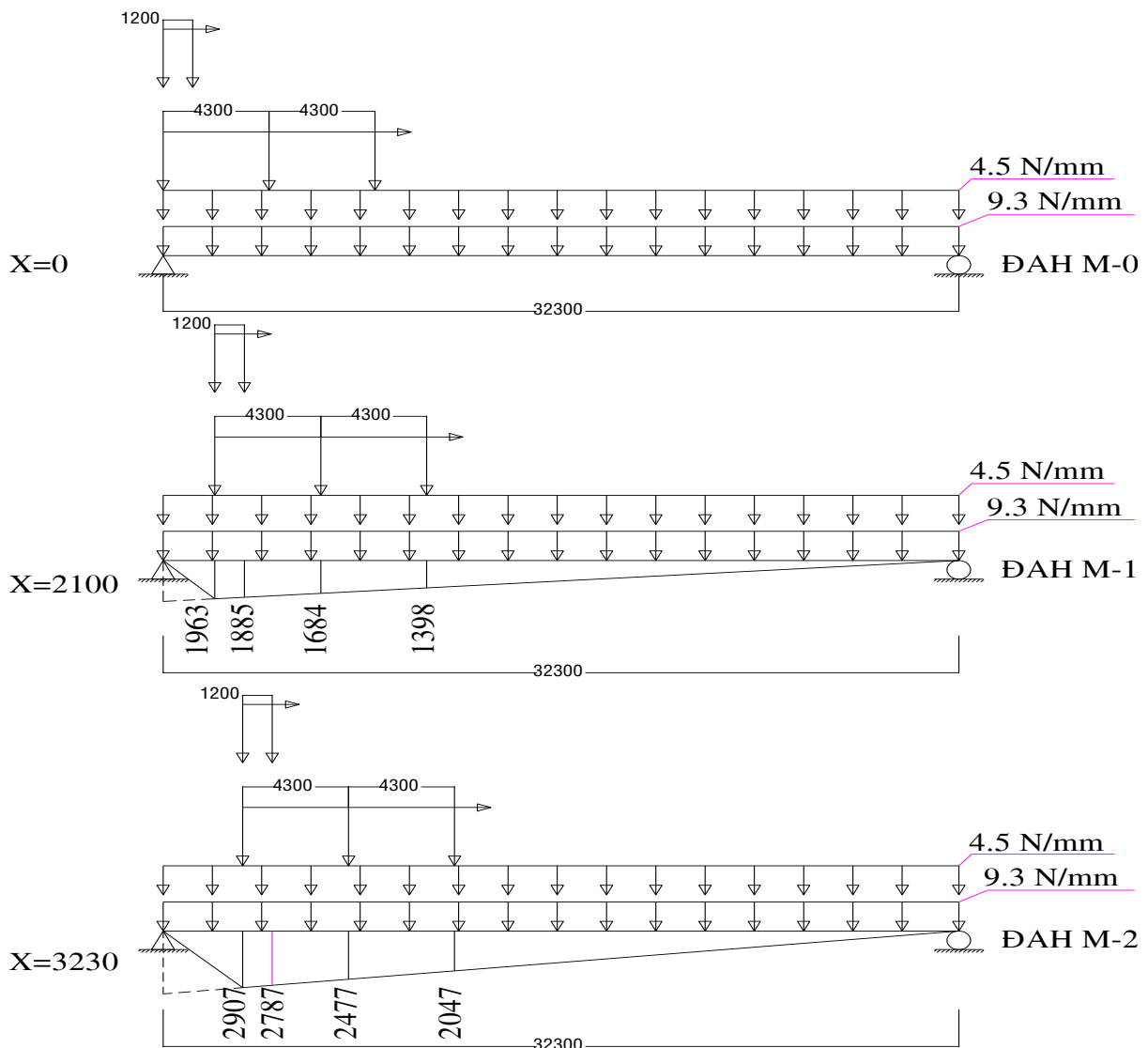
Tính toán momen và lực cắt tương tự tải trọng làn :

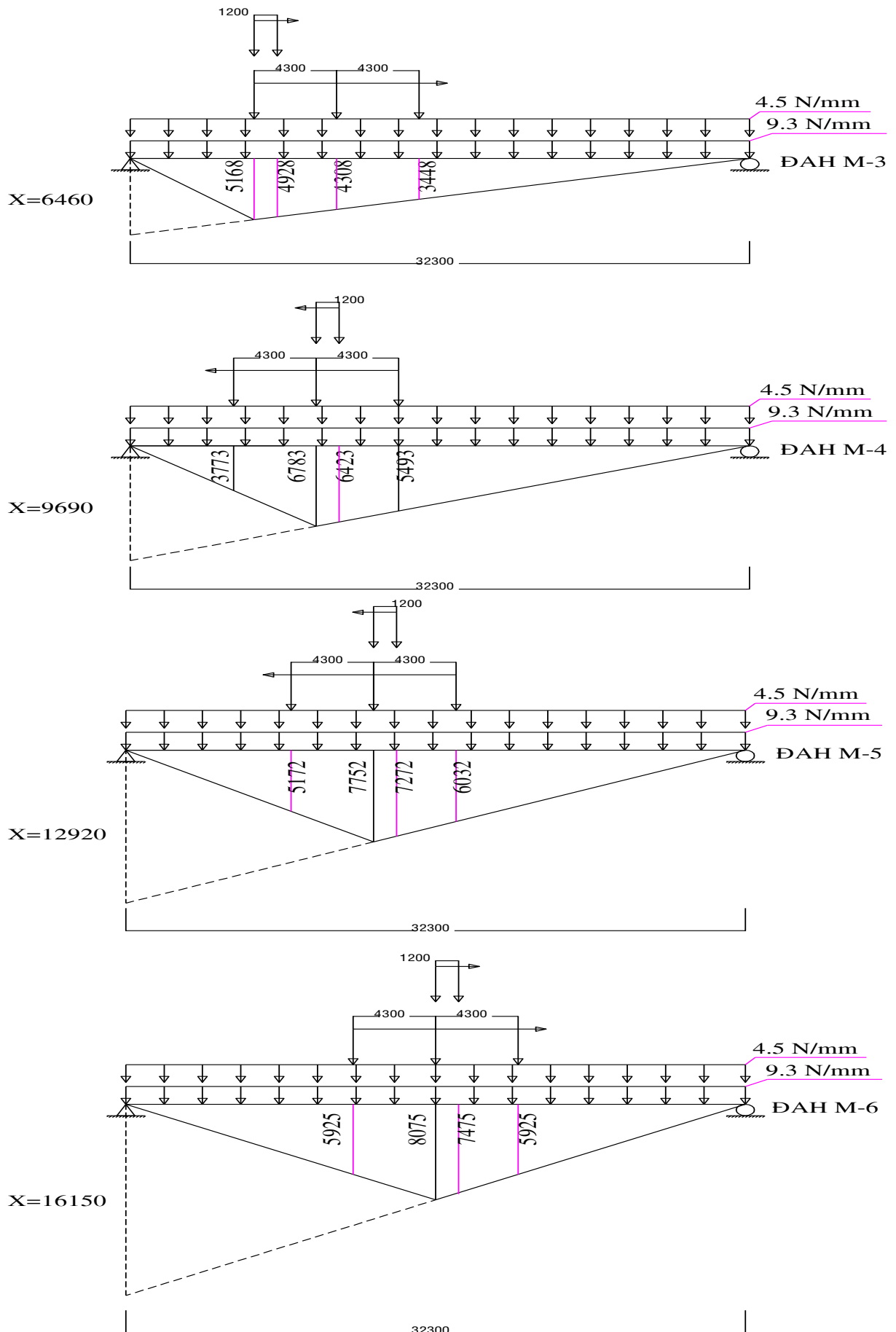
$$M_{\text{PL}}^E = w_{\text{PL}} \times \Omega_M = 4.5 \times 130411250 = 586850625 \text{ Nmm}$$

$$V_{\text{PL}}^E = w_{\text{PL}} \times \Omega_{V(+)} = 4.5 \times 4037.5 = 18169 \text{ Nmm}$$

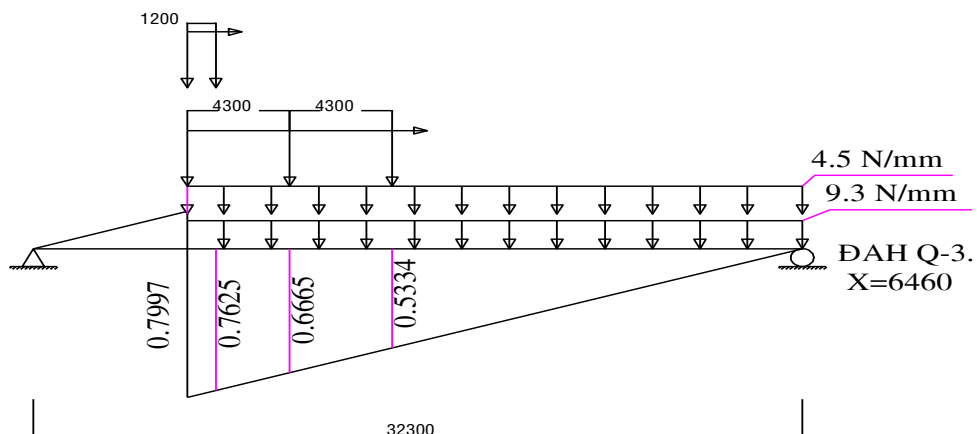
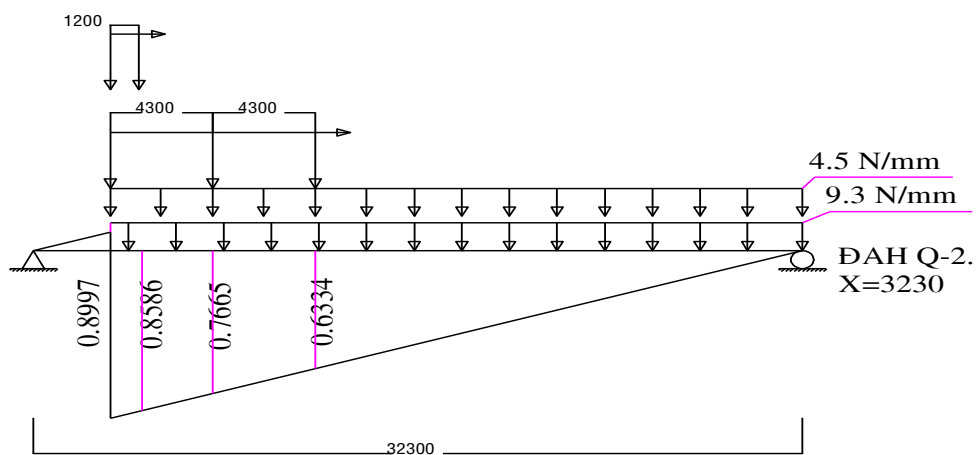
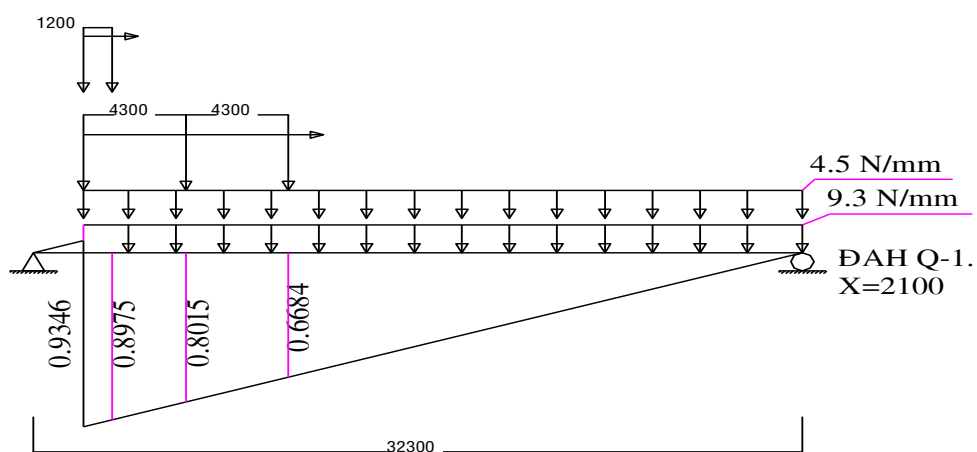
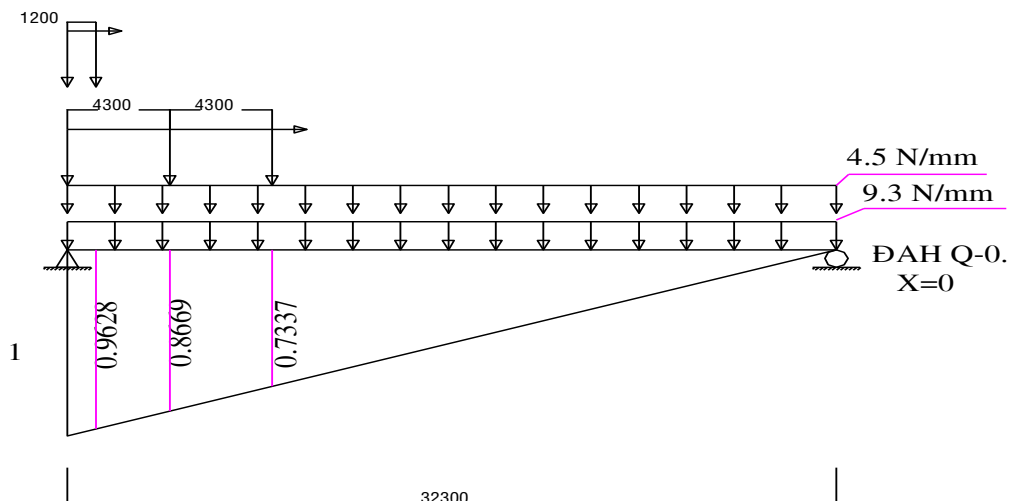
Tính toán tương tự cho các mặt cắt còn lại ta được bảng kết quả.

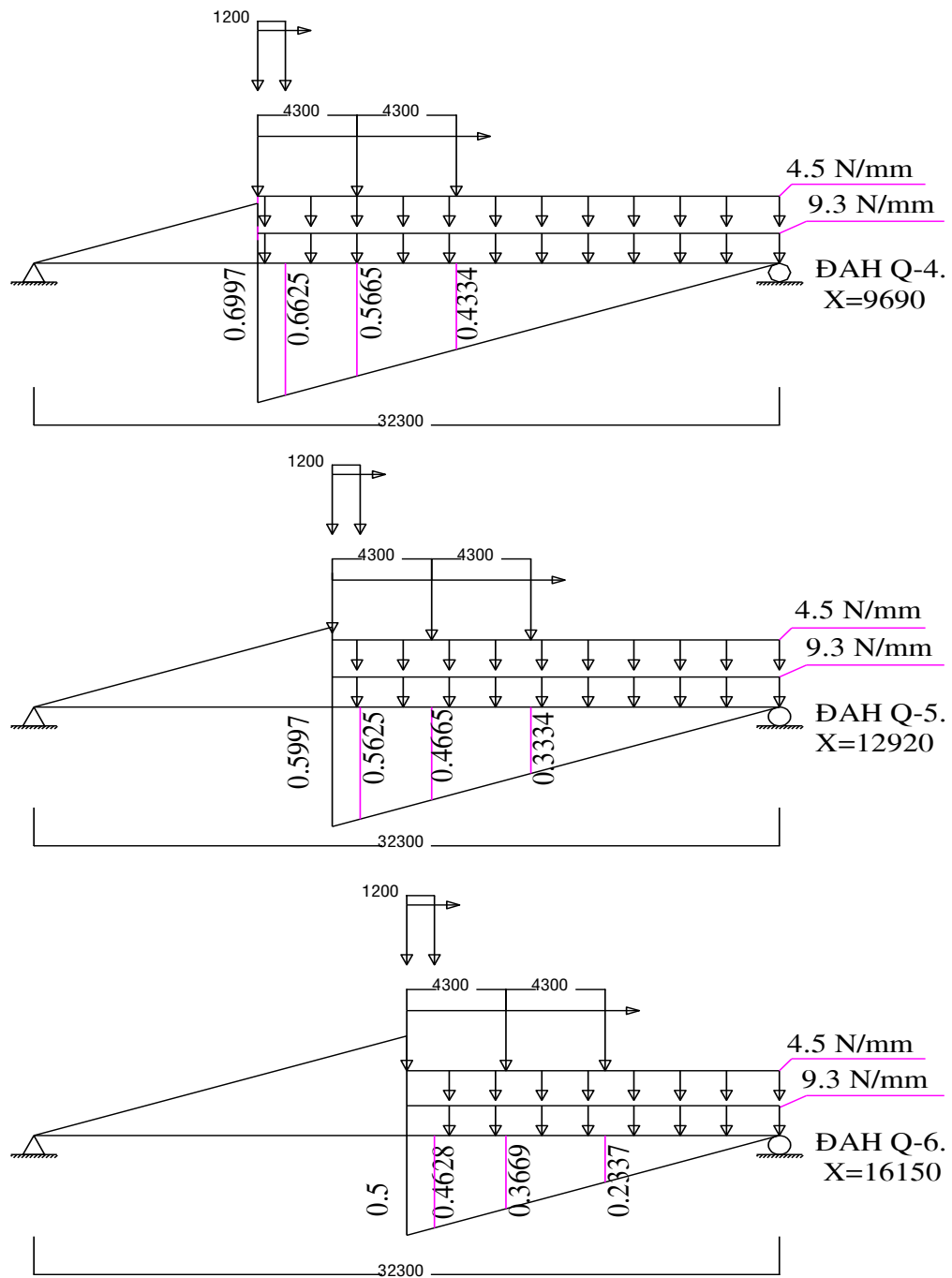
Đường ảnh hưởng momen tại các mặt cắt





Hình 4.21. Xếp tải trên đường ảnh hưởng momen tại các mặt cắt đặc trưng.

Đường ảnh hưởng lực cắt tại các mặt cắt



Hình 4.22. Xếp tải trên đường ảnh hưởng lực cắt tại các mặt cắt đặc trưng.

Bảng tính toán momen do hoạt tải gây ra tại các mặt cắt.

Mặt cắt 0	Xe 3 trục	y_1	0	145000	0	0
		y_2	0	145000	0	
		y_3	0	35000	0	
	Xe 2 trục	y'_1	0	110000	0	0
		y'_2	0	110000	0	
	Tải trọng làn	Ω	0	9.3	0	0

	Tải trọng người	Ω	0	4.5	0	0
Mặt cắt 1	Xe 3 trục	y_1	1963	145000	284635000	577745000
		y_2	1684	145000	244180000	
		y_3	1398	35000	48930000	
	Xe 2 trục	y'_1	1963	110000	215930000	423280000
		y'_2	1885	110000	207350000	
	Tải trọng làn	Ω	31702450	9.3	294832785	294832785
	Tải trọng người	Ω	31702450	4.5	142661025	142661025
Mặt cắt 2	Xe 3 trục	y_1	2907	145000	421515000	852325000
		y_2	2477	145000	359165000	
		y_3	2047	35000	71645000	
	Xe 2 trục	y'_1	2907	110000	319770000	626340000
		y'_2	2787	110000	306570000	
	Tải trọng làn	Ω	46948050	9.3	436616865	436616865
	Tải trọng người	Ω	46948050	4.5	211266225	211266225
Mặt cắt 3	Xe 3 trục	y_1	5168	145000	749360000	1494700000
		y_2	4308	145000	624660000	
		y_3	3448	35000	120680000	
	Xe 2 trục	y'_1	5168	110000	568480000	1110560000
		y'_2	4928	110000	542080000	
	Tải trọng làn	Ω	83463200	9.3	776207760	776207760
	Tải trọng người	Ω	83463200	4.5	375584400	375584400
Mặt cắt 4	Xe 3 trục	y_1	5493	145000	796485000	1912075000
		y_2	6783	145000	983535000	
		y_3	3773	35000	132055000	
	Xe 2 trục	y'_1	6423	110000	706530000	1452660000
		y'_2	6783	110000	746130000	
	Tải trọng làn	Ω	109545450	9.3	1018772685	1018772685
	Tải trọng người	Ω	109545450	4.5	492954525	492954525

Mặt cắt 5	Xe 3 trục	y_1	6032	145000	874640000	2179700000
		y_2	7752	145000	1124040000	
		y_3	5172	35000	181020000	
	Xe 2 trục	y'_1	7272	110000	799920000	1652640000
		y'_2	7752	110000	852720000	
	Tải trọng làn	Ω	125194800	9.3	1164311640	1164311640
	Tải trọng người	Ω	125194800	4.5	563376600	563376600
Mặt cắt 6	Xe 3 trục	y_1	5925	145000	859125000	2237375000
		y_2	8075	145000	1170875000	
		y_3	5925	35000	207375000	
	Xe 2 trục	y'_1	8075	110000	888250000	1710500000
		y'_2	7475	110000	822250000	
	Tải trọng làn	Ω	130411250	9.3	1212824625	1212824625
	Tải trọng người	Ω	130411250	4.5	586850625	586850625

Bảng tính toán lực cắt do hoạt tải gây ra tại các mặt cắt.

Mặt cắt 0	Xe 3 trục	y_1	1.0000	145000	145000	296381
		y_2	0.8669	145000	125701	
		y_3	0.7337	35000	25680	
	Xe 2 trục	y'_1	1.0000	110000	110000	215908
		y'_2	0.9628	110000	105908	
	Tải trọng làn	Ω	16150.00	9.3	150195	150195
	Tải trọng người	Ω	16150.00	4.5	72675	72675
Mặt cắt 1	Xe 3 trục	y_1	0.9346	145000	135517	275129
		y_2	0.8015	145000	116218	
		y_3	0.6684	35000	23394	
	Xe 2 trục	y'_1	0.9346	110000	102806	201531
		y'_2	0.8975	110000	98725	
	Tải trọng làn	Ω	14112.46	9.3	131246	131246
	Tải trọng người	Ω	14112.46	4.5	63506	63506

Mặt cắt 2	Xe 3 trục	y_1	0.8997	145000	130457	263769
		y_2	0.7665	145000	111143	
		y_3	0.6334	35000	22169	
	Xe 2 trục	y'_1	0.8997	110000	98967	193413
		y'_2	0.8586	110000	94446	
	Tải trọng làn	Ω	13077.14	9.3	121617	121617
	Tải trọng người	Ω	13077.14	4.5	58847	58847
Mặt cắt 3	Xe 3 trục	y_1	0.7997	145000	115957	231269
		y_2	0.6665	145000	96643	
		y_3	0.5334	35000	18669	
	Xe 2 trục	y'_1	0.7997	110000	87967	171842
		y'_2	0.7625	110000	83875	
	Tải trọng làn	Ω	10332.12	9.3	96089	96089
	Tải trọng người	Ω	10332.12	4.5	46495	46495
Mặt cắt 4	Xe 3 trục	y_1	0.6997	145000	101457	198769
		y_2	0.5665	145000	82143	
		y_3	0.4334	35000	15169	
	Xe 2 trục	y'_1	0.6997	110000	76967	149842
		y'_2	0.6625	110000	72875	
	Tải trọng làn	Ω	7910.11	9.3	73564	73564
	Tải trọng người	Ω	7910.11	4.5	35595	35595
Mặt cắt 5	Xe 3 trục	y_1	0.5997	145000	86957	166269
		y_2	0.4665	145000	67643	
		y_3	0.3334	35000	11669	
	Xe 2 trục	y'_1	0.5997	110000	65967	127842
		y'_2	0.5625	110000	61875	
	Tải trọng làn	Ω	5811.09	9.3	54043	54043
	Tải trọng người	Ω	5811.09	4.5	26150	26150
Mặt cắt 6	Xe 3 trục	y_1	0.5000	145000	72500	133881

		y_2	0.3669	145000	53201	
		y_3	0.2337	35000	8180	
	Xe 2 trục	y'_1	0.5000	110000	55000	105908
		y'_2	0.4628	110000	50908	
	Tải trọng làn	Ω	4037.50	9.3	37549	37549
	Tải trọng người	Ω	4037.50	4.5	18169	18169

*Bảng tổng hợp Momen do tĩnh tải tác dụng lên dầm chủ
(chưa xét đến hệ số tải trọng và hệ số phân bố ngang)*

DẦM BIÊN			
Mặt cắt	Giai đoạn 1	Giai đoạn 2	
	M_{DC}	M_{LC}	M_{DW}
Mặt cắt 0	0	0	0
Mặt cắt 1	972862800	253680000	149671200
Mặt cắt 2	1440366174	375584400	221594796
Mặt cắt 3	2560650976	667705600	393946304
Mặt cắt 4	3360854406	876363600	517054524
Mặt cắt 5	3840976464	1001558400	590919945
Mặt cắt 6	4001017150	1043290000	615541100

DẦM GIỮA			
Mặt cắt	Giai đoạn 1	Giai đoạn 2	
	M_{DC}	M_{LC}	M_{DW}
Mặt cắt 0	0	0	0
Mặt cắt 1	972862800	38052000	149671200
Mặt cắt 2	1440366174	56337660	221594796
Mặt cắt 3	2560650976	100155840	393946304
Mặt cắt 4	3360854406	131454540	517054524
Mặt cắt 5	3840976464	150233760	590919456
Mặt cắt 6	4001017150	156493500	615541100

*Bảng tổng hợp lực cắt do tĩnh tải tác dụng lên dầm chủ
(chưa xét đến hệ số tải trọng và hệ số phân bố ngang)*

DẦM BIÊN			
Mặt cắt	Giai đoạn 1	Giai đoạn 2	
	V_{DC}	V_{LC}	V_{DW}
Mặt cắt 0	495482	129200	76228
Mặt cắt 1	431054	112400	66316
Mặt cắt 2	396386	103360	60982
Mặt cắt 3	297289	77520	45737
Mặt cắt 4	198193	51680	30491
Mặt cắt 5	99096	25840	15246
Mặt cắt 6	0	0	0

DẦM GIỮA			
Mặt cắt	Giai đoạn 1	Giai đoạn 2	
	V_{DC}	V_{LC}	V_{DW}
Mặt cắt 0	495482	19380	76228
Mặt cắt 1	431054	16860	66316
Mặt cắt 2	396386	15504	60982
Mặt cắt 3	297289	11628	45737
Mặt cắt 4	198193	7752	30491
Mặt cắt 5	99096	3876	15246
Mặt cắt 6	0	0	0

*Bảng tổng hợp Momen do hoạt tải tác dụng lên dầm chủ
(chưa xét đến hệ số tải trọng và hệ số phân bố ngang)*

Mặt cắt	0	1	2	3	4	5	6
M_{truck}	0	577745000	852325000	1494700000	1912075000	2179700000	2237375000
M_{tandem}	0	423280000	626340000	1110560000	1452660000	1652640000	1710500000

$M_{làn}$	0	294832785	436616865	776207760	1018772685	1164311640	1212824625
M_{PL}	0	142661025	211266225	375584400	492954525	563376600	586850625

Bảng tổng hợp Lực cắt do hoạt tải tác dụng lên dầm chủ
(chưa xét đến hệ số tải trọng và hệ số phân bố ngang)

Mặt cắt	0	1	2	3	4	5	6
V_{truck}	296381	275129	263769	231269	198769	166269	133881
V_{tandem}	215908	201531	193413	171842	149842	127842	105908
$V_{làn}$	150195	131246	121617	96089	73564	54043	37549
V_{PL}	72675	63506	58847	46495	35595	26150	18169

4.8. Tổ hợp nội lực tại các mặt cắt đặc trưng theo các TTGH

– Hệ số điều chỉnh tải trọng:

$\eta_D = 1$ hệ số dẻo đối với các bộ phận và liên kết thông thường

$\eta_R = 1$ hệ số dư thừa đối với mức dư thừa thông thường

$\eta_I = 1.05$ hệ số quan trọng cầu thiết kế là quan trọng

– Hệ số điều chỉnh của tải trọng

$$\eta = \eta_D \times \eta_R \times \eta_I = 1.05 > 0.95$$

4.8.1. TTGH cường độ I

Dầm biên :

$$M_{UI}^E = \eta \cdot 1,75 \cdot \left[mg_{M-LL}^{SE} \cdot 1 + IM \cdot M_{truck}^E + mg_{M-lane}^{SE} \cdot M_{lane}^E + mg_{M-PL}^{SE} \cdot M_{PL}^I \right] + 1,25 \cdot M_{DC}^E + 1,5 \cdot M_{DW}^E$$

$$V_{UI}^E = \eta \cdot 1,75 \cdot \left[mg_{V-LL}^{SE} \cdot 1 + IM \cdot V_{truck}^E + mg_{V-lane}^{SE} \cdot V_{lane}^E + mg_{V-PL}^{SE} \cdot V_{PL}^E \right] + 1,25 \cdot V_{DC}^E + 1,5 \cdot V_{DW}^E$$

Dầm giữa :

$$M_{UI}^I = \eta \cdot 1,75 \cdot \left[mg_{M-LL}^{SI} \cdot 1 + IM \cdot M_{truck}^I + mg_{M-lane}^{SI} \cdot M_{lane}^I + mg_{M-PL}^{SI} \cdot M_{PL}^I \right] + 1,25 \cdot M_{DC}^I + 1,5 \cdot M_{DW}^I$$

$$V_{UI}^I = \eta \cdot 1,75 \cdot \left[mg_{V-LL}^{SI} \cdot 1 + IM \cdot V_{truck}^I + mg_{V-lane}^{SI} \cdot V_{lane}^I + mg_{V-PL}^{SI} \cdot V_{PL}^I \right] + 1,25 \cdot V_{DC}^I + 1,5 \cdot V_{DW}^I$$

4.8.2. TTGH Sử dụng

Dầm biên :

$$M_S^E = \eta \cdot 1 \cdot \left[mg_{M-LL}^{SE} \cdot 1 + IM \cdot M_{truck}^E + mg_{M-lane}^{SE} \cdot M_{lane}^E + mg_{M-PL}^{SE} \cdot M_{PL}^I \right] + 1 \cdot M_{DC}^E + 1 \cdot M_{DW}^E$$

$$V_S^E = \eta \cdot 1 \cdot \left[mg_{V-LL}^{SE} \cdot 1 + IM \cdot V_{truck}^E + mg_{V-lane}^{SE} \cdot V_{lane}^E + mg_{V-PL}^{SE} \cdot V_{PL}^E \right] + 1 \cdot V_{DC}^E + 1 \cdot V_{DW}^E$$

Dầm giữa :

$$M_S^I = \eta \cdot 1 \cdot \left[mg_{M-LL}^{SI} \cdot 1 + IM \cdot M_{truck}^I + mg_{M-lane}^{SI} \cdot M_{lane}^I + mg_{M-PL}^{SI} \cdot M_{PL}^I \right] + 1 \cdot M_{DC}^I + 1 \cdot M_{DW}^I$$

$$V_S^I = \eta \cdot 1 \cdot \left[mg_{V-LL}^{SI} \cdot 1 + IM \cdot V_{truck}^I + mg_{V-lane}^{SI} \cdot V_{lane}^I + mg_{V-PL}^{SI} \cdot V_{PL}^I \right] + 1 \cdot V_{DC}^I + 1 \cdot V_{DW}^I$$

Lập bảng tổng hợp nội lực tính toán dầm giữa và dầm biên:

Bảng tổng hợp nội lực tính toán dầm biên

MOMEN DẦM BIÊN		
Mặt cắt	Cường độ	Sử dụng
Mặt cắt 0	0	0
Mặt cắt 1	3060184231	2139090223
Mặt cắt 2	4526903355	3164826308
Mặt cắt 3	8020931014	5610988069
Mặt cắt 4	10462000000	7327226001
Mặt cắt 5	11950000000	8369836500
Mặt cắt 6	12404000000	8693769005

LỰC CẮT DẦM BIÊN		
Mặt cắt	Cường độ	Sử dụng
Mặt cắt 0	1190717	879249
Mặt cắt 1	1045384	770346
Mặt cắt 2	967576	711972
Mặt cắt 3	746407	545822
Mặt cắt 4	527121	380747
Mặt cắt 5	309719	216750
Mặt cắt 6	94275	53871

Bảng tổng hợp nội lực tính toán dầm giữa

MOMEN DẦM GIỮA		
Mặt cắt	Cường độ	Sử dụng
Mặt cắt 0	0	0
Mặt cắt 1	2777172481	1912680823
Mặt cắt 2	4107892008	2829617231
Mặt cắt 3	7276021954	5015060821
Mặt cắt 4	9484686095	6545071488
Mặt cắt 5	10832000000	7475945628
Mặt cắt 6	11240000000	7762632680

LỰC CẮT DẦM GIỮA		
Mặt cắt	Cường độ	Sử dụng
Mặt cắt 0	1569910	1062984
Mặt cắt 1	1395088	941515
Mặt cắt 2	1302240	876851
Mặt cắt 3	1040657	694197
Mặt cắt 4	784886	514864
Mặt cắt 5	534933	338855
Mặt cắt 6	291022	166298

Căn cứ trên các giá trị nội lực tính toán thì ta sẽ chọn những giá trị nội lực bất lợi nhất để tính toán.

4.9. TÍNH TOÁN VÀ BỐ TRÍ CỐT THÉP

4.9.1. Bố trí thép dự ứng lực

1. Tính toán sơ bộ số lượng cốt thép

- Dùng loại tạo độ tự chùng thấp $D_{ps} = 15.2 \text{ mm}$ tiêu chuẩn ASTM A416M Grade 270.
- Loại tạo thép DƯL: tạo thép có độ tự chùng thấp
- Cường độ tiêu chuẩn: $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$
- Hệ số quy đổi ứng suất: $\phi_1 = 0,9$
- Cấp của thép: 270
- Giới hạn chảy (TCN 5.9.4.4.1): $f_{py} = 0.9 \times f_{pu} = 1674 \text{ MPa}$
- Ứng suất trong thép DƯL khi kích (TCN 5.9.3.1): $f_{pj} = 0.75 \times f_{pu} = 1395 \text{ MPa}$
- Diện tích 1 tạo cáp: $A_{ps1} = 140 \text{ mm}^2$
- Môđun đàn hồi cáp: $E_p = 197000 \text{ MPa}$
- Bê tông đầm cấp: $f'_{cl} = 50 \text{ MPa}$
- Mômen tính toán: $M_u = \text{Max } M_{u-g}^{CDI}, M_{u-b}^{CDI} = 10713904292 \text{ N.mm}$
- Đối với cấu kiện BTCT chịu uốn và chịu kéo DƯL thì hệ số sức kháng: $\phi = 1$
 A_{ps} : diện tích mặt cắt ngang cốt thép DƯL.
 A_{psg} : diện tích mặt cắt ngang cốt thép DƯL tính theo kinh nghiệm
 + Có thể tính gần đúng diện tích cốt thép theo công thức kinh nghiệm:

$$A_{psg} = \frac{M_u}{0.85 \times f_{pu} \times H} = \frac{12404000000}{0.85 \times 1860 \times 1600} = 4904 \text{ mm}^2$$

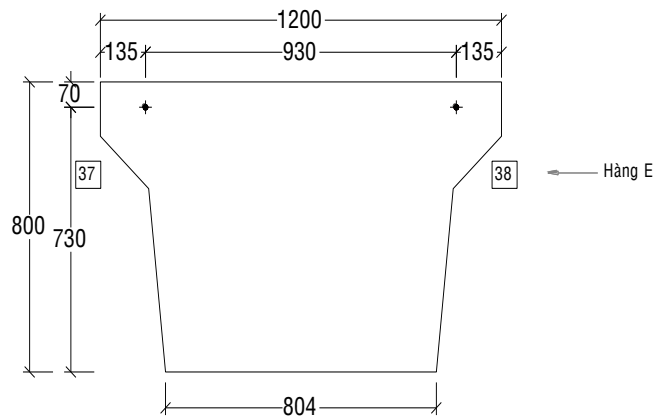
+ Số tao cáp DƯL cần thiết theo công thức trên là:

$$n_{cg} = \frac{A_{psg}}{A_{psl}} = \frac{4904}{140} = 35$$

Vậy chọn : $n_c = 36$ tao thép $D_{ps} = 15.2 \text{ mm}$

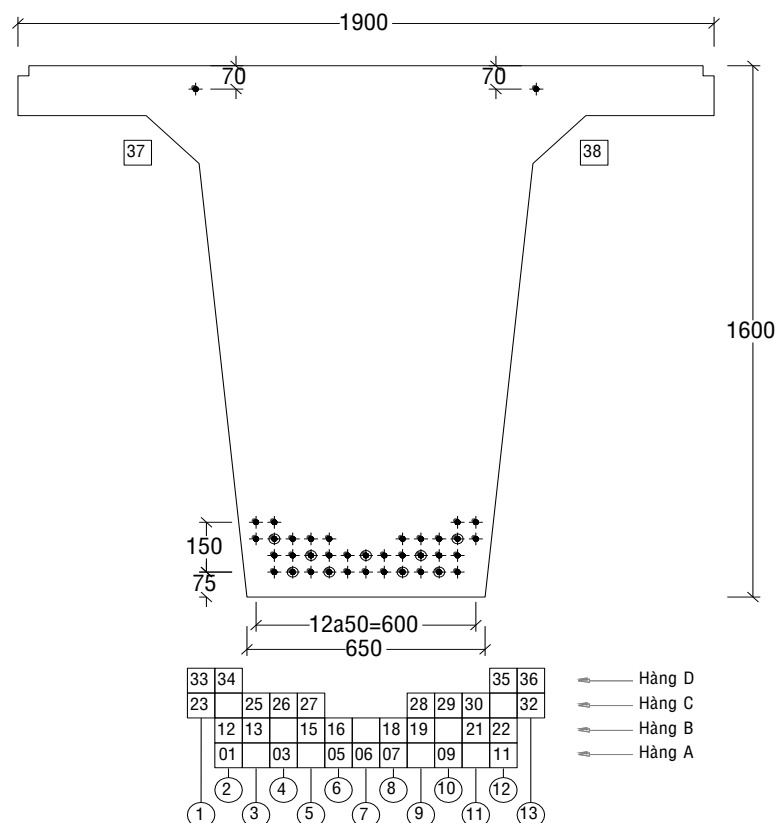
2. Bố trí cốt thép tại các mặt cắt ngang dầm

– Mặt cắt tại gối x_0 :



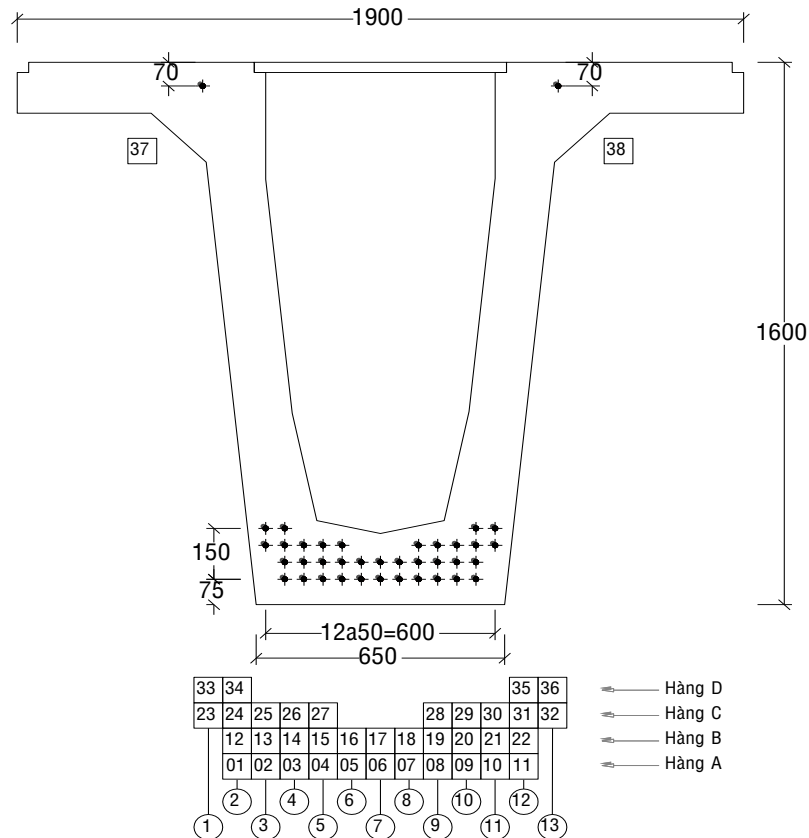
Hình 4.23. Bố trí cốt thép tại mặt cắt gối

– Mặt cắt tại $d_v x_1$:



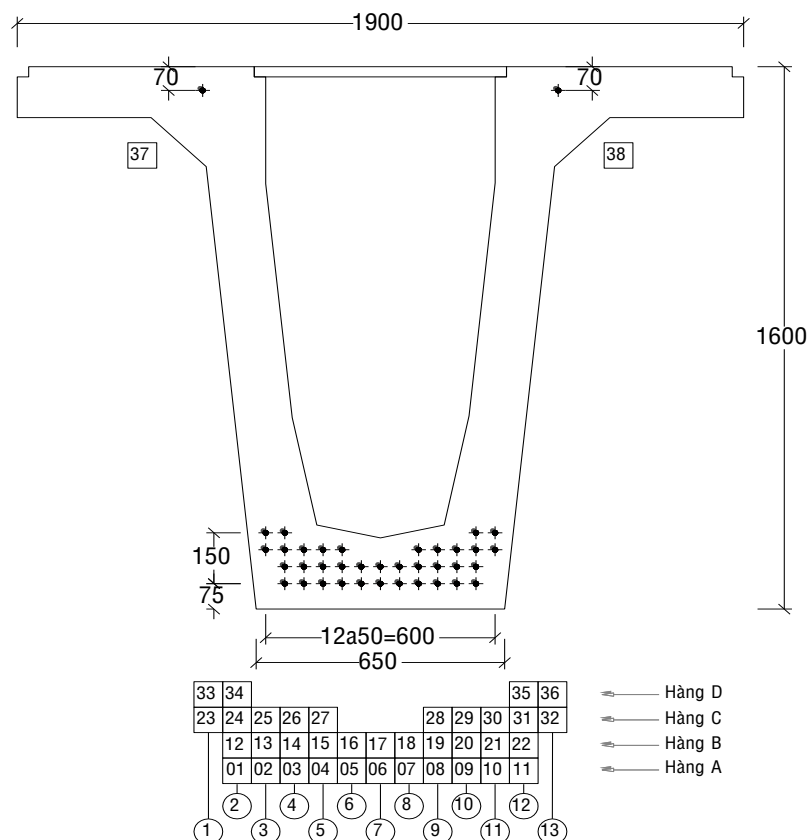
Hình 4.24. Bố trí cốt thép trong đoạn dầm đặc

– Mặt cắt tại 1/10 nhịp x_2



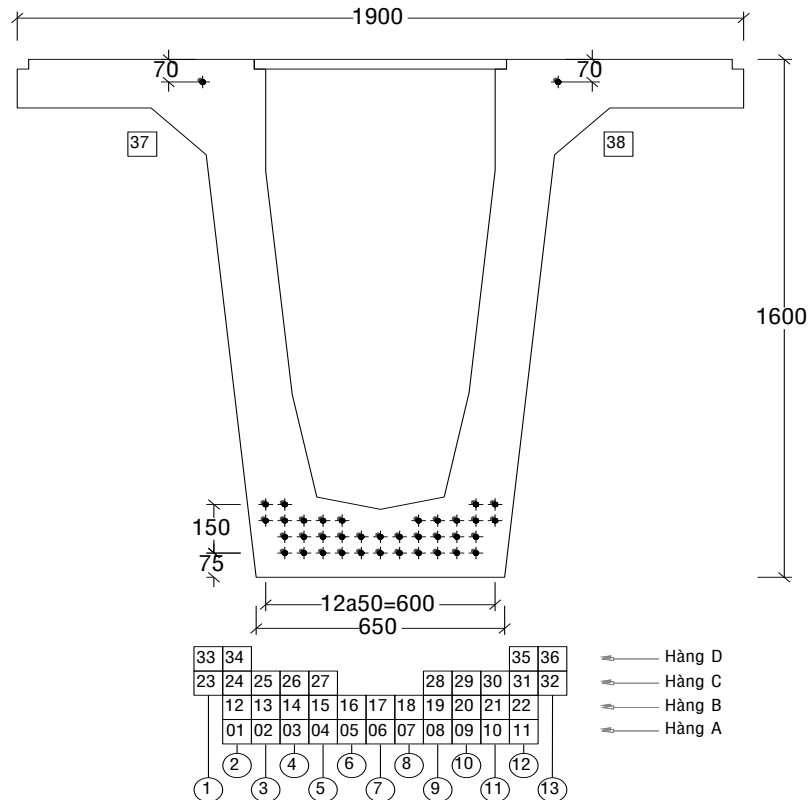
Hình 4.25. Bố trí cốt thép tại mặt cắt 1/10 nhịp

– Mặt cắt 1/5 nhịp x_3 :



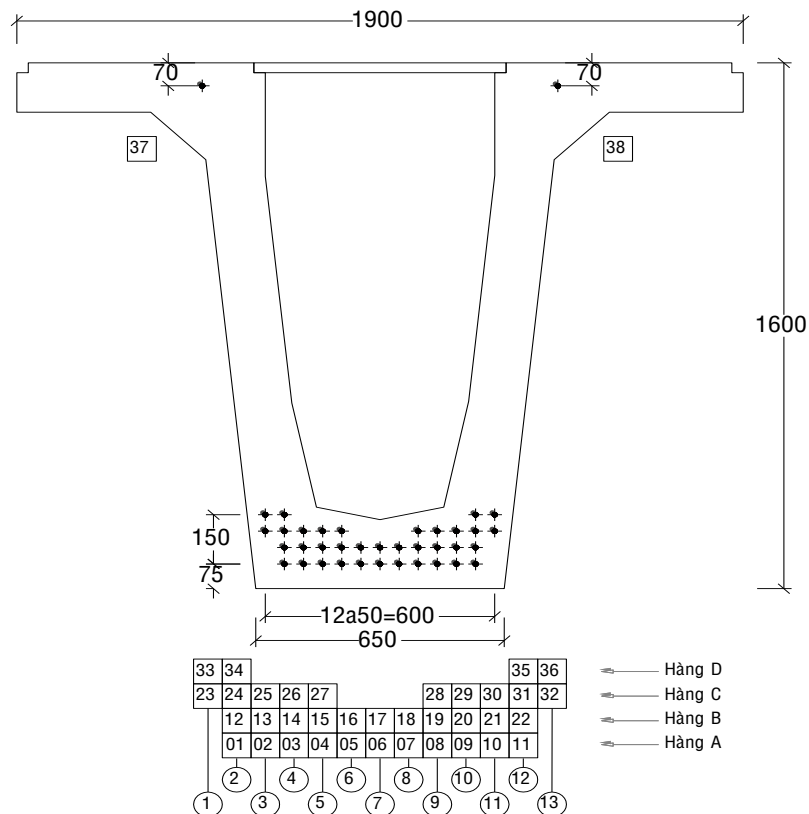
Hình 4.26. Bố trí cốt thép tại mặt cắt 1/5 nhịp

– Mặt cắt tại 3/10 nhịp x_4 :



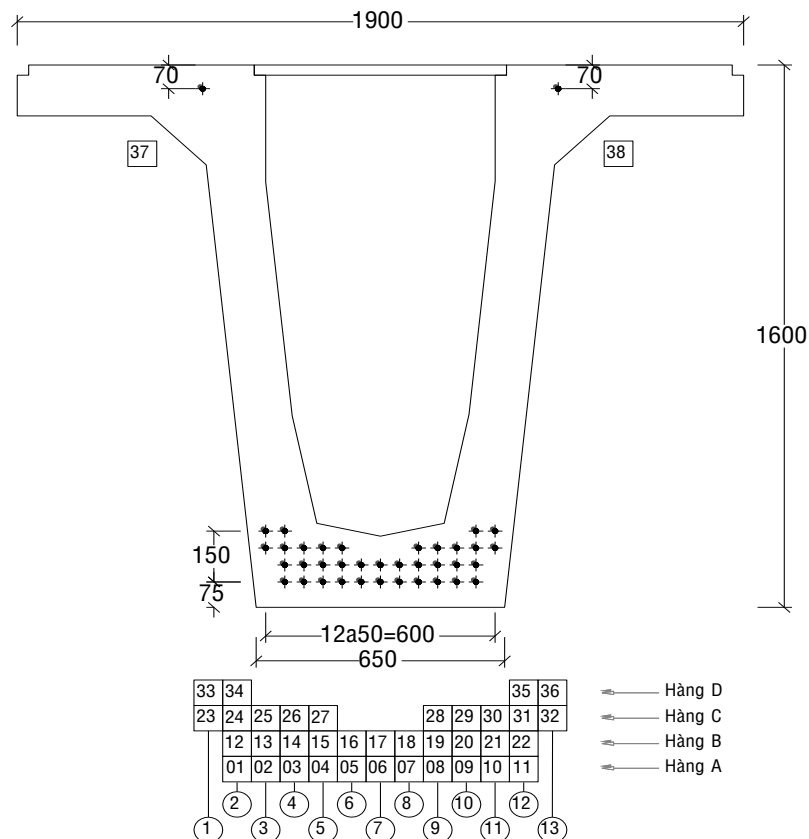
Hình 4.27. Bố trí cốt thép tại mặt cắt 3/10 nhịp

Mặt cắt tại 3/10 nhịp x_4



Hình 4.28. Bố trí cốt thép tại mặt cắt 4/10 nhịp

– Mặt cắt giữa nhịp x_6 :



Hình 4.29. Bố trí cốt thép tại mặt cắt giữa nhịp

3. Bố trí cốt thép theo phương dọc dầm

- Để giảm ứng suất kéo đầu dầm nên sẽ thiết kế các đoạn cáp không dính bám với bê tông bằng cách bọc cáp trong ống plastic hoặc ống cao su cứng. Các cáp được ngăn không dính bám với bê tông có vị trí đối xứng với tim dầm.
- Số tạo thép dính bám tại các mặt cắt như sau

Hàng	Tọa độ	X ₀	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	X ₅
A	75	0	7	9	11	11	11
B	125	0	8	10	11	11	11
C	175	0	8	8	10	10	10
D	225	0	4	4	4	4	4
E	1530	2	2	2	2	2	2

Tọa độ các nhóm cốt thép dự ứng lực tính đến đáy dầm có đơn vị là mm

- Tính cho mặt cắt x₁
- + Diện tích cốt thép DƯL bầu dầm tại mặt cắt X1

$$A_{ps} = \sum_{i=1}^4 A_{ps} \times n_{ps} = 140 \times 7 + 8 + 8 + 4 = 3780 \text{ mm}^2$$

- + Tọa độ trọng tâm các cốt thép DƯỠ bầu dầm (tính đến đáy dầm)

$$C_{ps} = \frac{\sum_{i=1}^4 y_{ps_i} \times n_{ps_i}}{\sum_{i=1}^4 n_{ps_i}} = \frac{7 \times 75 + 8 \times 125 + 8 \times 175 + 4 \times 225}{7 + 8 + 8 + 4} = 141.7 \text{ mm}$$

- + Khoảng cách từ tọa độ trọng tâm cốt thép đến thớ trên dầm

$$d_{ps} = H - C_{ps} = 1600 - 141.7 = 1458.3 \text{ mm}$$

- + Ta tính tương tự cho các mặt cắt còn lại

Mặt cắt	Số tạo	$A_{ps}^i (\text{mm}^2)$	$C_{ps}^i (\text{mm})$	$d_{ps}^i (\text{mm})$
X_0	2	280	730	70
X_1	27	3780	141.7	1458.3
X_2	36	5040	134.7	1465.3
X_3	36	5040	134.7	1465.3
X_4	36	5040	134.7	1465.3
X_5	36	5040	134.7	1465.3
X_6	36	5040	134.7	1465.3

4.9.2. Đặc trưng hình học khi có cáp

Modul đàn hồi của dầm :

$$E_{cd} = 0.043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f'_{cl}} = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{50} = 38007 \text{ MPa}$$

Cường độ chịu nén của bê tông bản : $f'_{c2} = 35 \text{ MPa}$

Modul đàn hồi của bản:

$$E_{cb} = 0.043 \times \gamma_{cb}^{1.5} \times \sqrt{f'_{c2}} = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{35} = 31799 \text{ MPa}$$

$$\text{Tỷ số modul đàn hồi : } n_1 = \frac{E_{cb}}{E_{cd}} = \frac{31799}{38007} = 0.837$$

Hệ số qui đổi từ thép DƯỠ sang bê tông dầm chính :

Trong đó : $E_{ps} = 197000 \text{ MPa}$

$$E_{cd} = 38007 \text{ MPa}$$

$$\text{Tỷ số modul đàn hồi : } n_2 = \frac{E_{ps}}{E_{cd}} = \frac{197000}{38007} = 5.183$$

BẢNG ĐẶC TRƯNG HÌNH HỌC TẠI TỪNG MẶT CẮT

Mặt Cắt	0	1	2	3	4	5	6
x(mm)	0	2100	3230	6460	9690	12920	16150
A (mm ²)	763700	1448200	745920	745920	745920	745920	745920
A' (mm ²)	1090130	1774630	1072350	1072350	1072350	1072350	1072350

Quy đổi tiết diện thép DUL thành diện tích A_{ps} đặt tại trọng tâm thép DUL ở bầu dầm (bỏ qua 2 tao thép phía trên)

1. Mặt cắt tại gối x_0 **– Giai đoạn 1:**

+ Diện tích nguyên khối

$$A_{g0} = A_0 + n_2 - 1 \times A_{ps} = 763700 + 5.183 - 1 \times 0 = 763700 \text{ mm}^2$$

+ Mômen tĩnh đối với trục x-x (đáy dầm)

$$\begin{aligned} K_{x-x}^0 &= b_{x0} \times h \times \frac{h}{2} + b_1 - b_{x0} \times h_{x0} \times \left(h - \frac{h_{x0}}{2} \right) + n_2 - 1 \times A_{ps}^1 \times C_{ps}^1 \\ &= 898 \times 800 \times \frac{800}{2} + 1200 - 898 \times 150 \times \left(800 - \frac{150}{2} \right) + 0 \\ &= 320202500 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

+ Khoảng cách từ trọng tâm đến mép dưới

$$y_{bg0} = \frac{K_{x-x}^0}{A_g} = \frac{320202500}{763700} = 419.3 \text{ mm}$$

+ Khoảng cách từ trọng tâm đến mép trên

$$y_{tg0} = H' - y_{bg0} = 800 - 419.3 = 380.7 \text{ mm}$$

+ Mômen quán tính

$$\begin{aligned} I_{g0} &= \frac{b_{x0} \times y_{tg}^3}{3} + \frac{b_{x0} \times y_{bg}^3}{3} + \frac{1}{12} \times b_1 - b_{x0} \times h_{x0}^3 + b_1 - b_{x0} \times h_{x0} \times \left(y_{tg} - \frac{h_{x0}}{2} \right)^2 + \\ &\quad + n_2 - 1 \times A_{ps}^1 \times d_{ps} - y_{tg}^2 \\ &= \frac{898 \times 380.7^3}{3} + \frac{898 \times 419.3^3}{3} + \frac{1200 - 898 \times 150^3}{12} + \\ &\quad + 1200 - 898 \times 150 \times \left(380.7 - \frac{150}{2} \right)^2 + 5.183 - 1 \times 0 \times 70 - 380.7^2 \\ &= 42853268770 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

– Giai đoạn 2 :

+ Diện tích tiết diện liên hợp

$$A_{c0} = A'_0 + n_2 - 1 \times A_{ps} = 1090130 + 5.183 - 1 \times 0 = 1090130 \text{ mm}^2$$

+ Mômen tĩnh phần bản quy đổi đối với trục trung hòa giai đoạn I

$$\begin{aligned} K_{I-I}^0 &= n_1 \times b_e \times h_f \times \left(\frac{h_f}{2} + y_{tg} \right) = 0.837 \times 1950 \times 200 \times \left(\frac{200}{2} + 380.7 \right) \\ &= 156914901 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

+ Khoảng cách từ trọng tâm dầm đến trọng tâm tiết diện liên hợp

$$C_0 = \frac{K_{I-I}^0}{A_{c0}} = \frac{156914901}{1090130} = 143.9 \text{ mm}$$

+ Khoảng cách từ trọng tâm liên hợp đến mép trên

$$y_{tc0} = y_{tg0} - C_0 = 380.7 - 143.9 = 236.8 \text{ mm}$$

+ Khoảng cách từ trọng tâm liên hợp đến mép dưới

$$y_{bc0} = h - y_{tc0} = 800 - 236.8 = 563.2 \text{ mm}$$

+ Mômen quán tính:

$$\begin{aligned} I_{c0} &= I_{g0} + A_{g0} \times C_0^2 + n_1 \times \left[\frac{b_e \times h_f^3}{12} + b_e \times h_f \times \left(y_{tc0} + \frac{h_f}{2} \right)^2 \right] \\ &= 42853268770 + 763700 \times 143.9^2 + \\ &\quad + 0.837 \times \left[\frac{1950 \times 200^3}{12} + 1950 \times 200 \times \left(236.8 + \frac{200}{2} \right)^2 \right] \\ &= 96783804010 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

2. Mặt cắt tại đoạn dầm đặc xl

– Giai đoạn 1

+ Diện tích nguyên khối

$$\begin{aligned} A_{g1} &= A_1 + n_2 - 1 \times A_{ps}^1 = 1448200 + 5.183 - 1 \times 3780 \\ &= 1464012 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

+ Mômen tĩnh đối với trục x-x (đáy dầm):

$$\begin{aligned} K_{x-x}^1 &= b_{x1} \times \frac{h^2}{2} + b_1 - b_{x1} \times h_{x1} \times \left(h - \frac{h_{x1}}{2} \right) + n_2 - 1 \times A_{ps} \times C_{ps} \\ &= 802 \times \frac{1600^2}{2} + 1900 - 802 \times 150 \times \left(1600 - \frac{150}{2} \right) + \\ &\quad + 5.183 - 1 \times 3780 \times 141.7 \\ &= 1279968024 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

- + Khoảng cách từ trọng tâm đến mép dưới

$$y_{bg1} = \frac{K^1_{x-x}}{A_{g1}} = \frac{1279968024}{1448200} = 883.8 \text{ mm}$$

- + Khoảng cách từ trọng tâm đến mép trên

$$y_{tg1} = h - y_{bg1} = 1600 - 883.8 = 716.2 \text{ mm}$$

- + Mômen quán tính

$$\begin{aligned} I_{g1} &= \frac{b_{x1} \times y_{tg}^3}{3} + \frac{b_{x1} \times y_{bg}^3}{3} + \frac{b'_1 - b_{x1} \times h_{x1}^3}{12} + b'_1 - b_{x1} \times h_{x1} \times \left(y_{tg} - \frac{h_{x1}}{2} \right)^2 + \\ &\quad + n_2 - 1 \times \left[A_{ps}^2 \times d_{ps}^2 - y_{tg1}^2 \right] \\ &= \frac{802 \times 716.2^3}{3} + \frac{802 \times 883.8^3}{3} + \frac{1900 - 802 \times 150^3}{12} + \\ &\quad + 1900 - 802 \times 150 \times \left(716.2 - \frac{150}{2} \right)^2 + \\ &\quad + 5.183 - 1 \times \left[3780 \times 1458.3 - 716.2^2 \right] \\ &= 359491398700 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

– Giai đoạn 2:

- + Diện tích tiết diện liên hợp:

$$\begin{aligned} A_{c1} &= A'_1 + n_2 - 1 \times A_{ps}^1 = 1774630 + 5.183 - 1 \times 3780 \\ &= 1790442 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- + Mômen tĩnh phần bản quy đổi đối với trục trung hòa giai đoạn I

$$\begin{aligned} K^1_{I-I} &= n_1 \times b_e \times h_f \times \left(\frac{h_f}{2} + y_{tg1} \right) = 0.837 \times 1950 \times 200 \times \left(\frac{200}{2} + 716.2 \right) \\ &= 266432166 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

- + Khoảng cách từ trọng tâm dầm đến trọng tâm tiết diện liên hợp

$$C_1 = \frac{K^1_{I-I}}{A_{c1}} = \frac{266432166}{1774630} = 150.1 \text{ mm}$$

- + Khoảng cách từ trọng tâm liên hợp đến mép trên

$$y_{tc1} = y_{tg1} - C_1 = 716.2 - 150.1 = 566.1 \text{ mm}$$

- + Khoảng cách từ trọng tâm liên hợp đến mép dưới

$$y_{bc1} = h - y_{tc1} = 1600 - 566.1 = 1033.9 \text{ mm}$$

- + Mômen quán tính

$$\begin{aligned}
I_{cl} &= I_{g1} + A_{g1} \times C_1^2 + n_1 \times \left[\frac{b_c \times h_f^3}{12} + b_c \times h_f \times \left(y_{tc1} + \frac{h_f}{2} \right)^2 \right] \\
&= 359491398700 + 1464012 \times 150.1^2 + \\
&\quad + 0.837 \times \left[\frac{1950 \times 200^3}{12} + 1950 \times 200 \times \left(566.1 + \frac{200}{2} \right)^2 \right] \\
&= 538397172500 \text{ mm}^4
\end{aligned}$$

3. Mặt cắt giữa nhịp x_6

– Giai đoạn 1:

+ Diện tích nguyên khối

$$\begin{aligned}
A_{g6} &= A_6 + n_2 - 1 \times A_{ps}^1 = 745920 + 5.183 - 1 \times 5040 \\
&= 767002 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

+ Mômen tĩnh đối với trục x-x (đáy dầm)

$$\begin{aligned}
K_{x-x}^6 &= b_{x6} \times \frac{h^2}{2} + b_1 - b_{x6}^1 \times h_{x6}^1 \times \left(h - \frac{h_{x6}^1}{2} \right) + b_2 - b_{x6} \times \frac{h_{x6}^2}{2} + \\
&\quad + n_2 - 1 \times A_{ps}^6 \times C_{ps}^6 \\
&= 324 \times \frac{1600^2}{2} + 1900 - 324 \times 150 \times \left(1600 - \frac{150}{2} \right) + \\
&\quad + 650 - 324 \times \frac{254^2}{2} + 5.183 - 1 \times 5040 \times 134.7 \\
&= 788585897 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

+ Khoảng cách từ trọng tâm đến mép dưới

$$y_{bg6} = \frac{K_{x-x}^6}{A_{g6}} = \frac{788585897}{767002} = 1028.1 \text{ mm}$$

+ Khoảng cách từ trọng tâm đến mép trên

$$y_{tg6} = h - y_{bg6} = 1600 - 1028.1 = 571.9 \text{ mm}$$

+ Mômen quán tính

$$\begin{aligned}
 I_{g6} &= \frac{b_{x6} \times y_{tg}^3}{3} + \frac{b_{x6} \times y_{bg}^3}{3} + \frac{b_1 - b_{x6} \times h_{x6}^3}{12} + b_1 - b_{x1} \times h_{x6}^1 \times \left(y_{tg} - \frac{h_{x6}^1}{2} \right)^2 + \\
 &+ \frac{b_2 - b_{x1} \times h_{x6}^2}{12} + b_2 - b_{x1} \times h_{x6}^2 \times \left(y_{bg} - \frac{h_{x6}^2}{2} \right)^2 + n_2 - 1 \times A_{ps}^1 \times d_{ps1} - y_{tg1}^2 \\
 &= \frac{324 \times 571.9^3}{3} + \frac{324 \times 1028.1^3}{3} + \frac{1900 - 324 \times 150^3}{12} + \\
 &+ 1900 - 324 \times 150 \times \left(571.9 - \frac{150}{2} \right)^2 + \frac{(650 - 324) \times 254^3}{12} + \\
 &+ (650 - 324) \times 254 \times \left(1028.1 - \frac{254}{2} \right)^2 + \\
 &+ (5.183 - 1) \times \left[5040 \times (465.3 - 571.9)^2 \right] \\
 &= 280884445200 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

– **Giai đoạn 2:**

+ Diện tích tiết diện liên hợp

$$\begin{aligned}
 A_{c6} &= A'_6 + n_2 - 1 \times A_{ps}^1 = 1072350 + 5.183 - 1 \times 5040 \\
 &= 1093432 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

+ Mômen tĩnh đối với trục I-I (trọng tâm dầm)

$$\begin{aligned}
 K_{I-I}^6 &= n_1 \times b_c \times h_f \times \left(\frac{h_f}{2} + y_{tg6} \right) = 0.837 \times 1950 \times 200 \times \left(\frac{200}{2} + 571.9 \right) \\
 &= 219328317 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

+ Khoảng cách từ trọng tâm dầm đến trọng tâm tiết diện liên hợp

$$C_6 = \frac{K_{I-I}^6}{A_{c6}} = \frac{219328317}{1093432} = 200.6 \text{ mm}$$

+ Khoảng cách từ trọng tâm liên hợp đến mép trên

$$y_{tc6} = y_{tg6} - C_6 = 571.9 - 200.6 = 371.3 \text{ mm}$$

+ Khoảng cách từ trọng tâm liên hợp đến mép dưới

$$y_{bc6} = h - y_{tc6} = 1600 - 371.3 = 1228.7 \text{ mm}$$

+ Mômen quán tính

$$\begin{aligned}
 I_{c6} &= I_{g6} + A_{g6} \times C_6^2 + n_1 \times \left[\frac{b_c \times h_f^3}{12} + b_c \times h_f \times \left(y_{tc6} + \frac{h_f}{2} \right)^2 \right] \\
 &= 280884445200 + 767002 \times 200.6^2 + \\
 &\quad + 0.837 \times \left[\frac{1950 \times 200^3}{12} + 1950 \times 200 \times \left(371.3 + \frac{200}{2} \right)^2 \right] \\
 &= 385344817900 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Bảng tổng hợp đặc trưng hình học các mặt cắt

ĐT HH	0	1	2	3	4	5	6
A_g (m m ²)	763700	1464012	767002	767002	767002	767002	767002
K (m m ³)	3202025 00	1279968 024	7885858 97	7885858 97	7885858 97	7885858 97	7885858 97
y_{bg} (m m)	419.3	883.8	1028.1	1028.1	1028.1	1028.1	1028.1
y_{tg} (m m)	380.7	716.2	571.9	571.9	571.9	571.9	571.9
I_g (m m ⁴)	4285326 8770	3594913 98700	2808844 45200	2808844 45200	2808844 45200	2808844 45200	2808844 45200
A_c (m m ²)	1090130	1790442	1093432	1093432	1093432	1093432	1093432
K (m m ³)	1569149 01	2664321 66	2193283 17	2193283 17	2193283 17	2193283 17	2193283 17
C (m m)	143.9	150.1	200.6	200.6	200.6	200.6	200.6
y_{bc} (m m)	563.2	1033.9	1228.7	1228.7	1228.7	1228.7	1228.7
y_{tc}	236.8	566.1	371.3	371.3	371.3	371.3	371.3

(m m)							
I _c (m m ⁴)	9678380 4010	5383971 72500	3853448 17900	3853448 17900	3853448 17900	3853448 17900	3853448 17900

4.10. TÍNH TOÁN CÁC MẤT MÁT DỰ ỨNG SUẤT

– Tổng mất mát ứng suất (đối với DƯỠ kéo trước):

$$\Delta f_{pt} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1} + \Delta f_{pR2}$$

Δf_{pES} : mất mát ứng suất do co ngấn đàn hồi MPa

Δf_{pSR} : mất mát ứng suất do co ngót MPa

Δf_{pCR} : mất mát ứng suất do từ biến của bê tông MPa

Δf_{pR1} : mất mát ứng suất do tự chùng của cốt thép trong giai đoạn thi công MPa

Δf_{pR2} : mất mát ứng suất do tự chùng của cốt thép trong giai đoạn khai thác MPa

4.10.1. Mất mát ứng suất do co ngấn đàn hồi

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} \times f_{cpg}$$

E_p - Modun đàn hồi của cáp DƯỠ, $E_p = 197000$ MPa

E_{ci} - Modun đàn hồi của bê tông lúc truyền lực

f_{cpg} - Tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm các thép DƯỠ lúc truyền lực và tự trọng của cấu kiện ở các mặt cắt momen max (MPa)

+ Cường độ chịu nén của Bê tông đủ 28 ngày : $f'_c = 50$ MPa

+ Khối lượng riêng của Bê tông : $\gamma = 2500$ Kg/m³

+ Môdul đàn hồi bê tông :

$$E_c = 0.043 \times \gamma^{1.5} \times \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{50} = 38007 \text{ MPa}$$

+ Môdul đàn hồi của bê tông theo thời gian

+ Cường độ của BT sau 5 ngày :

$$f'_{ci} = \frac{t}{\alpha + \beta \times t} \times f'_c = \frac{5}{1 + 0.95 \times 5} \times 50 = 43.478 \text{ MPa}$$

Trong đó:

$t = 5$ – Thời gian tính từ đúc dầm đến lúc cắt cáp (truyền lực)

$\alpha = 1, \beta = 0.95$ - Đối với điều kiện xi măng loại I bảo dưỡng hơi nước

$$E_{ci} = 0.043 \times \gamma^{1.5} \times \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2500^{1.5} \times \sqrt{43.478} = 35441.7 \text{ MPa}$$

+ Mất mát ứng suất do nén đàn hồi và chùng nhão trong giai đoạn truyền lực tại các vị trí dầm là khác nhau. Vì vậy ta chỉ xét tại 1 mặt cắt tượng trưng, ở đây ta chọn mặt cắt giữa nhịp.

+ Tính tải tác dụng lên giai đoạn này chỉ có trọng lượng bản thân dầm chủ. Giá trị mômen ở giai đoạn này tại mặt cắt giữa nhịp là:

$$M_g = 3442123437 \text{ N.mm}$$

– Vòng 1:

$$\text{Giả sử: } \Delta f_{pES} = 0, \Delta f_{pR1} = 0$$

+ Ứng suất căng cáp truyền vào dầm là:

$$f_{pj} = 0.7 \times f_{pu} = 0.7 \times 1860 = 1302 \text{ MPa}$$

Thông thường ta lấy $f_{pj} = 0.75 \times f_{pu}$, nhưng trong vòng lặp đầu tiên ta xem như 5% rơi vào mất mát Δf_{pES} và Δf_{pR1} , vì vậy ta lấy $f_{pj} = 0.7 \times f_{pu}$

+ Lực căng cáp:

$$P_i = f_{pj} \times A_{ps} = 1302 \times 5040 = 6562080 \text{ N}$$

+ Khoảng cách từ trọng tâm nhóm cáp đến trọng tâm mặt cắt là:

$$e = d_{ps} - y_{tg} = 1465.3 - 571.9 = 893.4 \text{ mm}$$

+ Ứng suất trên bê tông tại trọng tâm cáp dul:

$$\begin{aligned} f_{cpg} &= -\frac{P_i}{A_g} - \frac{P_i \times e}{I_g} \times e + \frac{M_g}{I_g} \times e \\ &= -\frac{6562080}{767002} - \frac{6562080 \times 893.4}{280884445200} \times 893.4 + \frac{3442123437}{280884445200} \times 893.4 \\ &= -16.25 \text{ MPa} \end{aligned}$$

+ Vì mất mát ứng suất gây dương nên ta có thể viết biểu thức dưới đây như sau

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} \times f_{cpg} = \frac{197000}{35441.7} \times 16.25 = 90.3 \text{ MPa}$$

+ Tính lại: Δf_{pR1} , ban đầu lại giả sử $\Delta f_{pR1} = 0$

$$f_{py} = 0.9 \times f_{pu} = 0.9 \times 1860 = 1674 \text{ MPa}$$

$$f_{pi} = 0.75 \times f_{pu} - \Delta f_{pES} = 0.75 \times 1860 - 90.3 = 1304.7 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24 \times t)}{40} \times \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right) \times f_{pi} = \frac{\log(24 \times 5)}{40} \times \left(\frac{1304.7}{1674} - 0.55 \right) \times 1304.7$$

$$= 15.6 \text{ MPa}$$

– **Vòng 2 :**

$$f_{pi} = 0.75 \times f_{pu} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pR1} = 0.75 \times 1860 - 90.3 - 15.6 = 1289.1 \text{ MPa}$$

$$P_i = f_{pi} \times A_{ps} = 1289.1 \times 5040 = 6497064 \text{ N}$$

$$f_{cpG} = -\frac{P_i}{A_g} - \frac{P_i \times e}{I_g} \times e + \frac{M_g}{I_g} \times e$$

$$= -\frac{6497064}{767002} - \frac{6497064 \times 893.4}{280884445200} \times 893.4 + \frac{3442123437}{280884445200} \times 893.4$$

$$= -16 \text{ MPa}$$

+ Vì mất mát ứng suất gây dương nên ta có thể viết biểu thức dưới đây như sau:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} \times f_{cpG} = \frac{197000}{35441.7} \times 16 = 88.9 \text{ MPa}$$

$$f_{pi} = 0.75 \times f_{pu} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pR1} = 0.75 \times 1860 - 88.9 - 15.6$$

$$= 1290.5 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24 \times t)}{40} \times \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right) \times f_{pi} = \frac{\log 24 \times 5}{40} \times \left(\frac{1290.5}{1674} - 0.55 \right) \times 1290.5$$

$$= 14.82 \text{ MPa}$$

Vòng 3:

$$f_{pi} = 0.75 \times f_{pu} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pR1} = 0.75 \times 1860 - 88.9 - 14.82 = 1291.28 \text{ MPa}$$

$$P_i = f_{pi} \times A_{ps} = 1291.28 \times 5040 = 6508051 \text{ N}$$

$$f_{cpG} = -\frac{P_i}{A_g} - \frac{P_i \times e}{I_g} \times e + \frac{M_g}{I_g} \times e$$

$$= -\frac{6508051}{767002} - \frac{6508051 \times 893.4}{280884445200} \times 893.4 + \frac{3442123437}{280884445200} \times 893.4$$

$$= -16 \text{ MPa}$$

+ Vì mất mát ứng suất gây dương nên ta có thể viết biểu thức dưới đây như sau:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} \times f_{cpG} = \frac{197000}{35441.7} \times 16 = 88.9 \text{ MPa}$$

$$f_{pi} = 0.75 \times f_{pu} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pR1} = 0.75 \times 1860 - 88.9 - 14.82$$

$$= 1291.28 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24 \times t)}{40} \times \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right) \times f_{pi} = \frac{\log 24 \times 5}{40} \times \left(\frac{1291.28}{1674} - 0.55 \right) \times 1291.28$$

$$= 14.86 \text{ MPa}$$

+ Tính lại :

$$f_{ps} = 0.75 \times f_{pu} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pR1} = 0.75 \times 1860 - 88.9 - 14.86 = 1291.24 \text{ MPa}$$

để so sánh với giá trị f_{pi} đầu vòng lặp.

⇒ $f_{pi} \approx f_{ps}$ sai số nhỏ hơn 5%. Vậy vòng lặp hội tụ.

– Giá trị kết quả như sau:

$$\Delta f_{pES} = 88.9 \text{ MPa}, \Delta f_{pR1} = 14.86 \text{ MPa}$$

BẢNG TÍNH MẤT MẤT ỨNG SUẤT DO CO NGẮN ĐÀN HỒI Δf_{pES} (MPa)

Mặt cắt	0	1	2	3	4	5	
y_{tg} (mm)	380.7	716.2	571.9	571.9	571.9	571.9	571.9
d_{ps} (mm)	0	1458.3	1465.3	1465.3	1465.3	1465.3	1465.3
e (mm)	-380.7	742.1	893.4	893.4	893.4	893.4	893.4
A_{ps2} (mm ²)	0	3780	5040	5040	5040	5040	5040
f_{pi} (MPa)	1302	1302	1302	1302	1302	1302	1302
P_i (N)	0	4921560	6562080	6562080	6562080	6562080	6562080
A_g (mm ²)	763700	1464012	767002	767002	767002	767002	767002
I_g (mm ⁴)	4.2853E+10	3.595E+11	2.8088E+11	2.8088E+11	2.8088E+11	2.8088E+11	2.8088E+11
M_g (Nmm)	0	836965631	1239164437	2202959000	2891383687	3304438499	3442100000
f_{cpG} (MPa)	0.0	-9.17	-23.26	-20.2	-18.01	-16.69	-16.69
Δf_{pES} (MPa)	0.000	50.97	129.29	112.28	100.11	92.77	90.00
f_{pi} (MPa)		1344.03	1265.71	1282.72	1294.89	1302.23	1302.24
Δf_{pR1} (MPa)	0.0	17.67	13.56	14.42	15.05	15.43	15.43
f_{ps} (MPa)		1326.36	1252.15	1268.3	1279.84	1286.8	1291.24
P_i (N)		5013641	6310836	6392232	6450394	6485472	6498022
f_{cpG} (Mpa)		-9.38	-22.22	-19.49	-17.26	-16.37	-16.43
Δf_{pES} (MPa)		52.13	123.51	108.33	95.94	90.99	88.9
f_{pi} (MPa)		1325.2	1257.93	1272.25	1284.01	1288.58	1291.28
Δf_{pR1} (MPa)		16.64	13.17	13.89	14.49	14.72	14.86
f_{ps} (MPa)		1326.23	1258.32	1272.78	1284.57	1289.29	1291.24
P_i (N)		5013149	6341933	6414811	6474233	6498022	6500000
f_{cpG} (Mpa)		-9.38	-22.35	-19.58	-17.64	-16.43	-16.43
Δf_{pES} (MPa)		52.13	124.23	108.83	98.05	91.32	88.9

f_{pi} (MPa)		1326.23	1257.6	1272.28	1282.46	1288.96	129
Δf_{pRI} (MPa)		16.70	13.16	13.89	14.41	14.74	14
f_{ps} (MPa)		1326.17	1257.61	1272.28	1282.54	1288.94	129

Bảng kết quả tính toán

Mặt cắt	0	1	2	3	4	5	6
Δf_{pES} (MPa)	0.00	52.13	124.23	108.83	98.05	91.32	88.9
Δf_{pRI} (MPa)	0.00	16.70	13.16	13.89	14.41	14.74	14.86

4.10.2. Mất mát ứng suất do co ngót

- Theo 22TCN 272-05 : Với dầm căng trước ta có công thức 5.9.5.4.2-1:

$$\Delta f_{pSR} = 117 - 1.03 \times H = 117 - 1.03 \times 80 = 34.6 \text{ MPa}$$

- Trong đó: Xem như độ ẩm môi trường là: $H = 80 \%$

4.10.3. Mất mát ứng suất do từ biến của bê tông

- Theo 22 TCN 272 – 05, công thức 5.9.5.4.3-1

$$\Delta f_{pCR} = 12 \times |f_{cpg}| - 7 \times \Delta f_{cdp} \geq 0$$

f_{cpg} : ứng suất bê tông tại trọng tâm thép dự ứng lực lúc truyền lực (MPa)

Δf_{cdp} : thay đổi ứng suất bê tông tại trọng tâm cốt thép DƯL do tải trọng thường xuyên, trừ tải trọng tác dụng vào lúc thực hiện DƯL (MPa)

$$\Delta f_{cdp} = \frac{M_{DC2}}{I_g} \times e + \frac{M_{DC3} + M_{DW}}{I_c} \times d_{ps} - y_{tc}$$

$$M_{DC2} = 1.05 \times 1.25 \times DC_{bmc} + DC_{dn} \times \omega_M$$

$$M_{DC3} = 1.05 \times 1.25 \times DC_3^b \times \omega_M$$

$$M_{DW} = 1.05 \times 1.5 \times DC_{DW}^b \times \omega_M$$

$$f_{cpg} = -\frac{P_i}{A_g} - \frac{P_i \times e}{I_g} \times e + \frac{M_g}{I_g} \times e$$

$$= -\frac{6508051}{767002} - \frac{6508051 \times 893.4}{280884445200} \times 893.4 + \frac{3442123437}{280884445200} \times 893.4$$

$$= -16.03 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{cdp} = \frac{M_{DC2}}{I_g} \times e + \frac{M_{DC3} + M_{DW}}{I_c} \times d_{ps} - y_{tc}$$

$$= \frac{1809211573}{280884445200} \times 893.4 + \frac{2338795358 \times 1465.3 - 371.3}{385344817900}$$

$$= 12.39 \text{ MPa}$$

Mặt cắt	0	1	2	3	4	5	6
M_{DC2} (Nmm)	0	43991679 4	65131616 7	115789540 7	151973772 1	173684311 0	180921157 3
$M_{DC3} + M_{DW}$ (Nmm)	0	56868714 0	84196632 9	149682902 9	196458810 0	224524354 3	233879535 8
Δf_{cdp} (MPa)	0	1.85	4.46	7.93	10.41	11.90	12.39
Δf_{pCR} (MPa)	0	99.61	236.98	179.57	133.81	113.86	105.63

4.10.4. Mất mát ứng suất do tự chùng của cốt thép trong giai đoạn khai thác

– Theo 22 TCN 272-05 ta có:

$$\Delta f_{pR2} = \left[138 - 0.4 \times \Delta f_{pES} - 0.2 \times \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} \right] \times 30\%$$

Mặt cắt	0	1	2	3	4	5	6
Δf_{pR2} (MPa)	39.32	27.09	10.20	15.49	19.53	21.53	22.32

4.10.5. Tổng mất mát dự ứng suất:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1} + \Delta f_{pR2}$$

Bảng tổng hợp mất mát ứng suất tại các mặt cắt

BẢNG TỔNG HỢP MẤT MẤT ỨNG SUẤT Δf_{pT} (MPa)

Mặt cắt	0	1	2	3	4	5	6
Δf_{pES} (MPa)	0.00	52.13	124.23	108.83	98.05	91.32	88.9
Δf_{pR1} (MPa)	0.00	16.70	13.16	13.89	14.41	14.74	14.86
Δf_{pCR} (MPa)	0.00	99.61	236.98	179.57	133.81	113.86	105.63
Δf_{pSR} (MPa)	34.6	34.6	34.6	34.6	34.6	34.6	34.6
Δf_{pR2} (MPa)	39.32	27.09	10.20	15.49	19.53	21.53	22.32
Δf_{pT} (MPa)	39.32	230.13	419.17	352.38	300.4	276.05	266.31

Nhận xét : theo như qua các bước tính toán nội lực ở bên trên ta nhận thấy giá trị nội lực dầm biên bao giờ cũng lớn hơn dầm giữa. Vì vậy ta chỉ cần kiểm toán dầm biên.

4.11. KIỂM TOÁN

4.11.1. Kiểm tra khả năng chịu uốn của dầm trong giai đoạn truyền lực

Nhận xét : Các giá trị ứng suất ở các thớ tại các mặt cắt phải thỏa mãn ứng suất kéo và nén cho phép thì lúc đó dầm mới đảm bảo khả năng chịu lực.

Ứng suất nén cho phép : $f_n = 0.6 \times f_{ci}' = 0.6 \times 43.48 = 26.088 \text{ MPa}$

Ứng suất kéo cho phép :

$$f_k = \text{Min} \begin{cases} 0.25 \times \sqrt{f_{ci}'} = 0.25 \times \sqrt{43.48} = 1.648 \text{ MPa} \\ 1.38 \text{ MPa} \end{cases} = 1.38 \text{ MPa}$$

Vì cách tính toán các mặt cắt là tương tự nhau nên ở đây ta chỉ tính cho 1 mặt cắt tượng trưng là mặt cắt giữa nhịp còn các mặt cắt còn lại thì sẽ lập bảng tính.

– Tải trọng

+ Trọng lượng bản thân dầm : $M_{DCdc} = 3442123437 \text{ N.mm}$

+ Cường độ truyền vào cáp trong giai đoạn truyền lực:

$$f_{pi} = 0.75 \times f_{pu} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pR1} = 0.75 \times 1860 - 88.9 - 14.86 = 1291.24 \text{ MPa}$$

+ Lực truyền vào cáp: $P_i = f_{pi} \times A_{ps} = 1291.24 \times 5040 = 6507850 \text{ N}$

+ Lực truyền vào cáp do cáp chống nứt thớ trên

$$P_i' = f_{pi} \times A_{ps} = 1395 \times 280 = 390600 \text{ N}$$

– Các công thức tính toán cho mặt cắt giữa nhịp X_6

Thớ trên

$$\begin{aligned} f_t &= -\frac{P_i + P_i'}{A_g} + \frac{P_i \times e}{I_g} \times y_{tg} - \frac{P_i' \times e}{I_g} \times y_{tg} - \frac{M_g}{I_g} \times y_{tg} \\ &= -\frac{6507850 + 390600}{767002} + \frac{6507850 \times 893.4}{280884445200} \times 571.9 - \frac{390600 \times 893.4}{280884445200} \times 571.9 \\ &\quad - \frac{3442123437}{280884445200} \times 571.9 \\ &= -4.875 \text{ MPa} \end{aligned}$$

⇒ Giá trị nội lực là âm có nghĩa là thớ đang xét là nén thì phải so sánh với ứng suất nén cho phép: $f_n = 26.088 \text{ MPa} \Rightarrow$ thỏa mãn

Thớ dưới

$$\begin{aligned} f_t &= -\frac{P_i + P_i'}{A_g} - \frac{P_i \times e}{I_g} \times y_{bg} + \frac{P_i' \times e}{I_g} \times y_{bg} + \frac{M_g}{I_g} \times y_{bg} \\ &= -\frac{6507850 + 390600}{767002} - \frac{6507850 \times 893.4}{280884445200} \times 1028.1 + \frac{390600 \times 893.4}{280884445200} \times 1028.1 \\ &\quad + \frac{3442123437}{280884445200} \times 1028.1 \\ &= -16.399 \text{ MPa} \end{aligned}$$

⇒ Giá trị nội lực là âm có nghĩa là thờ đang xét là nén thì phải so sánh với ứng suất nén cho phép: $f_n = 26.088 \text{ MPa} \Rightarrow$ thỏa mãn

Mặt cắt	0	1	2	3	4	5	6
e (mm)	-380.7	742.1	893.4	893.4	893.4	893.4	893.4
y_{tg} (mm)	380.7	716.2	571.9	571.9	571.9	571.9	571.9
y_{bg} (mm)	491.3	883.8	1028.1	1028.1	1028.1	1028.1	1028.1
A_g (mm²)	763700	1464012	767002	767002	767002	767002	767002
I_g (mm⁴)	4.285E+10	3.595E+11	2.8088E+11	2.8088E+11	2.8088E+11	2.8088E+11	2.8088E+11
M_g (Nmm)	0	836965631	1239164437	2202959000	2891383687	3304438499	3442123437
Δf_{pES} (MPa)	0	52.13	124.23	108.83	98.05	91.32	88.9
Δf_{pR1} (MPa)	0	16.70	13.16	13.89	14.41	14.74	14.86
f_{ps} (MPa)	1395	1326.17	1257.6	1272.28	1282.54	1288.94	1291.24
P_i (N)	0	5012923	6338354	6412291	6464002	6496258	6507850
P'_i (N)	390600	390600	390600	390600	390600	390600	390600
f_t (MPa)	0.000	1.476	-0.477	-2.401	-3.776	-4.601	-4.875
f_b (MPa)	0.000	-10.066	-23.687	-20.497	-18.214	-16.850	-16.399

4.11.2. Kiểm tra khả năng chịu uốn ở Trạng Thái Giới Hạn Sử dụng

Điều kiện để khả năng chịu uốn thỏa mãn trong giai đoạn này là tất cả các giá trị ứng suất của các thờ trên các mặt cắt khác nhau không được lớn hơn ứng suất cho phép nén nếu như kết quả tính là âm (lấy giá trị tuyệt đối để so sánh), và không được lớn hơn ứng suất cho phép kéo nếu như kết quả tính toán là dương.

Như kết quả tính toán trên thì ở trạng thái giới hạn Sử Dụng nội lực do tải trọng tác dụng lên dầm biên lớn hơn nên ta kiểm toán với giá trị nội lực dầm biên.

Giới hạn ứng suất trong bê tông

+ Ứng suất nén cho phép : $f_n = 0.45 \times f'_c = 0.45 \times 50 = 22.5 \text{ MPa}$

+ Ứng suất kéo cho phép : $f_k = 0.5 \times \sqrt{f'_c} = 0.5 \times \sqrt{50} = 3.536 \text{ MPa}$

Vì cách tính toán các mặt cắt là tương tự nhau nên ở đây ta chỉ tính cho 1 mặt cắt tượng trưng là mặt cắt giữa nhịp còn các mặt cắt còn lại thì sẽ lập bảng tính.

– Tải trọng

+ Trọng lượng bản thân dầm:

$$\begin{aligned} M_{DCdc} &= DC_{DC} + DC_{VN} \times \omega_M = 20.11 \times 130411250 \\ &= 2622570238 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

+ Trọng lượng bản mặt cầu và dầm ngang:

$$\begin{aligned} M_{DC2} &= M_{DC_{bmc}} + M_{DC_{dn}} \\ &= DC_{bmc} + DC_{dn} \times \omega_M = 10.57 \times 130411250 \\ &= 1378446913 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

+ Trọng lượng lan can, lề bộ hành.

$$M_{DC3} = M_{lc} = DC_{lc} \times \omega_M = 8 \times 130411250 = 1043290000 \text{ N.mm}$$

+ Trọng lượng lớp phủ:

$$M_{DW} = DW \times \omega_M = 4.72 \times 130411250 = 615541100 \text{ N.mm}$$

+ Hoạt tải:

$$\begin{aligned} M_{LL} &= mg_{M-LL}^E \times 1 + IM \times M_{truck}^E + mg_{M-lanc}^E \times M_{lanc}^E + mg_{M-PL}^E \times M_{PL}^I \\ &= 0.57 \times 1.25 \times 2237375000 + 0.57 \times 1212824625 + 0.57 \times 586850625 \\ &= 2619944580 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

– Cường độ truyền vào cáp trong giai đoạn truyền lực:

$$f_{pf} = 0.75 \times f_{pu} - \Delta f_{pT} = 0.75 \times 1860 - 266.31 = 1128.69 \text{ MPa}$$

– Lực truyền vào cáp:

$$P_f = f_{pf} \times A_{ps} = 1128.69 \times 5040 = 5688598 \text{ N}$$

– Các công thức tính toán cho mặt cắt giữa nhịp X_6 :

Thở trên :

$$\begin{aligned} f_t &= -\frac{P_f}{A_g} + \frac{P_f \times e}{I_g} \times y_{tg} - \frac{M_g}{I_g} \times y_{tg} - \frac{M_{DC2}}{I_g} \times y_{tg} - \frac{M_{DC3} + M_{DW} + M_{LL}}{I_c} \times y_{tc} \\ &= -\frac{5688598}{767002} + \frac{5688598 \times 893.4}{280884445200} \times 571.9 - \frac{2622570238}{280884445200} \times 571.9 - \\ &\quad - \frac{1378446913}{280884445200} \times 571.9 - \frac{4278775680}{385344817900} \times 371.3 \\ &= -9.338 \text{ MPa} \end{aligned}$$

⇒ Giá trị nội lực là âm có nghĩa là thở đang xét là nén thì phải so sánh với ứng suất nén cho phép: $f_n = 22.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ thỏa mãn

Thở dưới:

$$\begin{aligned}
 f_b &= -\frac{P_f}{A_g} - \frac{P_f \times e}{I_g} \times y_{bg} + \frac{M_g}{I_g} \times y_{bg} + \frac{M_{DC2}}{I_g} \times y_{bg} + \frac{M_{DC3} + M_{DW} + M_{LL}}{I_c} \times y_{bc} \\
 &= -\frac{5688598}{767002} - \frac{5688598 \times 893.4}{280884445200} \times 1028.1 + \frac{2622570238}{280884445200} \times 1028.1 + \\
 &\quad + \frac{1378446913}{280884445200} \times 1028.1 + \frac{4278775680}{385344817900} \times 1228.7 \\
 &= 2.269 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

⇒ Giá trị nội lực là dương có nghĩa là thép đang xét là kéo thì phải so sánh với ứng suất kéo cho phép: $f_k = 0.5 \times \sqrt{f'_c} = 0.5 \times \sqrt{50} = 3.536 \text{ MPa} \Rightarrow$ thỏa mãn

Mặt cắt	0	1	2	3	4	5	6
e (mm)	-380.7	742.1	893.4	893.4	893.4	893.4	893.4
y_{tg} (mm)	380.7	716.2	571.9	571.9	571.9	571.9	571.9
y_{bg} (mm)	491.3	883.8	1028.1	1028.1	1028.1	1028.1	1028.1
y_{tc} (mm)	236.8	566.1	371.3	371.3	371.3	371.3	371.3
y_{bc} (mm)	563.2	1033.9	1228.7	1228.7	1228.7	1228.7	1228.7
A_g (mm²)	763700	1464012	767002	767002	767002	767002	767002
I_g (mm⁴)	4.285E+10	3.595E+11	2.8088E+11	2.8088E+11	2.8088E+11	2.8088E+11	2.8088E+11
M_g (Nmm)	0	637688100	944125286	1.678E+09	2.203E+09	2.518E+09	2.623E+09
I_c (mm⁴)	9.6784E+10	5.384E+11	3.8534E+11	3.8534E+11	3.8534E+11	3.8534E+11	3.8534E+11
M_{DC2} (Nmm)	0	335174700	496240889	882206024	1.158E+09	1.323E+09	1.378E+09
M_{DC3+DW} (Nmm)	0	403351200	597179196	1.062E+09	1.393E+09	1.592E+09	1.659E+09
M_{LL} (Nmm)	0	661014784	976574924	1.721E+09	2.224E+09	2.538E+09	2.62E+09
Δf_{pT} (MPa)	39.32	230.13	419.17	352.38	300.4	276.05	266.31
f_{pf} (MPa)	1355.68	1164.8	975.83	1042.64	1094.6	1118.95	1128.69
P_f (N)	0	4403209	4918183	5254805	5516784	5639508	5688598
f_t (MPa)	0.000	0.445	-1.915	-5.187	-7.486	-8.895	-9.338
f_b (MPa)	0.000	-6.605	-12.205	-5.789	-1.397	1.435	2.269

4.11.3. Xác định sức kháng uốn danh định

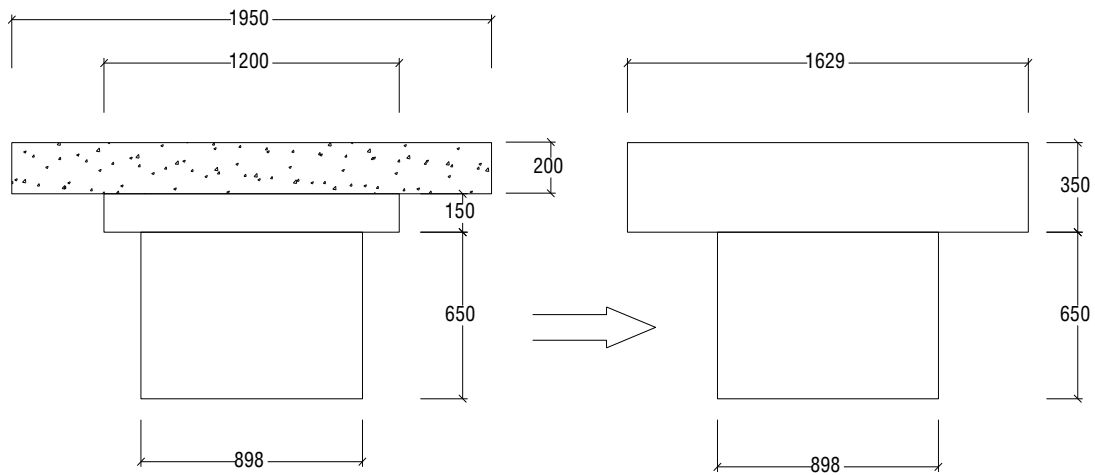
Điều kiện : $\phi \times M_n > M_u$

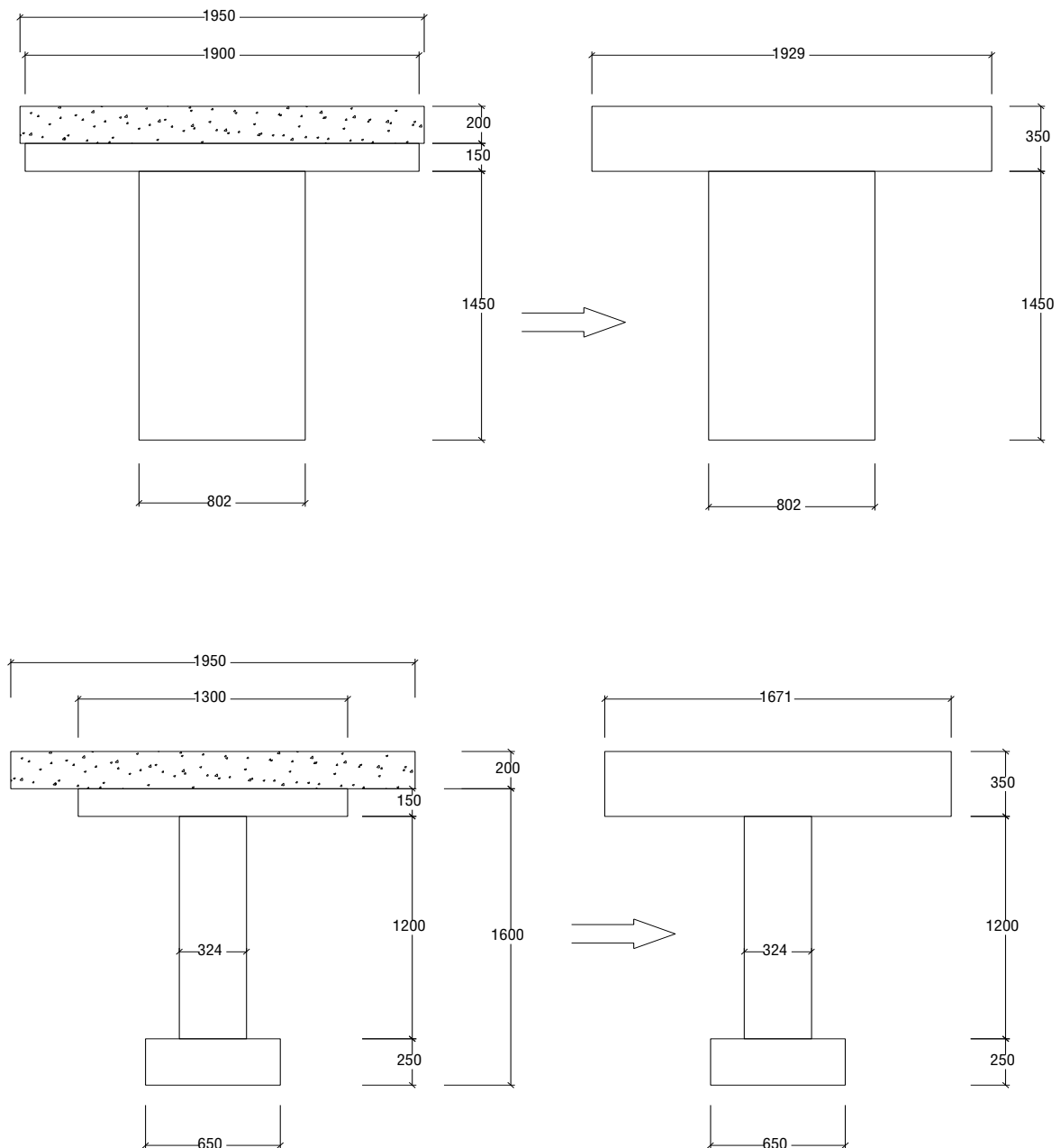
Trong đó: $\phi = 0.9$ – Hệ số sức kháng

M_n - Sức kháng uốn danh định của bản thân của tiết diện

M_u - Mômen ngoại lực tác dụng.

Tiết diện liên hợp quy đổi :





Hình 4.27. Quy đổi tiết diện liên hợp

a Kiểm tra hàm lượng cốt thép max và điều kiện sức kháng danh định:

Kiểm toán cho mặt cắt giữa nhịp

- Cường độ chảy của thép dul là: $f_{py} = 1674 \text{ MPa}$
- Cường độ kéo đứt của thép dul là: $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$
- Hệ số k

$$k = 2 \times \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) = 2 \times \left(1.04 - \frac{1674}{1860} \right) = 0.28$$

- Khoảng cách từ trọng tâm nhóm cáp đến mép trên của tiết diện liên hợp

$$d_{ps6} = 1465.3 + 200 = 1665.3 \text{ mm}$$

- Hệ số quy đổi β_1

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times f'_c - 28 = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times 50 - 28 = 0.693$$

- Khoảng cách từ trọng tâm của thiết diện đến mép trên của bản cánh : 22TCN 272-05 (5.7.3.1.2-3) (bỏ qua cốt thép thường chịu kéo nén)

$$c_1 = \frac{A_{ps} \times f_{pu} - \beta_1 \times b_f - b_w \times h_f \times 0.85 \times f'_c}{0.85 \times f'_c \times \beta_1 \times b_w + k \times \frac{A_{ps}}{d_{ps}} \times f_{pu}}$$

$$= \frac{5040 \times 1860 - 0.693 \times 1671 - 324 \times 350 \times 0.85 \times 50}{0.85 \times 50 \times 0.693 \times 324 + 0.28 \times \frac{5040}{1665.3} \times 1860} = -405.71 \text{ mm}$$

- Suy ra: $c = -405.71 < h_f = 350 \text{ mm}$.

Lúc này trục trung hòa đi qua cánh, ta phải tính tiết diện hình chữ nhật.

$$b_w = b = 1671 \text{ mm}$$

$$c_2 = \frac{A_{ps} \times f_{pu}}{0.85 \times f'_c \times \beta_1 \times b + k \times \frac{A_{ps}}{d_{ps}} \times f_{pu}}$$

$$= \frac{5040 \times 1860}{0.85 \times 50 \times 0.693 \times 1671 + 0.28 \times \frac{5040}{1665.3} \times 1860} = 184.6 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow a = \beta_1 \times c = 0.693 \times 184.6 = 127.9 \text{ mm}$$

- Xác định ứng suất trung bình trong cốt thép DUL với sức kháng uốn danh định theo 22TCN 272-05 điều 5.7.3.1.1-1

$$f_{ps} = f_{pu} \times \left(1 - k \times \frac{c}{d_{ps}} \right) = 1860 \times \left(1 - 0.28 \times \frac{184.57}{1665.3} \right) = 1802.3 \text{ MPa}$$

- Xác định mômen kháng uốn danh định M_n

$$M_n = \left[A_{ps} \times f_{ps} \times \left(d_{ps} - \frac{a_{ld}}{2} \right) + 0.85 \times \beta_1 \times f'_c \times (b - b_w) \times h_f \times \left(\frac{a_{ld}}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \right]$$

$$= 5040 \times 1802.3 \times \left(1665.3 - \frac{127.9}{2} \right) + 0$$

$$= 14546010050 \text{ N.mm}$$

Ta có :

$$M_r = 0.9 \times M_n = 13091409040 > M_u = 12404000000 \text{ N.mm}$$

Vậy thỏa điều kiện sức kháng uốn danh định.

- Kiểm tra hàm lượng thép tối đa

$$\frac{c}{d_{ps}} = \frac{184.6}{1665.3} = 0.11 < 0.42 \quad \text{Vậy thỏa hàm lượng cốt thép max.}$$

Mặt cắt	0	1	2	3	4	5	6
$A_{ps2} \text{ (mm}^2\text{)}$	0	3780	5040	5040	5040	5040	5040
$b \text{ (mm)}$	1629	1929	1671	1671	1671	1671	1671
$b_w \text{ (mm)}$	898	802	324	324	324	324	324
$h_f \text{ (mm)}$	350	350	350	350	350	350	350
$d_{ps} \text{ (mm)}$	270.0	1658.3	1665.3	1665.3	1665.3	1665.3	1665.3
$c_1 \text{ (mm)}$	-284.9	-184.9	-405.7	-405.7	-405.7	-405.7	-405.7
$c_2 \text{ (mm)}$	0	121.2	184.6	184.6	184.6	184.6	184.6
$a_{td} \text{ (mm)}$	0	84	127.9	127.9	127.9	127.9	127.9
$f_{ps} \text{ (MPa)}$	1860	1821.9	1802.3	1802.3	1802.3	1802.3	1802.3
$M_n \text{ (Nmm)}$	0	11131276706	14546010050	14546010050	14546010050	14546010050	14546010050
$M_r \text{ (Nmm)}$	0	10018149030	13091409040	13091409040	13091409040	13091409040	13091409040
c/d_s	0	0.07	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11

b Kiểm tra hàm lượng thép tối thiểu min

Cốt thép tối thiểu phải đảm bảo momen kháng uốn tính toán giá trị nhỏ hơn trong 2 giá trị sau :

- 1.2 lần sức kháng nứt.
- 1.3 lần momen tính toán cần thiết dưới tổ hợp tải trọng – cường độ.

Kiểm toán cho mặt cắt giữa nhịp

- Điều kiện kiểm tra: $M_r > \min 1.2 \times M_{cr}; 1.33 \times M_u$
- Cường độ chịu kéo khi uốn

$$f_r = -0.63 \times \sqrt{50} = -4.455 \text{ MPa}$$

- Mômen giai đoạn 1 (Chỉ có tĩnh tải của dầm chủ)

$$M_1 = M_{DC}^I = 2622570238 \text{ N.mm}$$

- Mômen giai đoạn 2 (gồm bản mặt cầu, lớp phủ, lan can, lề bộ hành, phân cách)

$$M_2 = M_{DC}^{II} + M_{DW} = 3037278013 \text{ N.mm}$$

- Để xác định được mômen tác dụng lên thõ dưới của dầm gây nứt thì ta cần tính thêm một mômen phụ thêm.

$$\Delta M = \left(f_r + \frac{P_f}{A_g} + \frac{P_f \times e}{I_g} \times y_{bg} - \frac{M_1}{I_g} \times y_{bg} - \frac{M_2}{I_c} \times y_{bc} \right) \times \frac{I_c}{y_{bc}}$$

$$= \left(-4.455 + \frac{5688598}{767002} + \frac{5688598 \times 893.4 \times 1028.1}{280884445200} - \frac{2622570238 \times 1028.1}{280884445200} - \frac{3037278013 \times 1228.7}{385344817900} \right) \times \frac{385344817900}{1228.7}$$

$$= 715007870 \text{ N.mm}$$

- Mômen tác dụng lên thớ dưới dầm đạt ứng suất lớn nhất

$$1.2 \times M_{cr} = 1.2 \times M_1 + M_2 + \Delta M = 10442149090 \text{ N.mm}$$

- Ta có $\min \begin{cases} 1.2 \times M_{cr} = 10442149090 \\ 1.33 \times M_u = 14249492708 \end{cases} = 10442149090 \text{ N.mm}$

- Sức kháng uốn tính toán

$$M_r = \phi \times M_n = 13107352759 \text{ N.mm}$$

- Suy ra:

$$M_r = \phi \times M_n = 13107352759 \text{ N.mm} > \min \begin{cases} 1.2 \times M_{cr} = 10442149090 \text{ N.mm} \\ 1.33 \times M_u \end{cases}$$

- Vậy thỏa hàm lượng cốt thép tối thiểu

Mặt cắt	0	1	2	3	4	5
f_r (MPa)	-4.455	-4.455	-4.455	-4.455	-4.455	-4.455
M_I (Nmm)	0	637688100	944125286	1678444952	2202959000	251766742
M_{II} (Nmm)	0	738525900	1093420085	1943857928	2551313531	291578689
y_{bg} (mm)	491.3	883.8	1028.1	1028.1	1028.1	1028.1
y_{bc} (mm)	563.2	1033.9	1228.7	1228.7	1228.7	1228.7
A_g (mm ²)	763700	1464012	767002	767002	767002	767002
I_g (mm ⁴)	4.285E+10	3.595E+11	2.8088E+11	2.8088E+11	2.8088E+11	2.8088E+11
I_c (mm ⁴)	9.6784E+10	5.384E+11	3.8534E+11	3.8534E+11	3.8534E+11	3.8534E+11
e (mm)	-380.7	742.1	893.4	893.4	893.4	893.4
P_f (N)	0	4403209	4918183	5254805	5516784	5639508
ΔM (Nmm)	-765575012	1874698233	3480470517	2269957057	1436195574	88650277
$1.2M_{cr}$ (Nmm)	-918690015	3901094679	6621619065	7070711925	7428561725	758394851
$1.33M_{uCDI}$ (Nmm)	0	4.07E+09	6.021E+09	1.067E+10	1.391E+10	1.589E+10
M_{rvc} (Nmm)	0	3901094679	6.021E+09	7070711925	7428561725	758394851
M_r (Nmm)	0	10018149030	13091409040	13091409040	13091409040	13091409040

- ⇒ Vậy thỏa hàm lượng thép tối thiểu

4.11.4. Kiểm tra độ võng, độ võng của dầm

- Xét tại mặt cắt giữa nhịp có độ võng lớn nhất
- Quy ước : độ võng xuống mang dấu dương, võng lên mang dấu âm
- Mômen quán tính:

+ Dầm nguyên khối: $I_g = 280884445200 \text{ mm}^4$

+ Dầm liên hợp: $I_c = 385344817900 \text{ mm}^4$

a. Độ võng do dự ứng lực

$$f_{v,ps} = -\frac{P \times e \times L^2}{8 \times E_{ci} \times I_g} = -\frac{6507850 \times 893.4 \times 33000^2}{8 \times 35441.7 \times 280884445200} = -79.5 \text{ mm}$$

b. Độ võng do trọng lượng bản thân dầm

$$f_{v,DC1} = \frac{5 \times DC_{dc} \times L_{tt}^4}{384 \times E_{cd} \times I_g} = \frac{5 \times 20.11 \times 32300^4}{384 \times 38007 \times 280884445200} = 26.7 \text{ mm}$$

c. Độ võng do bản mặt cầu, dầm ngang, ván khuôn, vách ngăn.

$$\begin{aligned} f_{v,DC2} &= \frac{5 \times DC_{bmc} + DC_{dn} \times L_{tt}^4}{384 \times E_{cd} \times I_g} \\ &= \frac{5 \times 10.57 \times 32300^4}{384 \times 38007 \times 280884445200} = 14.0 \text{ mm} \end{aligned}$$

d. Độ võng do gờ chắn, lan can.

$$\begin{aligned} f_{v,DC3} &= \frac{5 \times DC_{LC} \times L^4}{384 \times E_{cd} \times I_c} = \frac{5 \times 1.2 \times 32300^4}{384 \times 38007 \times 385344817900} \\ &= 1.2 \text{ mm (tính cho dầm giữa)} \\ f_{v,DC3} &= \frac{5 \times DC_{LC} \times L^4}{384 \times E_{cd} \times I_c} = \frac{5 \times 8 \times 32300^4}{384 \times 38007 \times 385344817900} \\ &= 7.7 \text{ mm (tính cho dầm biên)} \end{aligned}$$

e. Độ võng do lớp phủ và trang bị trên cầu

$$f_{v,DW} = \frac{5 \times DW_g \times L_{tt}^4}{384 \times E_{cd} \times I_c} = \frac{5 \times 4.72 \times 32300^4}{384 \times 38007 \times 385344817900} = 4.6 \text{ mm}$$

f. Độ võng của dầm sau khi căng cáp dự ứng lực

$$f_{v,TC} = f_{v,ps} + f_{v,DC1} = -79.5 + 26.7 = -52.8 \text{ mm}$$

g. Độ võng của dầm khi khai thác dưới tác dụng các tải trọng thường xuyên

$$\begin{aligned} f_{v,TTTX} &= f_{v,ps} + f_{v,DC1} + f_{v,DC2} + f_{v,DC3} + f_{v,DW} \\ &= -79.5 + 26.7 + 14 + 1.2 + 4.6 = -33 \text{ mm tính dầm giữa} \\ &\Rightarrow \text{võng lên} \end{aligned}$$

$$f_{v.TTTX} = f_{v.ps} + f_{v.DC1} + f_{v.DC2} + f_{v.DC3} + f_{v.DW}$$

$$= -79.5 + 26.7 + 14 + 7.7 + 4.6 = -26.5 \text{ mm tính dầm biên}$$

$\Rightarrow$ vòng lên

h. Độ võng của dầm khi khai thác dưới tác dụng các hoạt tải tải trọng thường xuyên

– Điều kiện kiểm toán:

$$f_{v.LL} \leq \frac{L_{tt}}{800} \text{ và } f_{v.LLvPL} \leq \frac{L_{tt}}{1000}$$

Trong đó :

$f_{v.LL}$: độ võng lớn nhất tại giữa nhịp do xe

Lấy bằng trị số lớn hơn của kết quả tính của xe tải thiết kế đơn; 25% của xe tải thiết kế cùng tải trọng làn

$f_{v.LLvPL}$: độ võng lớn nhất tại giữa nhịp do xe và người đi

Hệ số phân bố độ võng có thể lấy bằng số làn/số dầm, vì tất cả các làn thiết kế đều chất tải và tất cả các dầm đỡ đều giả thiết võng như nhau.

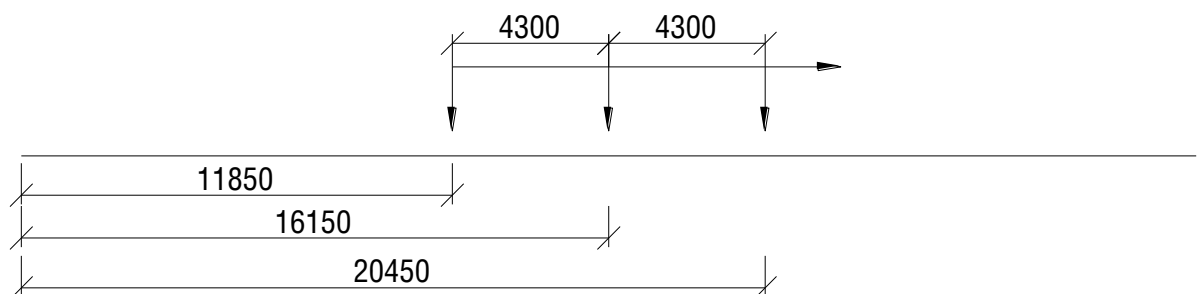
$$D_f = \frac{n_{lan}}{N_b} = \frac{2}{7}$$

– Tính độ võng do xe tải đơn:

$$P_1 = P_2 = D_f \times 145000 = \frac{2}{7} \times 145000 = 41429 \text{ N}$$

$$P_3 = D_f \times 35000 = \frac{2}{7} \times 35000 = 10000 \text{ N}$$

– Bố trí xe tại vị trí bất lợi nhất như hình vẽ:



Hình 4.28. Bố trí xe tính độ võng do xe tải đơn

$$f_{v.1} = \frac{P_1 \times c_1}{48 \times E_{cd} \times I_c} \times 3 \times L_{tt}^2 - 4 \times c_1^2$$

$$= \frac{41429 \times 11850}{48 \times 38007 \times 385344817900} \times 3 \times 32300^2 - 4 \times 11850^2 = 1.8 \text{ mm}$$

$$f_{v.2} = \frac{P_2 \times c_2}{48 \times E_{cd} \times I_c} \times 3 \times L_{tt}^2 - 4 \times c_2^2$$

$$= \frac{41429 \times 16150}{48 \times 38007 \times 385344817900} \times 3 \times 32300^2 - 4 \times 16150^2 = 2.0 \text{ mm}$$

$$f_{v.3} = \frac{P_3 \times c_3}{48 \times E_{cd} \times I_c} \times 3 \times L_{tt}^2 - 4 \times c_3^2$$

$$= \frac{10000 \times 20450}{48 \times 38007 \times 385344817900} \times 3 \times 32300^2 - 4 \times 20450^2 = 0.4 \text{ mm}$$

– Độ võng do xe tải thiết kế:

$$f_{v.3T} = f_{v.1} + f_{v.2} + f_{v.3} = 1.8 + 2 + 0.4 = 4.2 \text{ mm}$$

– Độ võng do tải trọng làn:

$$f_{v.lan} = \frac{5 \times q_{lan} \times L_{tt}^4}{384 \times E_{cd} \times I_c} = \frac{5 \times 9.3 \times 32300^4}{384 \times 38007 \times 385344817900} = 9.0 \text{ mm}$$

– Độ võng do tải trọng người đi:

$$f_{v.PL} = \frac{5 \times PL \times 1500 \times L_{tt}^4}{384 \times E_{cd} \times I_c} = \frac{5 \times 3.10^{-3} \times 1500 \times 32300^4}{384 \times 38007 \times 385344817900} = 4.4 \text{ mm}$$

– Độ võng do 25% xe tải thiết kế với tải trọng làn thiết kế:

$$f_{v.xe} = 25\% \times f_{v.3T} + f_{v.lan} = 0.25 \times 4.2 + 9.0 = 10.1 \text{ mm}$$

$$f_{v.kt} = \max f_{v.xe}; f_{v.3T} = \max 10.1; 4.2 = 10.1 \text{ mm}$$

– Kiểm tra độ võng do xe nói chung:

$$f_{v.kt} = 10.1 \text{ mm} \leq \frac{L_{tt}}{800} = \frac{32300}{800} = 40.4 \text{ mm} \Rightarrow \text{thỏa mãn}$$

– Kiểm tra độ võng do xe và tải trọng người đi:

$$f_{v.kt} + f_{v.PL} = 10.1 + 4.4 = 14.5 \text{ mm} < \frac{L_{tt}}{1000} = \frac{32300}{1000} = 32.3 \text{ mm} \Rightarrow \text{thỏa mãn}$$

4.11.5. Tính duyệt theo lực cắt và xoắn:

Ta tính tại mặt cắt $x_1 = 2.1 \text{ m}$. Các mặt cắt khác tính toán tương tự

Xác định sức kháng cắt danh định:

$$V_n = V_c + V_s = f_1 \times b_w \times d_v \times \cot \theta + \frac{A_v \times f_{vy}}{S} \times d_v \times \cot \theta$$

V_c : sức kháng danh định của mặt cắt bê tông

V_s : sức kháng danh định do cốt thép chịu cắt

Chiều cao hữu hiệu d_v : (Cánh tay đòn giữa tổng hợp lực nén và tổng hợp lực kéo khi uốn)

$$d_v = \max \begin{cases} d_{ps} - \frac{a_{td}}{2} = 1658.3 - \frac{84}{2} = 1616.3 \text{ mm} \\ 0.9 \times d_{ps} = 0.9 \times 1658.3 = 1492.5 \text{ mm} = 1616 \text{ mm} \\ 0.72 \times h = 0.72 \times 1800 = 1296 \text{ mm} \end{cases}$$

Xác định thông số β, θ :

Tra bảng TCN để xác định β từ thông số ứng suất cắt $\frac{V}{f'_c}$

Ứng biến dọc trong cốt thép phía chịu uốn:

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_u}{\phi_f \times d_v} + 0.5 \times \frac{N_u}{\phi_\alpha} + 0.5 \times \left(\frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right) \times \cot \theta - A_{ps} \times f_{po}}{E_s \times A_s + E_p \times A_{ps}}$$

Bề rộng hữu hiệu: $b_v = b_w$

Chiều cao chịu cắt hữu hiệu: $d_v = 1.6163 \text{ m}$

Hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo truyền lực kéo β

Góc nghiêng của ứng suất nén chéo θ

Ứng suất cắt trong bê tông được xác định theo công thức 5.8.2.9-1 (22TCN 272-05)

$$v = \frac{V_u - \phi_v \times V_p}{\phi_v \times b_w \times d_v}$$

Lực cắt đã nhân hệ số tại mặt cắt kiểm tra lực cắt $x_1 = 2.1 \text{ m}$:

$$V_u = 1395088 \text{ N}$$

Hệ số sức kháng cắt (TCN 5.5.4.2): $\phi_v = 0.9$

Sức kháng danh định do thành phần dự ứng lực thẳng đứng: $V_p = 0$

Ứng suất cắt trong bê tông:

$$v = \frac{V_u - \phi_v \times V_p}{\phi_v \times b_w \times d_v} = \frac{1395088 - 0.9 \times 0}{0.9 \times 802 \times 1616.3} = 1.20 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{v}{f'_{cl}} = \frac{1.20}{50} = 0.024 \leq 0.25 \rightarrow \text{Đạt}$$

Bảng TCN 5.8.3.4.2-1 thể hiện giá trị của θ và β cho mặt cắt có cốt thép ngang $N_u = 0; A_s = 0$

Thử $\theta = 27^\circ$; $\cot g\theta = 1.963$

Ứng suất trong cáp sau mất mát mà ứng suất trong bê tông bọc quanh nó bằng không:

$$f_{po} = f_{pf} + |f_{pc}| \times \frac{E_p}{E_c}$$

Chiều dài truyền lực hữu hiệu của thép DƯL:

$$L_{tl} = 60 \times D_{ps} = 60 \times 15.2 = 0.912 \text{ m}$$

Vì chiều dài truyền lực nhỏ hơn khoảng cách đến mặt cắt tính duyệt lực cắt $x_1 = 2.1 \text{ m}$, nên toàn bộ ứng suất trong thép DƯL tại mặt cắt đó là hữu hiệu.

$$f_{pc} = -\frac{P_f}{A_c} - \frac{P_f \times d_{ps} - y_{tc}}{I_c} = -\frac{4403209}{1790442} - \frac{4403209 \times 1658.3 - 566.1^2}{538397172500}$$

$$= -12.2 \text{ MPa}$$

$$f_{po} = f_{pf} + |f_{pc}| \times \frac{E_p}{E_c} = 1164.8 + 12.2 \times \frac{197000}{38007} = 1228.04 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_u}{\phi_f \times d_v} + 0.5 \times \frac{N_u}{\phi_\alpha} + 0.5 \times \left(\frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right) \times \cot g \theta - A_{ps} \times f_{po}}{E_s \times A_s + E_p \times A_{ps}}$$

$$= \frac{\frac{3060184231}{0.9 \times 1616.3} + 0.5 \times \left(\frac{1395088}{0.9} \right) \times 1.963 - 3780 \times 1228.04}{197000 \times 3780} = -1.3656 \times 10^{-3} \leq 0$$

Do $\varepsilon_x \notin [0; 0.002] \Rightarrow$ Không đạt, tính lại theo công thức 5.8.3.4.2-3 (272-05)

Diện tích bê tông ở phía dưới bị kéo do uốn của dầm có thể lấy bằng diện tích dầm giai đoạn 1 chia chiều cao dầm nhân với nửa chiều cao dầm liên hợp.

$$A_{cl} = \frac{A_1}{H} \times \frac{h}{2} = \frac{1464012}{1600} \times \frac{1800}{2} = 823507 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \varepsilon_x \times \frac{A_s \times E_s + A_{ps} \times E_p}{A_s \times E_s + A_{ps} \times E_p + A_c \times E_c} \\ &= -1.366 \times 10^{-3} \times \frac{3780 \times 197000}{3780 \times 197000 + 823507 \times 38007} \\ &= -3.174 \times 10^{-5}\end{aligned}$$

Dùng $\frac{v}{f'_c} = 0.024$ và ε_x để tra biểu đồ $\Rightarrow \theta = 27^\circ$, $\beta = 6.8$

Góc xiên ứng suất nén phù hợp với giả thiết, tiếp tục sử dụng để tính toán.

Sức kháng cắt danh định của bê tông:

$$V_{cl} = 0.083 \times \beta \times \sqrt{f'_c} \times b_{wl} \times d_v = 0.083 \times 6.8 \times \sqrt{50} \times 802 \times 1616.3 = 5173308 \text{ N}$$

Chọn cốt thép đai chống cắt

Để thuận lợi cho thi công chọn đường kính cốt đai không đổi nhưng khoảng cách thay đổi theo sự giảm lực cắt theo chiều dài dầm

$$D_{ctd} = 16 \text{ mm}$$

Bước cốt đai được chọn như sau :

Mặt cắt	0	1	2	3	4	5	6
$S_{ctd} \text{ (mm)}$	200	300	400	400	400	400	400

Diện tích cốt đai tối thiểu tại mặt cắt 1

$$A_{v1} = 0.083 \times \sqrt{f'_c} \times \frac{b_{v1} \times S_{ctd1}}{f_y} = 0.083 \times \sqrt{50} \times \frac{802 \times 300}{420} = 336.2 \text{ mm}^2$$

Góc nghiêng của cốt đai $\alpha = 0$

Chọn thép đai 4 nhánh đường kính 16 mm. Có diện tích :

$$A_v = 4 \times \pi \times \frac{16^2}{4} = 804 \text{ mm}^2$$

Sức kháng cắt của thép đai

$$V_s = \frac{A_{v1} \times f_y \times d_v \times \cot g \theta}{S_{ctd1}} = \frac{804 \times 420 \times 1616.3 \times \cot g 27}{300} = 3571300 \text{ N}$$

Cường độ kháng cắt danh định tại mặt cắt 1

$$V_r = 0.9 \times V_c + V_p + V_s = 0.9 \times 5173308 + 0 + 3571300 = 7870147 \text{ N}$$

Tính duyệt lực cắt theo TTGH Cường độ I

$$V_r = 7870147 \text{ N} > V_u = 1395088 \text{ N} \Rightarrow \text{thỏa}$$

Kiểm tra lại theo điều kiện cấu tạo :

Khoảng cách cốt đai tối đa:

$$S \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_v \times f_{vy}}{0.083 \times \sqrt{f'_c} \times b} = \frac{804 \times 420}{0.083 \times \sqrt{50} \times 802} = 717 \text{ mm} \\ \text{Min } 0.8 \times d_v = 1293; 600 \end{array} \right\} = 600 \text{ mm}$$

Kiểm tra lại khả năng chịu kéo của cốt thép dọc : tại mặt cắt đầu dầm và mặt cắt cách gối đoạn d_v

Mặt cắt kiểm tra lực cắt $x_1 = d_v$

Phải thỏa mãn phương trình:

$$A_s \times f_y + A_{ps} \times f_{ps} \geq \frac{M_u}{\phi_f \times d_v} + 0.5 \times \frac{N_u}{\phi_a} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0.5 \times V_s - V_p \right) \times \cot g \theta$$

Trong đó:

$A_s \times f_y + A_{ps} \times f_{ps}$ - Sức kháng cắt của vật liệu

$\frac{M_u}{\phi_f \times d_v} + 0.5 \times \frac{N_u}{\phi_a} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0.5 \times V_s - V_p \right) \times \cot g \theta$ - Lực cắt do ngoại lực tác

dụng

Các giá trị tính toán được: (bỏ qua cốt thép thường)

$$T_d = A_s \times f_y + A_{ps} \times f_{ps} = 3780 \times 1326.17 = 5012923 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} T_1 &= \frac{M_u}{\phi_f \times d_v} + 0.5 \times \frac{N_u}{\phi_a} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0.5 \times V_s - V_p \right) \times \cot g \theta \\ &= \frac{3060184231}{0.9 \times 1616.3} + 0 + \left(\frac{1395088}{0.9} - 0.5 \times 3571300 - 0 \right) \times \cot g 27^\circ \\ &= 1641308 \text{ N} \end{aligned}$$

So sánh kết quả tính được so với phương trình : $5012923 \text{ N} > 1641308 \text{ N}$

Vậy thỏa mãn điều kiện sức kháng cắt của vật liệu.

Mặt cắt gối đầu dầm x_0

Tại đầu dầm cắt khác không bố trí thép dự ứng lực nên ta sẽ bố trí các thanh thép dọc Ø32 để chịu lực dọc và lực cắt.

$$\text{Diện tích 1 thanh thép : } A_{D32} = \pi \times \frac{D^2}{4} = \pi \times \frac{32^2}{4} = 804 \text{ mm}^2$$

Ta có tại mặt cắt 0 :

$$\begin{aligned} T_0 &= \frac{M_u}{\phi_f \times d_v} + 0.5 \times \frac{N_u}{\phi_a} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0.5 \times V_s - V_p \right) \times \cot g \theta \\ &= \frac{0}{0.9 \times 1612} + 0 + \left(\frac{1569910}{0.9} - 0.5 \times 1856024 - 0 \right) \times \cot g 45^\circ \\ &= 1602461 \text{ N} \end{aligned}$$

Diện tích cốt thép dọc tối thiểu :

$$A_{s,min} = \frac{T_0}{f_y} = \frac{1602461}{420} = 3815 \text{ mm}^2$$

Số lượng thanh thép dọc tối thiểu :

$$n_{D32,min} = \frac{A_{s,min}}{A_{D32}} = \frac{3815}{804} = 4.7 \text{ thanh} \Rightarrow \text{chọn 8 thanh.}$$

Lực dọc tương đương :

$$T_{d0} = A_s \times f_y = n_{D32,min} \times A_{D32} \times f_y = 8 \times 804 \times 420 = 2701440 \text{ N}$$

Vậy $T_{d0} = 2701440 \text{ N} > T_0 = 1602461 \text{ N} \Rightarrow$ đạt, đủ diện tích cốt thép dọc.

Mặt cắt	0	1	2	3	4	5	6
A_{ps} (mm ²)	0	3780	5040	5040	5040	5040	5040
f_{ps} (MPa)	1395	1326.17	1257.6	1272.28	1282.54	1288.94	1291.24
b_w (mm)	898	802	324	324	324	324	324
H (mm)	800	1600	1600	1600	1600	1600	1600
d_{ps} (mm)	270.00	1658.33	1665.28	1665.28	1665.28	1665.28	1665.28
y_{tc} (mm)	236.8	566.1	371.3	371.3	371.3	371.3	371.3
A_g (mm ²)	763700	1464012	767002	767002	767002	767002	767002
I_c (mm ⁴)	9.6784E+10	5.384E+11	3.8534E+11	3.8534E+11	3.8534E+11	3.8534E+11	3.8534E+11
P_f (N)	0	4403209	4918183	5254805	5516784	5639508	5688598
a_{td} (mm)	0	84	127.9	127.9	127.9	127.9	127.9
d_v (mm)	560	1616.3	1601.3	1601.3	1601.3	1601.3	1601.3
V_u (N)	1569910	1395088	1302240	1040657	784886	534933	291022
v (Mpa)	3.4687	1.1958	2.7889	2.2287	1.6809	1.1456	0.6233
v/f'_c	0.069	0.024	0.056	0.045	0.034	0.023	0.013
f_{pc} (MPa)	0	-12.22	-25.87	-27.64	-29.02	-29.66	-29.92
f_{po} (MPa)	1355.68	1228.12	1109.91	1185.90	1245.00	1272.70	1283.77
M_u (Nmm)	0	30601842	45269033	80209310	104620000	119500000	124040000
θ (độ)	-	27	27	27	27	27	27
ϵ_x	-	-1.366E-	-1.04E-03	-0.73E-03	-1.85E-03	-2.48E-03	-2.47E-03

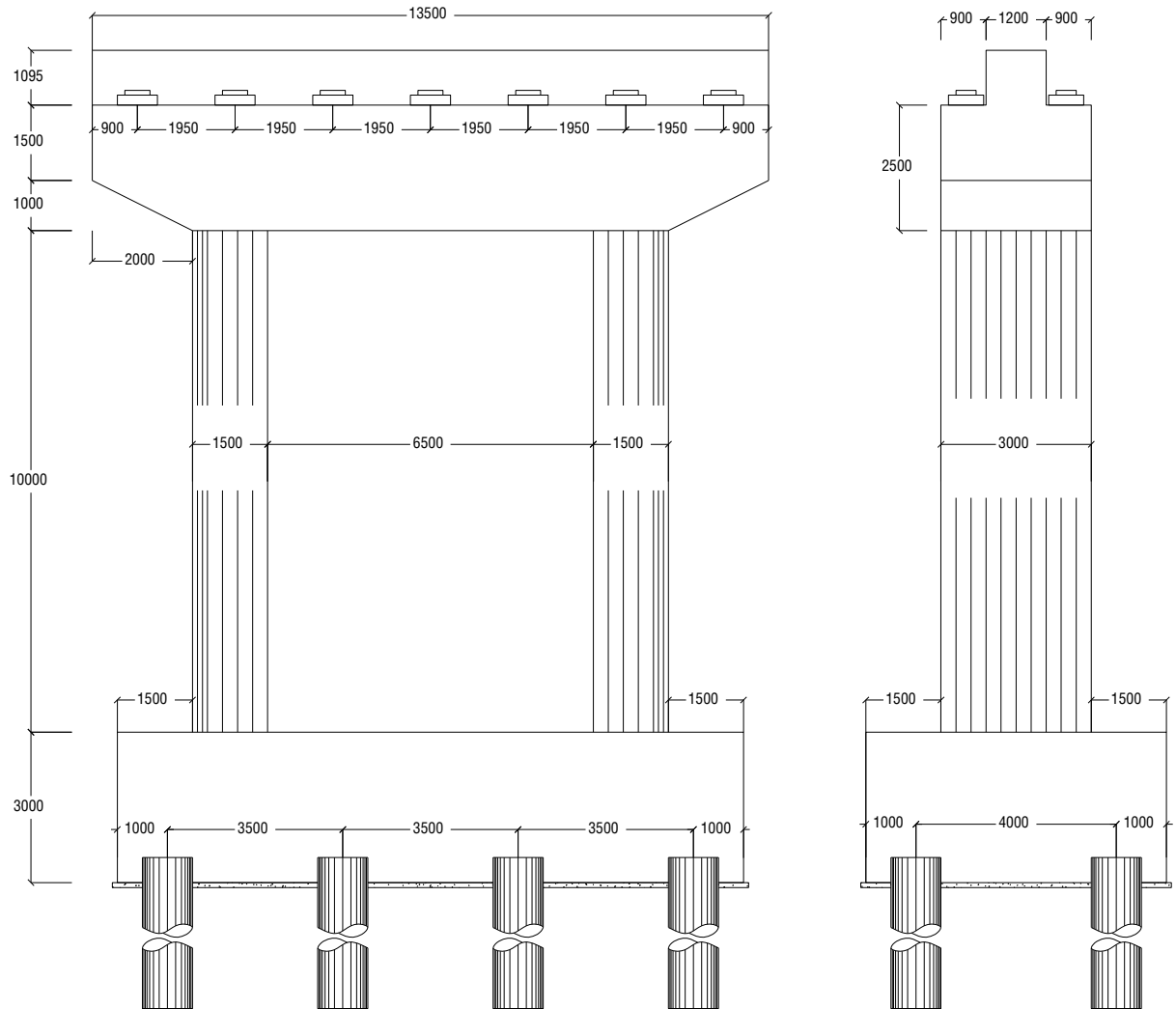
		03					
A_c (mm ²)	-	795841	322123	323770	323770	323770	323770
ϵ_x (tính lại)	-	-0.0317E-03	-0.0594E-03	0.0416E-03	0.0001	0.0001	0.0001
θ bảng (độ)	45	27	27	27	27	27	27
β (bảng)	2	6.8	6.8	4.78	4.15	4.15	4.15
S_{ctd} (mm)	200	300	400	400	400	400	400
f_y (MPa)	420	420	420	420	420	420	420
A_{vmin} (mm ²)	250.97	336.21	181.1	181.1	181.1	181.1	181.1
A_{vchon} (mm ²)	804	804	402	402	402	402	402
V_s (N)	1856024	3571300	1326809	1326809	1326809	1326809	1326809
V_c (N)	590279	5173308	2070569	1455488	1263656	1263656	1263656
V_p (N)	0	0	0	0	0	0	0
V_r (N)	2201673	7870147	3054067	2504067	2331418	2331418	2331418
V_u (N)	1569910	1395088	1302240	1040657	784886	534933	291022

CHƯƠNG V

THIẾT KẾ TRỤ CẦU

5.1. CÁC KÍCH THƯỚC CƠ BẢN

b_4	mm	6500
b'_4	mm	1500
b_5	mm	2000

Mặt cắt ngang trụ cầu T2**5.2. CÁC ĐIỀU KIỆN CƠ BẢN**

Mức nước tính toán

$$H_{tt} = +2.1 \text{ m}$$

Mức nước thấp nhất

$$H_{\min} = +0.4 \text{ m}$$

Mức nước cao nhất

$$H_{\max} = +5.5 \text{ m}$$

Cao độ đỉnh trụ

$$+8.460 \text{ m}$$

Cao độ đỉnh bệ trụ

$$-4.040 \text{ m}$$

Cao độ đáy bệ trụ

$$-7.040 \text{ m}$$

Loại trụ: trụ đặc

5.3. SỐ LIỆU KẾT CẤU PHẦN TRÊN.

- Số lượng dầm

$$N = 7 \text{ dầm}$$

- Khoảng cách các dầm	$S = 1.95 \text{ m}$
- Chiều dài thực tế	$L = 33 \text{ m}$
- Chiều dài tính toán	$L_{tt} = 32.3 \text{ m}$
- Tổng bề rộng cầu	$B = 13.5 \text{ m}$
- Bề rộng mặt đường xe chạy	$B_s = 10 \text{ m}$
- Bề rộng lề người đi	$B_{bh} = 1.5 \text{ m}$
- Chiều cao gờ đỡ lan can	$H_g = 0.65 \text{ m}$
- Chiều cao lan can	$H_{lc} = 0.77 \text{ m}$
- Chiều cao dầm Super Tee	$h = 1.6 \text{ m}$
- Chiều dày bản mặt cầu	$h_f = 0.2 \text{ m}$
- Khoảng cách từ tim gối đến tim trụ	$L_c = 0.375 \text{ m}$
- Lớp phủ mặt cầu trung bình	$t_1 = 0.14 \text{ m}$
- Kích thước đá kê gối	$a \times b \times c = 0.70 \times 0.80 \times 0.20$
- Gối cầu:	$a' \times b' \times c' = 0.40 \times 0.50 \times 0.095$
- Số làn xe thiết kế	$n = 2 \text{ làn}$
- Hệ số xung kích	$IM = 0.25$

5.4. VẬT LIỆU SỬ DỤNG

Cường độ chịu nén của bê tông $f'_c = 35 \text{ MPa}$

Khối lượng riêng của bê tông $\gamma_c = 0.25 \times 10^{-4} \text{ N/mm}^3$,

Môđun đàn hồi của bê tông $E_c = 0.043 \times 2400^{1.5} \times \sqrt{35} = 29910 \text{ MPa}$

Cường độ chảy dẻo của cốt thép $f_y = 280 \text{ MPa}$

Giới hạn ứng suất ở trạng thái sử dụng :

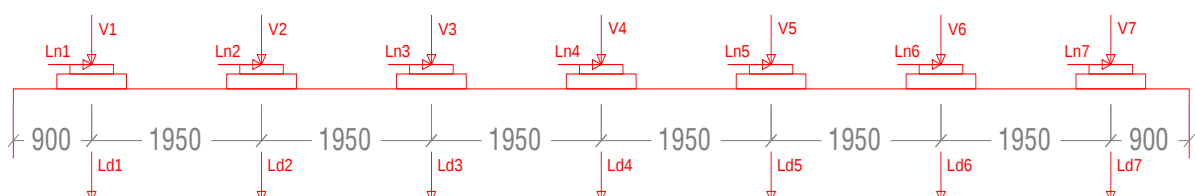
Giới hạn ứng suất nén: $0.45 \times f'_c = 0.45 \times 35 = 16 \text{ MPa}$

Giới hạn ứng suất kéo: $0.5 \times \sqrt{f'_c} = 0.5 \times \sqrt{35} = 3 \text{ MPa}$

5.5. TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN KẾT CẤU

Tại mỗi vị trí gối có các lực tồn tại theo 3 phương vuông góc tác dụng

1. Lực theo phương dọc cầu: $L_{d1}, L_{d2}, L_{d3}, L_{d4}, L_{d5}, L_{d6}, L_{d7}$
2. Lực theo phương ngang cầu: $L_{n1}, L_{n2}, L_{n3}, L_{n4}, L_{n5}, L_{n6}, L_{n7}$
3. Lực theo phương đứng: $V_1, V_2, V_3, V_4, V_5, V_6, V_7$



5.5.1. Tính tải:**a. Kết cấu phần trên:****1 Dầm chủ:****Đoạn dầm cắt khác:**

Diện tích tiết diện

$$A_0 = 763700 \text{ mm}^2$$

Tỷ trọng bê tông dầm chủ

$$\gamma_c = 2.5 \times 10^{-5} \text{ N/mm}^3$$

Trọng lượng đoạn dầm:

$$DC_{d1} = \gamma_c \times A_{g1} \times L_{ck} \times 2 = 2.5 \times 10^{-5} \times 763700 \times 900 \times 2 = 34366.5 \text{ N}$$

Đoạn dầm đặc:

Diện tích tiết diện

$$A_1 = 1448200 \text{ mm}^2$$

Trọng lượng đoạn dầm:

$$DC_{d2} = \gamma_c \times A_{g2} \times L_{dac} \times 2 = 2.5 \times 10^{-5} \times 1448200 \times 1200 \times 2 = 86892 \text{ N}$$

Đoạn dầm còn lại:

Diện tích tiết diện

$$A_2 = 745920 \text{ mm}^2$$

Trọng lượng đoạn dầm:

$$\begin{aligned} DC_{d3} &= \gamma_c \times A_{g3} \times [L - 2 \times L_{ck} + L_{dac}] \\ &= 2.5 \times 10^{-5} \times 745920 \times [33000 - 2 \times 900 + 1200] = 537062.4 \text{ N} \end{aligned}$$

Tĩnh tải dầm chủ coi là tải trọng rải đều suốt chiều dài dầm:

$$DC'_{dc} = \frac{DC_{d1} + DC_{d2} + DC_{d3}}{L} = \frac{34366.5 + 86892 + 537062.4}{33000} = 19.95 \text{ N/mm}$$

2 Bản mặt cầu:

$$DC_{bmc}^g = \gamma_c \times A_{bmc} = \frac{\gamma_c \times B \times h_f}{N_b} = \frac{2.5 \times 10^{-5} \times 13500 \times 200}{7} = 9.64 \text{ N/mm}$$

3 Dầm ngang:

$$DC_{dn} = \gamma_c \times \frac{A_{dn} \times t_{dn} \times N_n}{N_b \times L} = 2.5 \times 10^{-5} \times \frac{796500 \times 900 \times 12}{7 \times 33000} = 0.93 \text{ N/mm}$$

4 Vách ngăn:

Với dầm có chiều dài 33 m, ta dùng 2 vách đứng mỏng dày 15 cm chia dầm làm 3 khoang. Vách ngăn này có tác dụng tăng độ ổn định khi cầu lắp dầm.

$$DC_{vn} = \frac{\gamma_c \times A_{vn} \times t_{vn} \times N_{vn}}{L} = \frac{2.5 \times 10^{-5} \times 682620 \times 150 \times 2}{33000} = 0.16 \text{ N/mm}$$

5 Tải trọng lan can và lề bộ hành

Ta giả thiết tải trọng lan can, lề bộ hành được quy về bó vỉa và truyền xuống dầm biên và dầm giữa là khác nhau, phần nằm ngoài bản hẫng sẽ do dầm biên

chịu, còn phần nằm trong sẽ chia cho dầm biên và dầm trong chịu theo tỉ lệ khoảng cách từ điểm đặt lực đến mỗi dầm.

Tính tải do thanh lan can (đã tính ở phần lan can, tay vịn): $g_{lc} = 0.24 \text{ N/mm}$

Trọng lượng của một cột lan can: $g_{lc} = 292.71 \text{ N}$, mỗi cột lan can cách nhau 2000mm, phân bố trên chiều dài toàn cầu (33000 mm), nên có tổng cộng 17 cột.

Suy ra tính tải do cột lan can qui về lực phân bố là:

$$g_{lc} = \frac{292.71}{33000} \times 17 = 0.15 \text{ N/mm}$$

Tính tải bó vỉa và $\frac{1}{2}$ lề bộ hành đã tính ở phần tải trọng tác dụng vào bản mặt cầu :

$$DC_{3-1} = DC_{bvia} + \frac{1}{2}bh = 1.5 + 1.625 = 3.125 \text{ N/mm}$$

Tính tải lan can tay vịn và một nửa lề bộ hành.

$$DC_{3-2} = DC_{lc} + DC_{tuong} + \frac{1}{2}bh = 0.39 + 4.0625 + 1.625 = 6.078 \text{ N/mm}$$

Khoảng cách từ tim dầm biên đến mép trong bó vỉa là $d_e = -850 \text{ mm}$

Dầm giữa:

$$P_{2g} = \frac{d_e - 100}{S} \times DC_{3-1} = \frac{850 - 100}{1950} \times 3.125 = 1.20 \text{ N/mm}$$

Dầm biên:

$$P_{2b} = \frac{S - d_e + 100}{S} \times DC_{3-1} = \frac{1950 - 850 + 100}{1950} \times 3.125 = 1.922 \text{ N/mm}$$

Vậy

Dầm biên: $DC_3^b = DC_{3-2} + P_{2b} = 6.078 + 1.922 = 8.0 \text{ N/mm}$

Dầm giữa: $DC_3^g = P_{2g} = 1.20 \text{ N/mm}$

Tải trọng người bộ hành:

Là tải trọng phân bố được qui định độ lớn là 3.10^{-3} Mpa .

Tải trọng phân bố đều trên 1.5m vạy $W_{PL} = 3 \times 10^{-3} \times 1.5 = 4.5 \times 10^{-3} \text{ Mpa}$

6 Tính tải lớp phủ mặt cầu và tiện ích công cộng

Lớp phủ bê tông atfan

$$DW_1 = \frac{h_1 \times \gamma_1 \times B_1}{N_b} = \frac{70 \times 2.4 \times 10^{-5} \times 10000}{7} = 2.4 \text{ N/mm}$$

Lớp phòng nước

$$DW_2 = \frac{h_2 \times \gamma_2 \times B_1}{N_b} = \frac{10 \times 1.8 \times 10^{-5} \times 10000}{7} = 0.26 \text{ N/mm}$$

Lớp mui luyen

$$DW_3 = \frac{h_{tb} \times \gamma_2 \times B_1}{N_b} = \frac{60 \times 2.5 \times 10^{-5} \times 10000}{7} = 2.14 \text{ N/mm}$$

Tiện ích và trang thiết bị trên cầu

$$DW_4 = 0.05 \text{ N/mm}$$

$$\text{Vậy : } DW = DW_1 + DW_2 + DW_3 + DW_4 = 2.4 + 0.26 + 2.14 + 0.05 = 4.85 \text{ N/mm}$$

Phản lực gối không có hệ số do một dầm chủ tác dụng lên xà mũ

Dầm biên:

$$\begin{aligned} V_{DC}^b &= \left[DC_{dc} + DC_{bmc} + DC_{dn} + DC_{vn} + DC_3^b \times 33000 \right] \times 0.5 \\ &= \left[19.95 + 9.64 + 0.93 + 0.16 + 8.0 \times 33000 \right] \times 0.5 \\ &= 638220 \text{ N} \end{aligned}$$

Dầm giữa:

$$\begin{aligned} V_{DC}^g &= \left[DC_{dc} + DC_{bmc} + DC_{dn} + DC_{vn} + DC_3^g \times 35200 \right] \times 0.5 \\ &= \left[19.95 + 9.64 + 0.93 + 0.16 + 1.2 \times 33000 \right] \times 0.5 \\ &= 526020 \text{ N} \end{aligned}$$

b. Kết cấu phần dưới:

1. Phần tĩnh tải do trọng lượng bản thân xà mũ:

$$\begin{aligned} DC_{xm} &= \left[h_0 \times b_1 \times c_0 + h_1 \times b_1 \times c_1 + \left(\frac{b_1 + b_2}{2} \right) \times h_1' \times c_1 \right] \times 2.5 \times 10^{-5} \\ &= \left[1095 \times 13500 \times 1200 + 1500 \times 13500 \times 3000 + \left(\frac{13500 + 9500}{2} \right) \times 1000 \times 3000 \right] \\ &\quad \times 2.5 \times 10^{-5} = 2824725 \text{ N} \end{aligned}$$

2. Phần tĩnh tải do đá kê gối:

$$DC_{kg} = 200 \times 700 \times 800 \times 0.25 \times 10^{-4} = 2800 \text{ N}$$

3. Phần tĩnh tải do gối kê:

$$DC_g = 95 \times 400 \times 500 \times 0.785 \times 10^{-4} = 1492 \text{ N}$$

4. Phần tĩnh tải do trọng lượng bản thân trụ được xem là lực thẳng:

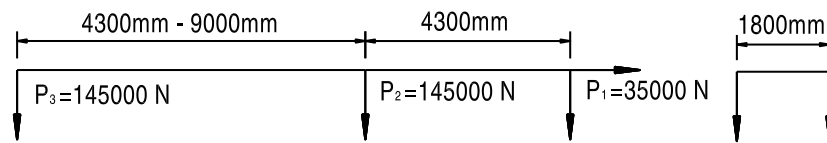
$$\begin{aligned} DC_t &= \pi \times b_4'^2 \times c_2 \times b_4 \times h_2 \times \gamma_c \\ &= \pi \times 1500^2 \times 3000 \times 6500 \times 10000 \times 0.25 \times 10^{-4} = 6641250 \text{ N} \end{aligned}$$

5.5.2 Hoạt tải HL93:

1. Xe tải thiết kế:

Xe tải thiết kế: gồm trục trước nặng 35000 N, hai trục sau mỗi trục nặng 145000N, khoảng cách giữa 2 trục trước là 4300 mm, khoảng cách hai trục sau

thay đổi từ 4300 – 9000 mm sao cho gây ra nội lực lớn nhất, theo phương ngang khoảng cách giữa hai bánh xe là 1800 mm

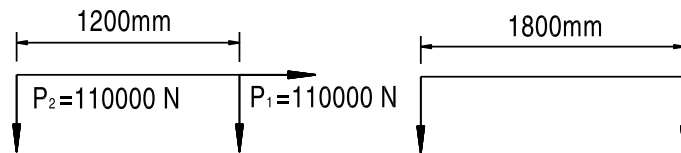


Theo phương dọc

Theo phương ngang

2. Xe hai trục thiết kế:

Xe hai trục: gồm có hai trục, mỗi trục nặng 110KN, khoảng cách giữa hai trục không đổi là 1200mm, theo phương ngang khoảng cách giữa hai bánh xe là 1800mm

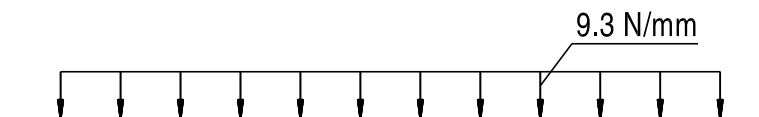


Theo phương dọc

theo phương ngang

3. Tải trọng làn:

Tải trọng làn: bao gồm tải trọng rải đều 9.3N/mm. xếp theo phương dọc cầu, theo phương ngang cầu tải trọng này phân bố theo chiều rộng 3000mm, tải trọng làn có thể xe dịch theo phương ngang để gây ra nội lực lớn nhất.

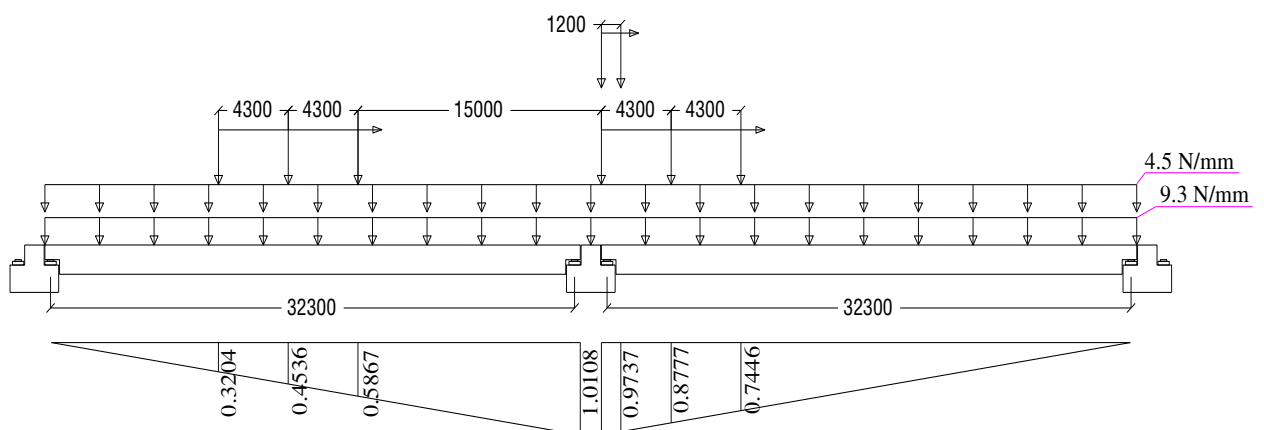


- Tải trọng làn là tải trọng phân bố dọc dầm với độ lớn: $g_{LAN} = 9.3 \text{ N/mm}$

4. Tải trọng người bộ hành

Tải trọng người bộ hành phân bố đều trên toàn bộ bề rộng 1500 mm của lề bộ hành và kéo dài đến hết chiều dài nhịp dầm. Ta chuyển từ tải trọng phân bố trên diện tích thành tải trọng phân bố theo phương dọc cầu, bằng cách nhân giá trị độ lớn với 1500 mm. Được giá trị độ lớn phân bố trên chiều dài.

a. Sơ đồ xếp tải dọc cầu xác định lực nén lớn nhất:



Phản lực gối do 2 xe tải 3 trục:

$$\begin{aligned}
 R_p^{TR} &= P_1 \times y_3 + P_2 \times y_2 + P_3 \times y_1 \\
 &= 35000 \times 0.7446 + 145000 \times 0.8777 + 145000 \times 1.0108 \\
 &= 299894 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_T^{TR} &= P_1 \times y_4 + P_2 \times y_5 + P_3 \times y_6 \\
 &= 35000 \times 0.5867 + 145000 \times 0.4536 + 145000 \times 0.3204 \\
 &= 132765 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$R^{(2)TR} = R_T^{TR} + R_p^{TR} = 299894 + 132765 = 432659 \text{ N}$$

Phản lực tại gối do xe tandem:

$$R^{tadern} = 110000 \times 1.0108 + 0.9737 = 218295 \text{ N}$$

Phản lực tại gối do tải trọng làn gây ra trên 2 nhịp :

$$R_p^{lanc} = R_t^{lanc} = 9.3 \times 33000 - 350 \times 1.0108 \times 0.5 = 153462 \text{ N}$$

$$R^{(2)lanc} = R_T^{lanc} + R_p^{lanc} = 153462 + 153462 = 306924 \text{ N}$$

Phản lực tại gối do tải trọng người bộ hành gây ra trên 2 nhịp :

$$R_p^{PL} = R_t^{PL} = 4.5 \times 33000 - 350 \times 1.0108 \times 0.5 = 74256 \text{ N}$$

$$R^{(2)PL} = R_T^{PL} + R_p^{PL} = 74256 + 74256 = 148512 \text{ N}$$

So sánh các tổ hợp do hoạt tải gây ra:

Tổ hợp 1:

$$R = 0.9 \times R_{(2)}^{lan} + R_{(2)}^{TR} + R_{(2)}^{PL} = 0.9 \times 306924 + 432659 + 148512 = 814137 \text{ N}$$

$$\text{Tổ hợp 2: } R = R_{(2)}^{PL} + R_{(2)}^{lan} + R_{(2)}^{Tan} = 148512 + 306924 + 218295 = 673731 \text{ N}$$

$$\text{Tổ hợp 3: } R = R_{(1)}^{PL} + R_{(1)}^{lan} + R_{(1)}^{TR} = 74256 + 153462 + 299894 = 527612 \text{ N}$$

Chọn tổ hợp 1 để tính toán do tổ hợp 1 có phản lực tại gối lớn nhất và tổ hợp 3 vì có thể tạo momen uốn với trị lớn nhất

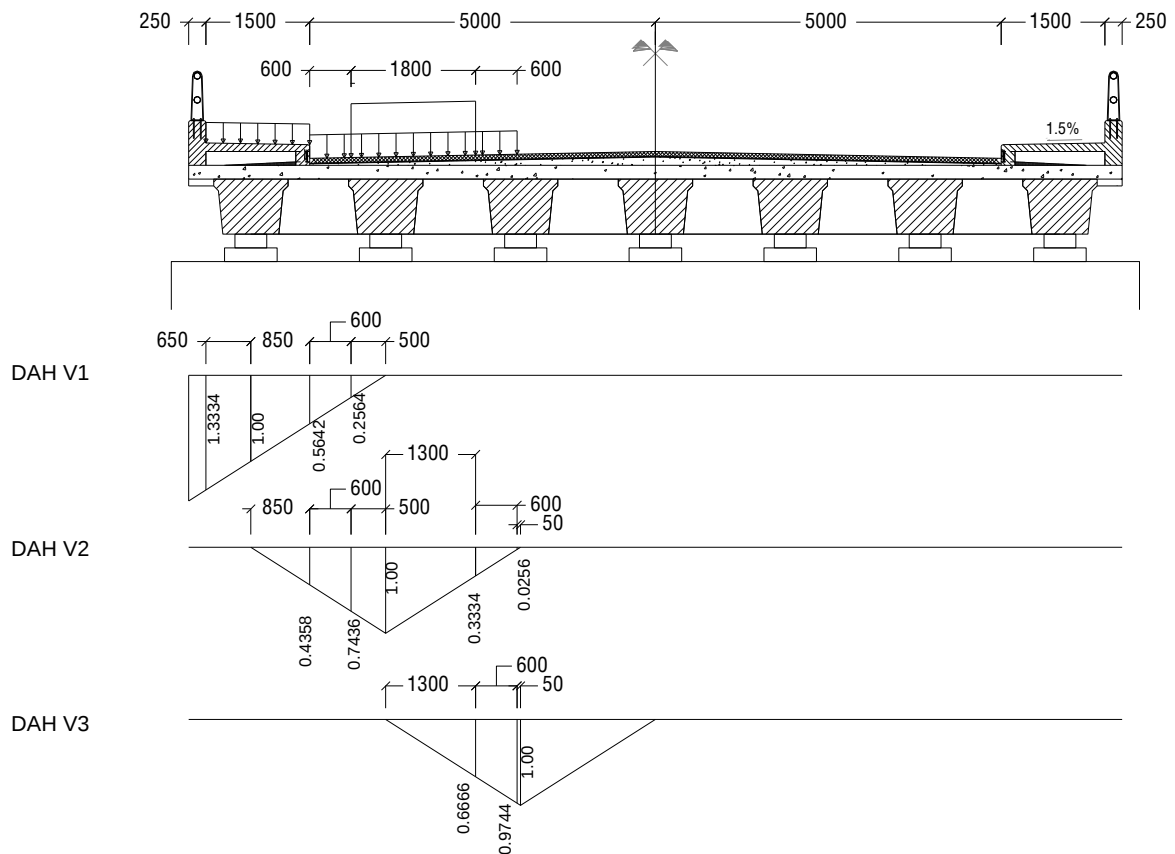
Bảng tổng hợp phản lực gối của từng thành phần hoạt tải

Truck	Phải	y ₁	0.7446	35000	26061	299894
		y ₂	0.8777	145000	127267	
		y ₃	1.0108	145000	146566	
	Trái	y ₄	0.5867	35000	20535	132765
		y ₅	0.4536	145000	65772	
		y ₆	0.3204	145000	46458	
Lane	Phải	Ω _{lan} (mm ²)	16501.3	9.3	153462	306924

	Trái	Ω_{lan} (mm ²)	16501.3	9.3	153462	
People	Phải	Ω_{PL} (mm ²)	16501.3	4.5	74256	148512
	Trái	Ω_{PL} (mm ²)	16501.3	4.5	74256	
Tandem		y_3	1.0108	110000	111188	218295
		y_7	0.9737	110000	107107	

b. Xếp hoạt tải theo phương ngang cầu để xác định momen lớn nhất.

Sơ đồ xếp 1 làn chất tải



$$V_t^{lane} = \frac{m \times R_t^{lane} \times \Omega_{lane}}{3000} ; V_p^{lane} = \frac{m \times R_p^{lane} \times \Omega_{lane}}{3000}$$

$$V_t^{PL} = \frac{m \times R_t^{PL} \times \Omega_{PL}}{3000} ; V_p^{PL} = \frac{m \times R_p^{PL} \times \Omega_{PL}}{3000}$$

$$V_t^{TR} = m \times R_t^{TR} \times 0.5 \times \sum y_i ; V_p^{TR} = m \times R_p^{TR} \times 0.5 \times \sum y_i$$

Tính toán nội lực chưa nhân hệ số tải trọng :

Gối 1: (1 làn chất tải)

Ta có $\Omega_{lan} = 1100 \times 0.5 \times 0.5642 = 310.31 \text{ mm}^2$

$$\Omega_{PL} = 1500 \times 0.5642 + 0.5 \times 1500 \times (1.3334 - 0.5642) = 1423.2 \text{ mm}^2$$

$$\sum y_i = 0.2564 + 0 = 0.2564$$

$$\text{Vậy : } V_{1t}^{\text{Lane}} = V_{1p}^{\text{Lane}} = \frac{m \times R^{\text{lane}} \times \Omega_{\text{Lane}}}{3000} = \frac{1.2 \times 153462 \times 310.31}{3000} = 19048 \text{ N}$$

$$V_{1t}^{\text{PL}} = V_{1p}^{\text{PL}} = \frac{m \times R_t^{\text{PL}} \times \Omega_{\text{PL}}}{1500} = \frac{1.2 \times 74256 \times 1423.2}{1500} = 84545 \text{ N}$$

$$V_{1p}^{\text{TR}} = m \times R_p^{\text{TR}} \times 0.5 \times \sum y_i$$

$$= 1.2 \times 299894 \times 0.5 \times 0.2564 = 46136 \text{ N}$$

$$V_{1t}^{\text{TR}} = m \times R_t^{\text{TR}} \times 0.5 \times \sum y_i$$

$$= 1.2 \times 132765 \times 0.5 \times 0.2564 = 20425 \text{ N}$$

Gối 2: (1 làn chất tải)

Ta có

$$\Omega_{\text{lane}} = 1100 \times 0.4358 + 0.5 \times 1100 \times (1 - 0.4358) + 0.0256 \times 1900 + 0.5 \times 1900 \times (1 - 0.0256)$$

$$= 1764.01 \text{ mm}^2$$

$$\Omega_{\text{PL}} = 850 \times 0.5 \times 0.4358 = 185.215 \text{ mm}^2$$

$$\sum y_i = 0.3334 + 0.7436 = 1.077$$

$$\text{Vậy : } V_{2t}^{\text{Lane}} = V_{2p}^{\text{Lane}} = \frac{m \times R^{\text{lane}} \times \Omega_{\text{Lane}}}{3000} = \frac{1.2 \times 153462 \times 1764.01}{3000} = 108283 \text{ N}$$

$$V_{2t}^{\text{PL}} = V_{2p}^{\text{PL}} = \frac{m \times R_t^{\text{PL}} \times \Omega_{\text{PL}}}{1500} = \frac{1.2 \times 74256 \times 185.215}{1500} = 11003 \text{ N}$$

$$V_{2p}^{\text{TR}} = m \times R_p^{\text{TR}} \times 0.5 \times \sum y_i$$

$$= 1.2 \times 299894 \times 0.5 \times 1.077 = 193792 \text{ N}$$

$$V_{2t}^{\text{TR}} = m \times R_t^{\text{TR}} \times 0.5 \times \sum y_i$$

$$= 1.2 \times 132765 \times 0.5 \times 1.077 = 85793 \text{ N}$$

Gối 3 : (1 làn chất tải)

$$\text{Ta có } \Omega_{\text{lan}} = 1900 \times 0.5 \times 0.9744 = 925.68 \text{ mm}^2$$

$$\Omega_{\text{PL}} = 0 \text{ mm}^2$$

$$\sum y_i = 0 + 0.6666 = 0.6666$$

$$\text{Vậy : } V_{3t}^{\text{Lane}} = V_{3p}^{\text{Lane}} = \frac{m \times R^{\text{lane}} \times \Omega_{\text{Lane}}}{3000} = \frac{1.2 \times 153462 \times 925.68}{3000} = 56823 \text{ N}$$

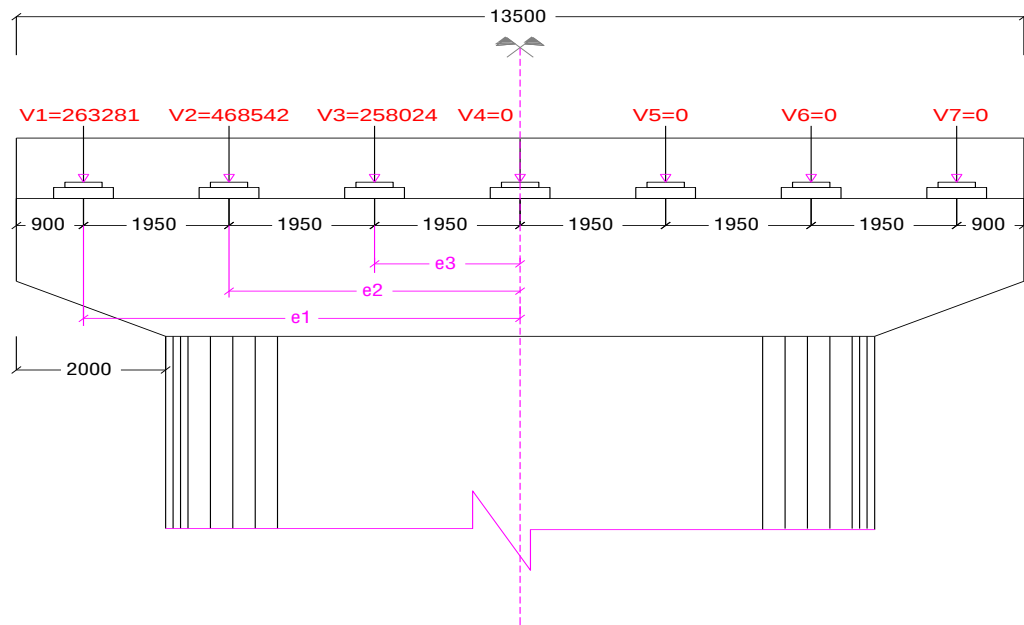
$$V_{3t}^{\text{PL}} = V_{3p}^{\text{PL}} = 0 \text{ N}$$

$$V_{3p}^{\text{TR}} = m \times R_p^{\text{TR}} \times 0.5 \times \sum y_i$$

$$= 1.2 \times 299894 \times 0.5 \times 0.6666 = 119946 \text{ N}$$

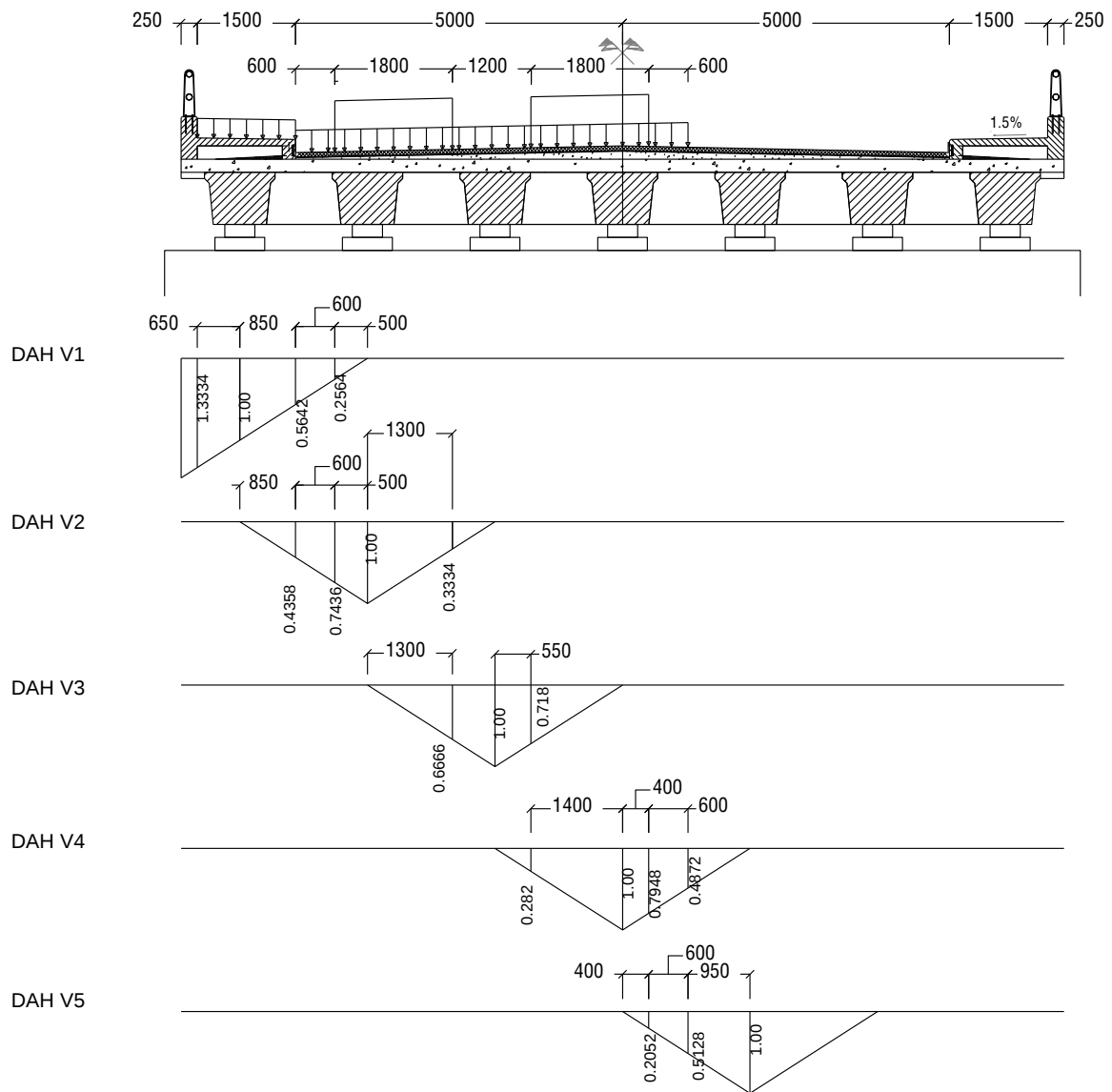
$$V_{3t}^{\text{TR}} = m \times R_t^{\text{TR}} \times 0.5 \times \sum y_i$$

$$= 1.2 \times 132765 \times 0.5 \times 0.6666 = 53101 \text{ N}$$

**Bảng tổng hợp phản lực gối khi xét 1 làn chất tải**

Gối		1	2	3	4	5	6	7
$\Omega_{lan}(mm^2)$		310.31	1764.01	925.68	0	0	0	0
$\Omega_{PL}(mm^2)$		1423.2	185.215	0	0	0	0	0
Σy_i		0.2564	1.077	0.6666	0	0	0	0
Lane	Phải	19048	108283	56823	0	0	0	0
	Trái	19048	108283	56823	0	0	0	0
PL	Phải	84545	11003	0	0	0	0	0
	Trái	84545	11003	0	0	0	0	0
TR	Phải	46136	193792	119946	0	0	0	0
	Trái	20425	85793	53101	0	0	0	0
Tổng		263281	468542	258024	0	0	0	0
e		5850	3900	1950	0	-1950	-3900	-5850
M_{xi}		1.54×10^9	1.83×10^9	5.03×10^8	0	0	0	0
M_x		3,870,654,450						

Sơ đồ xếp 2 làn chất tải

**Gối 1: (2 làn chất tải)**

Ta có $\Omega_{lan} = 1100 \times 0.5 \times 0.5642 = 310.31 \text{ mm}^2$

$$\Omega_{PL} = 1500 \times 0.5642 + 0.5 \times 1500 \times (1.3334 - 0.5642) = 1423.2 \text{ mm}^2$$

$$\sum y_i = 0.2564 + 0 = 0.2564$$

Vậy : $V_{1t}^{Lane} = V_{1p}^{Lane} = \frac{m \times R^{lane} \times \Omega_{Lane}}{3000} = \frac{1 \times 153462 \times 310.31}{3000} = 15874 \text{ N}$

$$V_{1t}^{PL} = V_{1p}^{PL} = \frac{m \times R_t^{PL} \times \Omega_{PL}}{1500} = \frac{1 \times 74256 \times 1423.2}{1500} = 70454 \text{ N}$$

$$V_{1p}^{TR} = m \times R_p^{TR} \times 0.5 \times \sum y_i = 1 \times 299894 \times 0.5 \times 0.2564 = 38446 \text{ N}$$

$$V_{1t}^{TR} = m \times R_t^{TR} \times 0.5 \times \sum y_i = 1 \times 132765 \times 0.5 \times 0.2564 = 17020 \text{ N}$$

Gối 2: (2 làn chất tải)

Ta có $\Omega_{lane} = 0.4358 \times 1100 + 0.5 \times 1100 \times (1 - 0.4358) + 0.5 \times 1950 = 1774.59 \text{ mm}^2$

$$\Omega_{PL} = 850 \times 0.5 \times 0.4358 = 185.215 \text{ mm}^2$$

$$\sum y_i = 0.3334 + 0.7436 = 1.077$$

Vậy : $V_{2t}^{Lane} = V_{2p}^{Lane} = \frac{m \times R^{lane} \times \Omega_{Lane}}{3000} = \frac{1 \times 153462 \times 1774.59}{3000} = 90777 \text{ N}$

$$V_{2t}^{PL} = V_{2p}^{PL} = \frac{m \times R_t^{PL} \times \Omega_{PL}}{1500} = \frac{1 \times 74256 \times 185.215}{1500} = 9169 \text{ N}$$

$$V_{2p}^{TR} = m \times R_p^{TR} \times 0.5 \times \sum y_i$$

$$= 1 \times 299894 \times 0.5 \times 1.077 = 161493 \text{ N}$$

$$V_{2p}^{TR} = m \times R_p^{TR} \times 0.5 \times \sum y_i$$

$$= 1 \times 132765 \times 0.5 \times 1.077 = 71494 \text{ N}$$

Gối 3 : (2 làn chất tải)

Ta có $\Omega_{lan} = 3900 \times 0.5 \times 1 = 1950 \text{ mm}^2$

$$\Omega_{PL} = 0 \text{ mm}^2$$

$$\sum y_i = 0.6666 + 0.718 = 1.3846$$

Vậy : $V_{3t}^{Lane} = V_{3p}^{Lane} = \frac{m \times R^{lane} \times \Omega_{Lane}}{3000} = \frac{1 \times 153462 \times 1950}{3000} = 99750 \text{ N}$

$$V_{3t}^{PL} = V_{3p}^{PL} = 0 \text{ N}$$

$$V_{3p}^{TR} = m \times R_p^{TR} \times 0.5 \times \sum y_i$$

$$= 1 \times 299894 \times 0.5 \times 1.3846 = 207617 \text{ N}$$

$$V_{3t}^{TR} = m \times R_t^{TR} \times 0.5 \times \sum y_i$$

$$= 1 \times 132765 \times 0.5 \times 1.3846 = 91913 \text{ N}$$

Gối 4 : (2 làn chất tải)

Ta có $\Omega_{lan} = 1950 \times 0.5 \times 1 + 0.4872 \times 1000 + 0.5 \times 1000 \times (1 - 0.4872) = 1718.6 \text{ mm}^2$

$$\Omega_{PL} = 0 \text{ mm}^2$$

$$\sum y_i = 0.282 + 0.7948 = 1.077$$

Vậy : $V_{4t}^{Lane} = V_{4p}^{Lane} = \frac{m \times R^{lane} \times \Omega_{Lane}}{3000} = \frac{1 \times 153462 \times 1718.6}{3000} = 87913 \text{ N}$

$$V_{4t}^{PL} = V_{4p}^{PL} = 0 \text{ N}$$

$$V_{4p}^{TR} = m \times R_p^{TR} \times 0.5 \times \sum y_i$$

$$= 1 \times 299894 \times 0.5 \times 1.077 = 161493 \text{ N}$$

$$V_{4t}^{TR} = m \times R_t^{TR} \times 0.5 \times \sum y_i$$

$$= 1 \times 132765 \times 0.5 \times 1.077 = 71494 \text{ N}$$

Gối 5 : (2 làn chất tải)

Ta có $\Omega_{lan} = 1000 \times 0.5 \times 0.5128 = 256.4 \text{ mm}^2$

$$\Omega_{PL} = 0 \text{ mm}^2$$

$$\sum y_i = 0.2052 + 0 = 0.2052$$

Vậy : $V_{5t}^{Lane} = V_{5p}^{Lane} = \frac{m \times R^{lane} \times \Omega_{Lane}}{3000} = \frac{1 \times 153462 \times 256.4}{3000} = 13116 \text{ N}$

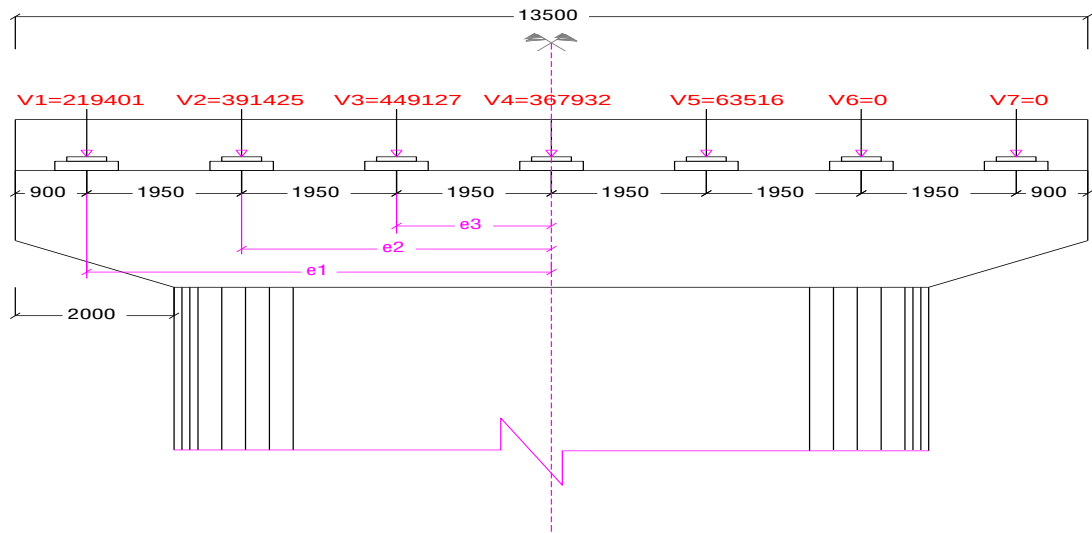
$$V_{5t}^{PL} = V_{5p}^{PL} = 0 \text{ N}$$

$$V_{5p}^{TR} = m \times R_p^{TR} \times 0.5 \times \sum y_i$$

$$= 1 \times 299894 \times 0.5 \times 0.2052 = 30769 \text{ N}$$

$$V_{5t}^{TR} = m \times R_t^{TR} \times 0.5 \times \sum y_i$$

$$= 1 \times 132765 \times 0.5 \times 0.2052 = 13622 \text{ N}$$



Bảng tổng hợp phản lực gối khi xét 2 làn chất tải

Gối		1	2	3	4	5	6	7
$\Omega_{lan}(mm^2)$		310.31	1774.59	1950	1718.6	256.4	0	0
$\Omega_{PL}(mm^2)$		1423.2	185.215	0	0	0	0	0
$\sum y_i$		0.2564	1.077	1.3846	1.077	0.2052	0	0
Lane	Phải	15874	90777	99750	87913	13116	0	0
	Trái	15874	90777	99750	87913	13116	0	0
PL	Phải	70454	9169	0	0	0	0	0
	Trái	70454	9169	0	0	0	0	0
TR	Phải	38446	161493	207617	161493	30769	0	0
	Trái	17020	71494	91913	71494	13622	0	0
Tổng		219401	391425	449127	367932	63561	0	0
e		5850	3900	1950	0	-1950	-	-
							3900	5850
M_{xi}		1.28×10^9	1.53×10^9	8.76×10^8	0	-	0	0
						1.24×10^8		
M_x		3,561,907,050						

5.5.3. Lực hãm xe (BR):

Lực hãm được lấy bằng 25% trọng lượng của các trục xe tải hay xe hai trục thiết kế cho mỗi làn được đặt trong tất cả các làn thiết kế được chất tải theo quy trình và coi như đi cùng một chiều. Các lực này được coi như tác dụng theo chiều nằm ngang cách phía trên mặt đường 1800 mm theo cả hai chiều dọc để gây ra hiệu ứng lực lớn nhất. Tất cả các làn thiết kế phải được chất tải đồng thời đối với cầu và coi như đi cùng một chiều trong tương lai.

Phải áp dụng hệ số làn quy định trong điều 3.6.1.1.2.

Lực hãm do 2 làn xe tác dụng được phân bố đều cho 7 gố.

$$BR = 25\% \times P_{tr} \times m \times n = 0.25 \times 35000 + 145000 + 145000 \times 1 \times 2 = 162500 \text{ N}$$

Khoảng cách từ mặt cầu đến đỉnh bệ cọc : 14000 mm

Khoảng cách từ mặt cầu đến đáy bệ : 17000 mm

Mômen tại mặt cắt đỉnh bệ:

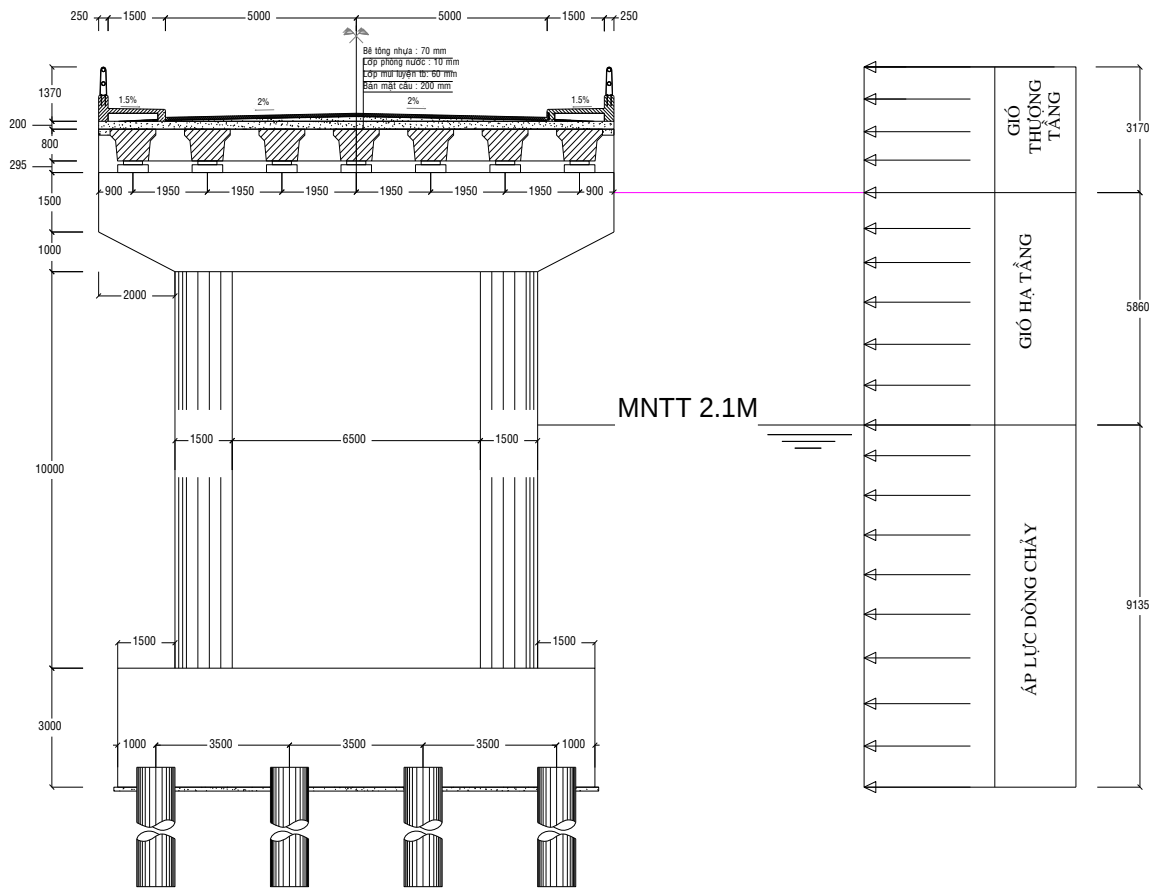
$$M_y = 162500 \times 14000 + 1800 = 2.57 \times 10^9 \text{ N.mm}$$

Mômen tại mặt cắt đáy bệ:

$$M_y = 162500 \times 17000 + 1800 = 3.06 \times 10^9 \text{ N.mm}$$

Kí hiệu	h_{BR}	BR	Z_1	Z_2	M_{y1}	M_{y2}
Đơn vị	mm	N	mm	mm	Nmm	Nmm
Giá trị	1800	162500	14000	17000	2.57×10^9	3.06×10^9

5.5.4. Tải trọng gió tác dụng lên kết cấu :



1. Tải trọng gió ngang tác dụng lên kết cấu phần trên (W_{SUP})

Diện tích hứng gió của kết cấu thượng tầng bxx được tính trên 2 nhịp như sau:

$$b = 33000 \text{ mm và } h' = h_{lc} + h_{bmc} + h_d = 1370 + 200 + 1600 = 3170 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow A_{w_{sup}} = 2 \times \frac{1}{2} \times 33000 \times 3170 + 1200 = 104611200 \text{ mm}^2$$

Tải trọng gió ngang P_B phải được lấy theo chiều tác dụng nằm ngang và đặt tại trọng tâm của các phần diện tích thích hợp, được tính như sau:

$$P_B = 0.0006 \times V^2 \times C_d \geq 1.8 \text{ (KN)}$$

Trong đó :

Tốc độ gió V_B giả sử được lấy trong vùng 4 do đó tốc độ gió

$$V_B = 59 \text{ m/s, } S = 1.09$$

$$\Rightarrow V = V_B \times S = 59 \times 1.09 = 64.3 \text{ m/s}$$

Đối với sức gió tiêu chuẩn $\Rightarrow V = V_B \times S = 25 \times 1.09 = 27.25 \text{ m/s}$

Trong đó:

V_B - Tốc độ gió giật cơ bản trong 3 giây với chu kỳ xuất hiện 100 năm thích hợp với vùng tính gió có đặt cầu đang nghiên cứu, như quy định trong bảng 3.8.1.1- 1.

S : hệ số điều chỉnh đối với khu đất chịu gió và độ cao mặt cầu theo quy định trong bảng 3.8.1.1.2

C_d : Hệ số cản được quy định trong A3.8.1.2.1.1, phụ thuộc vào tỉ số b/d.

$b = 13000$ Chiều rộng toàn bộ của cầu giữa các bề mặt lan can (mm)

$d = 2665$ Chiều cao kết cấu phần trên bao gồm cả lan can đặc, nếu có (mm). Trong bài, ta lấy hệ số cản gió $C_d = 1.3$

$$\Rightarrow P_B = 0.0006 \times (64.3)^2 \times 1.3 = 3.22 \text{ KN/m}^2$$

Tương tự với sức gió tiêu chuẩn là 25 m/s thì ta có

$$\Rightarrow P_{B25} = 0.0006 \times 27.25^2 \times 1.3 = 0.58 \text{ KN/m}^2 < 1.8 \text{ vậy giá trị thiết kế là } 1.8$$

Giả sử mặt hứng gió vuông góc phương gió, khi đó gió ngang là:

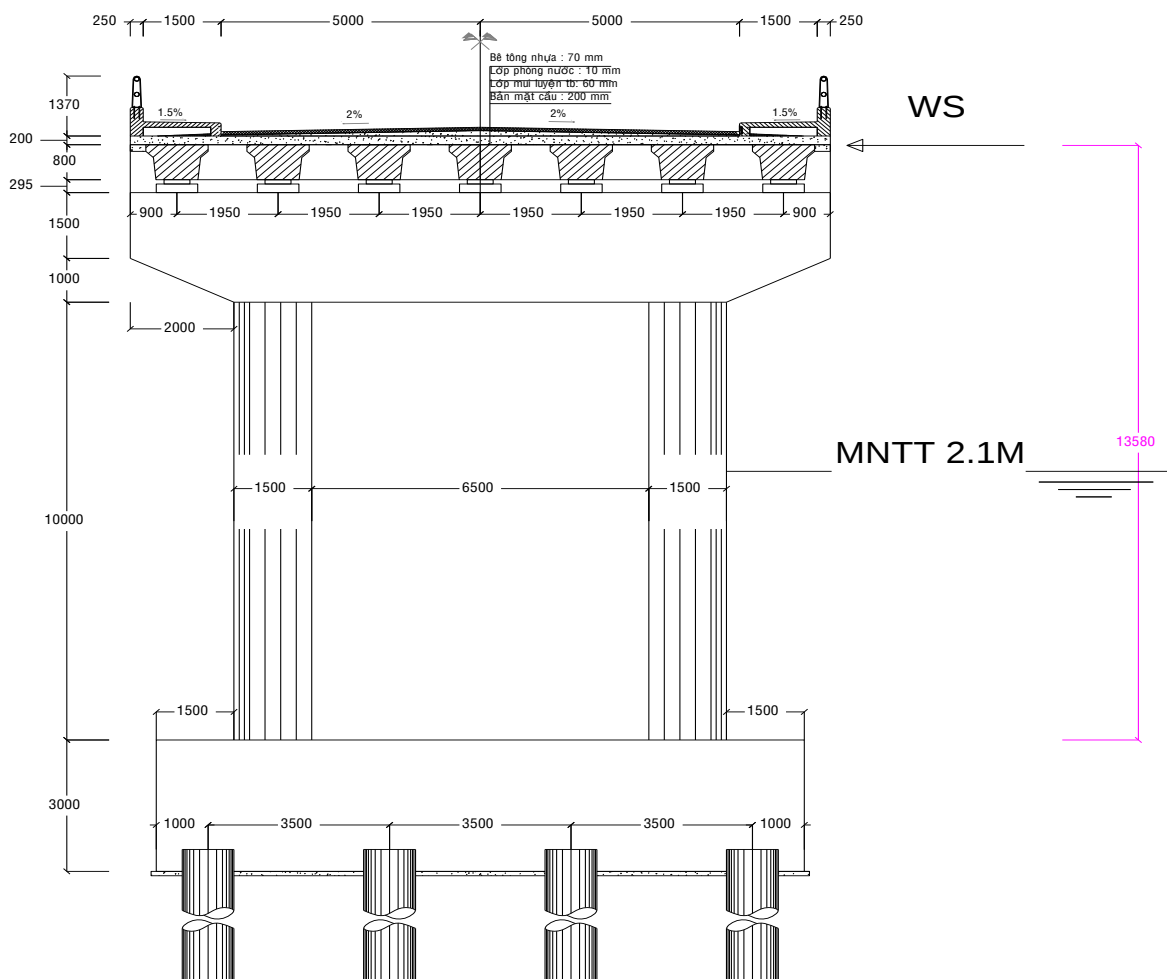
$\Rightarrow$ Lực gió:

$$WS_{59} = P_B \times A_{\text{sup}} = 3.22 \times 10^{-3} \times 104611200 = 336848.064 \text{ N} = 336.85 \text{ KN}$$

$$WS_{25} = P_{B25} \times A_{\text{sup}} = 1.8 \times 10^{-3} \times 104611200 = 188300.16 \text{ N} = 188.3 \text{ KN}$$

Mômen tại mặt cắt đỉnh bộ:

$$M_x = WS_{\text{sup}} \times Z_1$$



Bảng giá trị nội lực do gió ngang tác động lên xà mũ

Kí hiệu	P_B	A_{SUB}	WS	Z_1	Z_2	M_{x1}	M_{x2}
Đơn vị	kN/m ²	mm ²	N	mm	mm	Nmm	Nmm
59 m/s	3.22	5985000	19272	10997.5	13997.5	211943820	269759820
25m/s	1.8	5985000	10773	10997.5	13997.5	118476068	150795068

Bảng giá trị nội lực do gió ngang tác động lên thân trụ

Kí hiệu	P_B	A_{SUB}	WS	Z_1	Z_2	M_{x1}	M_{x2}
Đơn vị	kN/m ²	mm ²	N	mm	mm	Nmm	Nmm
59 m/s	3.22	11580000	37288	8070	11070	300914160	412778160
25m/s	1.8	11580000	20844	8070	11070	168211080	230743080

3. Tải trọng gió tác dụng lên hoạt tải (WL)**Tải trọng gió ngang**

Theo A3.8.1.3, khi xét tổ hợp tải trọng cường độ III, phải xét tải trọng gió tác dụng vào cả kết cấu và xe cộ.

Tải trọng của gió ngang tác dụng lên xe cộ bằng tải phân bố 1.5 N/mm, tác dụng theo hướng nằm ngang, ngang với tim dọc kết cấu và đặt ở 1.8m trên mặt đường.

Chiều dài tham gia tải trọng gió tác dụng lên xe được lấy bằng chiều dài dầm tác dụng lên trụ $L = 33000$ mm

$$WL_n = 1.5 \times 33000 = 49500 \text{ N}$$

Khoảng cách từ mặt cầu đến đỉnh bộ cọc : 14000 mm

Khoảng cách từ mặt cầu đến đáy bộ : 17000 mm

$$M_x = WL_n \times Z$$

Tải trọng gió ngang cầu

Tải trọng gió ngang lên xe cộ bằng tải trọng phân bố 0.75 N/mm tác dụng nằm ngang, song song với tim dọc kết cấu và đặt ở cao độ 1800 mm so với mặt đường. Lấy trường hợp xếp xe hết toàn bộ mặt cầu.

$$WL_d = 0.75 \times 13500 = 10125 \text{ N}$$

Momen tại đỉnh bộ và đáy bộ

$$M_y = WL_n \times (Z_1 + h_{WL}) \text{ và } M_y = WL_n \times (Z_2 + h_{WL})$$

Kí hiệu	p	WL	h_{WL}	Z_1	Z_2	M_1	M_2
Đơn vị	N/mm	N	mm	mm	mm	Nmm	Nmm
Gió ngang	1.50	49500	1800	14000	17000	782100000	930600000
Gió dọc	0.75	10125	1800	14000	17000	159975000	190350000

5.5.5. Tải trọng nước tác dụng lên trụ:**Lực đẩy nổi**

Theo như bố trí cấu tạo thì bệ trụ được đặt dưới mực nước thấp nhất, do đó ta tính áp lực nước đẩy nổi tác dụng lên phần trụ ngập trong nước và ta tính với mực nước thông thuyền.

Lực đẩy nổi của nước là một lực đẩy hướng lên trên, được lấy bằng tổng của các thành phần thẳng đứng của áp lực tĩnh tác dụng lên tất cả các bộ phận nằm dưới mực nước thiết kế.

Áp lực đẩy nổi được xác định theo công thức :

$$B = \gamma_w \times V_0$$

Trong đó: V_0 : Thể tích phần ngập nước.

γ_w : Trọng lượng riêng của nước.

Thể tích trụ chiếm chỗ tính đến mặt cắt đỉnh bệ :

$$V = 1.5^2 \times \pi + 6.5 \times 3 \times 6.14 = 163.13 \text{ m}^3$$

Áp lực đẩy nổi tại mặt cắt đỉnh bệ:

$$P = V \times \gamma_n = 163.13 \times 10 = 1631.3 \text{ KN} = 1631300 \text{ N}$$

Thể tích trụ chiếm chỗ tính đến mặt cắt đáy bệ

$$V = 163.13 + 12.5 \times 6 \times 3 = 388.13 \text{ m}^3$$

Áp lực đẩy nổi tại mặt cắt đáy bệ:

$$P = V \times \gamma_n = 388.13 \times 10 = 3881.3 \text{ KN} = 3881300 \text{ N}$$

Áp lực nước tĩnh

Áp lực tĩnh của nước được giả thiết là tác động thẳng góc với mặt cản nước. Áp lực được tính toán bằng tích của chiều cao mặt nước phía trên điểm đang tính nhân với tỷ trọng của nước. Xét với MNCN

Tại mặt cắt đỉnh bệ:

– Chiều cao cột nước từ MNCN đến mặt cắt đỉnh bệ là: 9.54m

– Áp lực nước tĩnh:

$$P = \frac{1}{2} \times h \times \gamma_n \times A = \frac{1}{2} \times 9.54 \times 10 \times 9.54 \times 3 = 1365.17 \text{ KN} = 1365170 \text{ N}$$

– Vị trí từ đặt lực P đến mặt cắt đỉnh bệ $Z_1 = \frac{9.54}{2} = 4.77 \text{ m}$

Tại mặt cắt đáy bệ:

– Chiều cao cột nước từ MNCN đến mặt cắt đáy bệ là 12.54 m

– Áp lực nước tĩnh :

$$P = \frac{1}{2} \times h \times \gamma \times A = \frac{1}{2} \times 12.54 \times 10 \times 9.54 \times 3 + 6 \times 3 = 2923.07 \text{ KN} = 2923074 \text{ N}$$

– Vị trí từ đặt lực P đến mặt cắt đang xét $Z_2 = \frac{12.54}{2} = 6.27 \text{ m}$

Áp lực dòng chảy p : (A3.7.3.1)

Áp Lực dòng chảy theo phương ngang cầu:

$$p = 5.14 \times 10^{-4} \times C_D \times V^2$$

Trong đó :

p : áp lực dòng chảy (MPa)

C_D : Hệ số cản của trụ . Với trụ đầu tròn $C_D = 1.5$

V : Vận tốc nước thiết kế , $V = 2.5 \text{ m/s}$

$$p = 5.14 \times 10^{-4} \times 1.5 \times 2.5^2 = 0.00482 \text{ N / mm}^2$$

Diện tích chắn của trụ (tính đến đỉnh bệ)

$$A_1 = h_5 \times c_2 = 6140 \times 3000 = 18420000 \text{ mm}^2$$

Vậy áp lực dòng chảy theo phương ngang :

$$P = p \times A_1 = 0.00482 \times 18420000 = 88784.4 \text{ N}$$

Điểm đặt của lực :

$$e_1 = \frac{h_5}{2} = \frac{6140}{2} = 3070 \text{ mm}$$

Mômen tại mặt cắt đỉnh bệ:

$$M_x = P \times e = 88784.4 \times 3070 = 272568108 \text{ N.mm}$$

Diện tích chắn của trụ (tính đến mặt cắt đáy bệ)

$$A_2 = A_1 + h_3 \times c_3 = 18420000 + 3000 \times 6000 = 36420000 \text{ mm}^2$$

Vậy áp lực dòng chảy theo phương ngang :

$$P = p \times A_2 = 0.00482 \times 36420000 = 175544.4 \text{ N}$$

Điểm đặt của lực :

$$e_2 = \frac{h_5 + h_3}{2} = \frac{6140 + 3000}{2} = 4570 \text{ mm}$$

Mômen tại mặt cắt đáy bệ:

$$M_x = P \times e = 175544.4 \times 4570 = 80178365 \text{ N.mm}$$

Áp Lực dòng chảy theo phương dọc cầu:

$$p = 5.14 \times 10^{-4} \times CL \times V^2 = 0$$

CL = 0 - hệ số cản của trụ theo phương dọc cầu

5.5.6. Tính va tàu (CV).

Cầu được thiết kế với cấp đường sông cấp V, nên theo điều 3.14.2 ta có :

Tải trọng va tàu đối với tàu tự hành : là 100 Tấn

Vận tốc va tàu thiết kế : (điều 3.14.3.1)

$$V = 2.5 + V_s = 2.5 + 1.3 = 3.8 \text{ m/s}$$

V_s - Vận tốc bình quân năm của dòng chảy liên kề bộ phận được xem xét

$$V_s = 1.3 \text{ m/s (lấy ở phần số liệu thủy văn)}$$

Lực va tàu vào trụ :

$$P_s = 1.2 \times 10^5 \times V \times \sqrt{DWT} = 1.2 \times 10^5 \times 3.8 \times \sqrt{100} = 4560000 \text{ N}$$

Cao độ mực nước thông thuyền MNTT +2.1 m

Cao độ đỉnh bệ : - 4.040 m

Cao độ đáy bệ : - 7.040 m

Điểm đặt của lực : Cách mặt cắt đỉnh bệ : $h_5 = 6.14 \text{ m}$

Ta có 100% lực va thiết kế trong phương song song với đường tim luồng vận tải

$$P_s = 4560000 \text{ N}$$

50% của lực va thiết kế trong phương thẳng góc với đường tim luồng vận tải

$$P_s = 4560000/2 = 2280000 \text{ N}$$

Mômen tại mặt cắt đỉnh bệ :

$$M_x = P_s \times h_5 = 4560000 \times 6.140 = 27998400000 \text{ N.mm}$$

Momen tại mặt cắt đáy bệ

$$M_x = P_s \times h_5 = 4560000 \times 9.140 = 41678400000 \text{ N.mm}$$

5.6. TỔ HỢP TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN ĐỈNH BỆ TRỤ:

Ta sẽ đưa tất cả tải trọng về trọng tâm đỉnh bệ trụ:

5.6.1. Tính tải của kết cấu:

+ Kết cấu phần trên (KCPT) :

$$V_f = V_t = 2 \times V_{DC}^b + 5 \times V_{DC}^G = 2 \times 638220 + 5 \times 526020 = 3906540$$

+ Kết cấu phần dưới(KCPD):

$$\text{Xà mũ: } V_{xm} = 2824725 \text{ N}$$

$$\text{Thân trụ: } V_t = 6641250 \text{ N}$$

$$\text{Đá kê gối + gối kê: } V = 14 \times V_{kg} + 14 \times V_g = 14 \times 2800 + 14 \times 1492 = 60088 \text{ N}$$

Tính tải của lớp phủ:

$$V = 160050 \times 7 = 1120350 \text{ N}$$

$$V_f = V_t = \frac{V}{2} = \frac{1120350}{2} = 560175 \text{ N}$$

Bảng tổng hợp:

Tình tải của kết cấu		V(N)	H _x (N)	H _y (N)	M _x (N.mm)	M _y (N.mm)
DC (KCPT)	Nhịp trái	3906540	0	0	0	0
	Nhịp phải	3906540	0	0	0	0
DC (KCPD)	Xà mũ	2824725	0	0	0	0
	Thân trụ	6641250	0	0	0	0
	Đá kê gối	60088	0	0	0	0
	Bệ trụ	5625000	0	0	0	0
Xét đến mặt cắt đỉnh bệ		17339143	0	0	0	0
Xét đến mặt cắt đáy bệ		22964143	0	0	0	0
Tình tải của lớp phủ		V(N)	H _x (N)	H _y (N)	M _x (N.mm)	M _y (N.mm)
DW (KCPT)	Nhịp trái	560175	0	0	0	0
	Nhịp phải	560175	0	0	0	0
Tổng		1120350	0	0	0	0

5.6.2. Hoạt tải:**1. Theo phương dọc cầu:**

$$V_{\text{lanc}} = m \times n \times R_t + R_p$$

$$V_{\text{TR}} = m \times n \times R_t + R_p \times 1 + IM$$

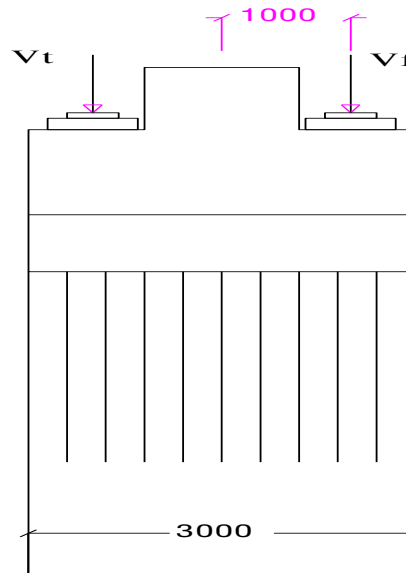
$$V_{\text{PL}} = 2 \times R_t + R_p$$

$$M_y = V \times X$$

$X = 1000 \text{ mm}$ là khoảng cách tim trụ tới tim gối theo phương dọc cầu

$m = 1$: hệ số làn trong trường hợp xếp xe trên cả 2 làn trên cả 2 nhịp tạo lực nén lớn nhất

$n = 2$: số làn chất tải

**Lực nén và momen dọc cầu****Trường hợp xếp tải trên toàn bộ cầu (tất cả các làn)**

Tải trọng	R_t	R_p	V	x	H_x	M_y
	(N)	(N)	(N)	(mm)	(N)	(N.mm)
2 nhịp (TR)	132765	299894	1081648	1000	0	417822500
1 nhịp (TR)	0	299894	749735	1000	0	749735000
2 nhịp (Lane)	153462	153462	613484	1000	0	0
1 nhịp (Lane)	0	153462	306924	1000	0	306924000
2 nhịp (PL)	74256	74256	297024	1000	0	0
1 nhịp (PL)	0	74256	148512	1000	0	148512000
Giá trị thiết kế			1,822,643			1,205,171,000

Lực nén và momen dọc cầu**Trường hợp xếp tải trên 1/2 cầu (một nửa số làn)**

Tải trọng	R_t	R_p	V	x	H_x	M_y
	(N)	(N)	(N)	(mm)	(N)	(N.mm)
2 nhịp (TR)	132765	299894	648989	1000	0	250693500
1 nhịp (TR)	0	299894	449841	1000	0	449841000
2 nhịp (Lane)	153462	153462	368309	1000	0	0
1 nhịp (Lane)	0	153462	184154	1000	0	184154000
2 nhịp (PL)	74256	74256	178214	1000	0	0
1 nhịp (PL)	0	74256	89107	1000	0	89107000
Giá trị thiết kế			1,093,782			723,102,000

2. Theo phương ngang cầu :

Ta đặt tải sao cho lệch tâm nhiều nhất để M_x lớn nhất

$$M_x = V \times y$$

Với y: là khoảng cách gối đến trọng tâm trụ

Momen ngang cầu – trường hợp xếp tải trên toàn bộ cầu.

Tải trọng	V (N)	y (mm)	M_x (N.mm)
Gối 1	219401	5850	1,283,495,850
Gối 2	391425	3900	1,526,557,500
Gối 3	449127	1950	875,797,650
Gối 4	367932	0	0
Gối 5	63561	-1950	-123,943,950
Gối 6	0	-3900	0
Gối 7	0	-5850	0
Giá trị thiết kế	1,491,446		3,561,907,050

Momen ngang cầu – trường hợp xếp tải trên 1/2 cầu.

Tải trọng	V (N)	y (mm)	M_x (N.mm)
Gối 1	263281	5850	1,540,193,850
Gối 2	468542	3900	1,827,313,800
Gối 3	258024	1950	503,146,800
Gối 4	0	0	0
Gối 5	0	-1950	0
Gối 6	0	-3900	0
Gối 7	0	-5850	0
Giá trị thiết kế	989847		3,870,654,450

5.6.3. Tổng hợp các loại tải trọng tác dụng lên trụ***Tổng hợp các tải trọng tác dụng lên đỉnh bệ***

Tên tải trọng	Ký hiệu	V(N)	H_x(N)	M_y(N.mm)	H_y(N)	M_x(N.mm)
Tĩnh tải	DC	17339143	0	0	0	0
Tĩnh tải chất thêm	DW	1120350	0	0	0	0
Hoạt tải+IM 2 lane	LL+IM	1882643	0	1205171000	0	3561907050
Hoạt tải+IM 1 lane	LL+IM	1093782	0	723102000	0	3870654450

Lực hãm xe	BR	0	16250 0	2567500000	0	0
Gió lên hoạt tải	WL	0	10125	159975000	49500	782100000
Gió lên KC (59m/s)	WS	0	0	0	393408	5087253820
Gió lên KC (25m/s)	WS	0	0	0	219917	2843801148
Tải trọng nước	WA	-1631300	0	0	1453954	6784427780
Tải trọng va tàu	CV	0	0	0	4560000	2799840000 0

Tổng hợp các tải trọng tác dụng lên dầm bê

Tên tải trọng	Ký hiệu	V(N)	H _x (N)	M _y (N.mm)	H _y (N)	M _x (N.mm)
Tĩnh tải	DC	2296414 3	0	0	0	0
Tĩnh tải chất thêm	DW	1120350	0	0	0	0
Hoạt tải+IM 2 lane	LL+IM	1882643	0	120517100 0	0	3561907050
Hoạt tải+IM 1 lane	LL+IM	1093782	0	723102000	0	3870654450
Lực hãm xe	BR	0	16250 0	305500000 0	0	0
Gió lên hoạt tải	WL	0	10125	190350000	49500	930600000
Gió lên KC (59m/s)	WS	0	0	0	393408	6267477820
Gió lên KC (25m/s)	WS	0	0	0	219917	3503552148
Tải trọng nước	WA	-3881300	0	0	309861 8	18407852350
Tải trọng va tàu	CV	0	0	0	456000 0	41678400000

Bảng hệ số tải trọng và hệ số điều chỉnh tải trọng

Ký hiệu	DC	DW	LL+IM	LL+IM	BR	WL	WL	WS (59m/s)	WS (25m/s)	WA	CV	η
CĐI	1.25	1.5	1.75	1.75	1.75	0	0	0	0	0	0	1.05
CĐII	1.25	1.5	0	0	0	0	0	1.4	0	1	0	1.05
CĐIII	1.25	1.5	1.35	1.35	1.35	1	1	0	0.4	1	0	1.05
SD	1	1	1	1	1	1	1	0	0.3	1	0	1
ĐB	1.25	1.5	0.5	0.5	0.5	0	0	0	0	1	1	1.05

- Trạng thái giới hạn cường độ I

$$U_I = \eta \times [1.25 \times DC + 1.5 \times DW + 1.75 \times LL + IM + 1.75 \times BR]$$

- Trạng thái giới hạn cường độ II

$$U_{II} = \eta \times [1.25 \times DC + 1.5 \times DW + 0 \times LL + IM + 0 \times BR + 1.4 \times WS + 1 \times WA]$$

- Trạng thái giới hạn cường độ III

$$U_{III} = \eta \times [1.25 \times DC + 1.5 \times DW + 1.35 \times [LL + IM] + 1.35 \times BR + 0.4 \times WS + 1 \times WL + 1 \times WA]$$

- Trạng thái giới hạn sử dụng (dùng để kiểm tra nứt):

$$S = \eta \times [1 \times DC + 1 \times DW + 1 \times LL + IM + 1 \times BR + 1 \times WL + 1 \times WA]$$

- Trạng thái giới hạn đặc biệt

$$U_{DB} = \eta \times [0.9 \times DC + 0.65 \times DW + 0.5 \times LL + IM + 0.5 \times BR + 1 \times WA + 1 \times CV]$$

**Tổ hợp tải trọng tại mặt cắt đỉnh bệ - Trường hợp xếp xe tất cả các làn
(Mặt cắt II-II)**

Tổ hợp tải trọng	N(N)	Hướng dọc		Hướng ngang	
		H _x (N)	M _y (N.mm)	H _y (N)	M _x (N.mm)
CĐI	27981533	298594	6932282963	0	6545004204
CĐII	22809311	0	0	2104961	14601912280
CĐIII	25477958	240975	5515734893	1670992	14188253890
SD	18710836	172625	3932646000	1503454	11128434830
ĐB	16425652	85313	1980652275	6314652	38391970370

**Tổ hợp tải trọng tại mặt cắt đỉnh bệ - Trường hợp xếp xe trên ½ số làn
(Mặt cắt II-II)**

Tổ hợp tải trọng	N(N)	Hướng dọc		Hướng ngang	
		H _x (N)	M _y (N.mm)	H _y (N)	M _x (N.mm)
CĐI	26532001	298594	6046481175	0	7112327552
CĐII	22809311	0	0	2104961	14601912280
CĐIII	24359747	240975	4832402085	1670992	14625903330
SD	17921975	172625	3450577000	1503454	11437182230
ĐB	16011500	85313	1727566050	6314652	38554062760

**Tổ hợp tải trọng tại mặt cắt đáy bệ - Trường hợp xếp xe tất cả các làn
(Mặt cắt III-III)**

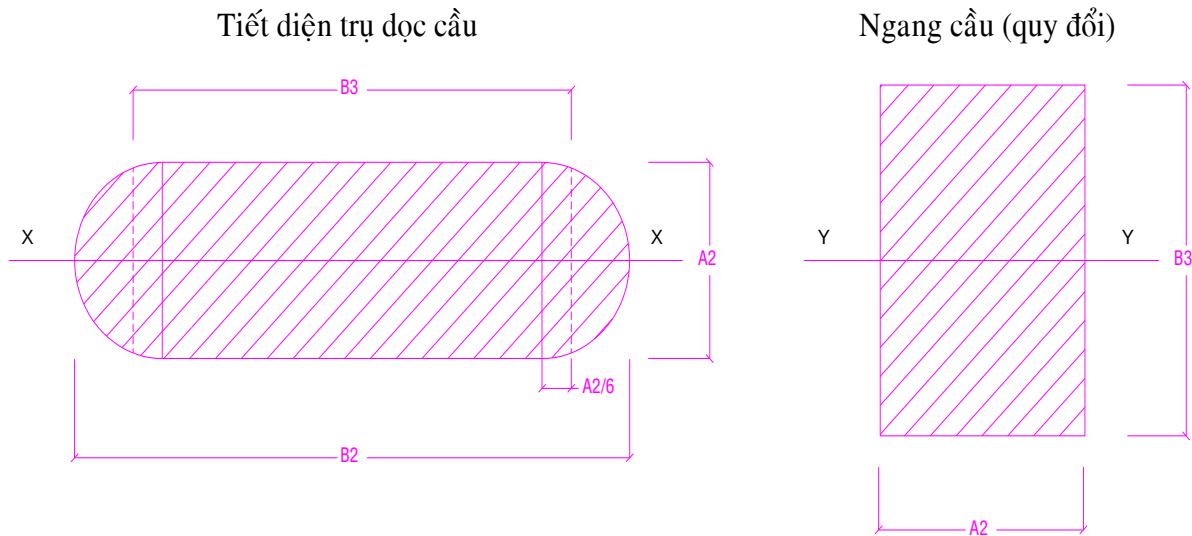
Tổ hợp tải trọng	N(N)	Hướng dọc		Hướng ngang	
		H _x (N)	M _y (N.mm)	H _y (N)	M _x (N.mm)
CĐI	35364345	298594	7828064213	0	6545004204
CĐII	27829624	0	0	3831859	28541437360
CĐIII	30498270	240975	6238659893	3351112	26825870110
SD	22085836	172625	4450521000	3148118	22900359400
ĐB	19378777	85313	2236589775	8041549	64960566170

*Tổ hợp tải trọng tại mặt cắt đáy bệ - Trường hợp xếp xe trên ½ số làn
(Mặt cắt III-III)*

Tổ hợp tải trọng	N(N)	Hướng dọc		Hướng ngang	
		H _x (N)	M _y (N.mm)	H _y (N)	M _x (N.mm)
CĐI	33914714	298594	6942262425	0	7112327552
CĐII	27829624	0	0	3831859	28541437360
CĐIII	29380060	240975	5555327085	3351112	27263519550
SD	21296975	172625	3968752000	3148118	23209106800
ĐB	18964625	85313	1983503550	8041549	65122658550

Bảng tổng hợp nội lực

Mặt cắt	Phương dọc cầu			Phương ngang cầu		
	TTGHCD1			TTGHCD1		
	N(N)	M _y (N.mm)	H _x (N)	N(N)	M _x (N.mm)	H _y (N)
II-II	27981533	6932282963	298594	2726271 3	7112327552	0
III-III	35364345	7828064213	298594	3464552 1	7112327552	0
Mặt cắt	TTGHSD			TTGHSD		
	II-II	18710836	3932646000	172625	1831963 9	11437182230 314811 8
	III-III	22085836	4450521000	172625	2169463 9	23209106800 150345 4

5.7. KIỂM TRA THÂN TRỤ THEO TTGH :**5.7.1. Kiểm tra sức kháng tiết diện trụ MC II-II (TTGHCD 1)****1. Xét hiệu ứng độ mảnh của trụ : $\frac{K.L_u}{r}$** 

Gần đúng quy đổi tiết diện trụ về hình chữ nhật có chiều rộng là A_2 và chiều dài là B_3 .

Với $B_3 = B_2 - A_2 + \frac{A_2}{3}$

Theo dọc cầu:

+) K : hệ số $K=1$

+) L_u : chiều dài chịu nén $L_u=H_t$

+) r_x : bán kính quán tính $r_x = \sqrt{\frac{J_x}{F}}$

+) J_x : mômen quán tính $J_x = B_3 \times \frac{A_2^3}{12}$

+) $F = B_3 \times A_2$

Nếu tỷ số $\frac{K \times L_u}{r} < 22 \rightarrow$ bỏ qua hiệu ứng về độ mảnh

Số liệu : $B_2=9.5\text{m}$, $A_2=3\text{m}$, trụ cao $H_t=10\text{m}$

Suy ra :

$$B_3 = 9.5 - 3 + \frac{3}{3} = 7.5 \text{ m}$$

$$F = B_3 \times A_2 = 7.5 \times 3 = 22.5 \text{ m}^2$$

$$J_x = B_3 \times \frac{A_2^3}{12} = 7.5 \times \frac{3^3}{12} = 16.875 \text{ m}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{J_x}{F}} = \sqrt{\frac{16.875}{22.5}} = 0.866 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{K \times L_u}{r} = \frac{1 \times 10}{0.866} = 11.55 < 22 \rightarrow \text{bỏ qua hiệu ứng về độ mảnh}$$

Theo phương ngang cầu :

$$\Rightarrow \frac{K \times L_u}{r} \lll 22$$

Ta có :

$$J_y = A_2 \times \frac{B_3^3}{12} = 3 \times \frac{7.5^3}{12} = 105.469 \text{ m}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{J_y}{F}} = \sqrt{\frac{105.469}{22.5}} = 2.165 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{K \times L_u}{r} = \frac{1 \times 10}{2.165} = 4.619 \ll 22 \Rightarrow \text{thỏa mãn}$$

2. Kiểm tra ứng suất trụ tại mặt cắt đỉnh bộ (Mặt cắt II-II)

$$N_{\max} = 27981533 \text{ N} = 27981.533 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = 6932282963 \text{ N.mm} = 6932.283 \text{ KN.m}$$

$$\text{Công thức kiểm tra : } \sigma = \frac{N}{F_m} \pm \frac{M}{W_m} \leq R_n$$

Trong đó : R_n là cường độ của bê tông M350 ($R_n = 19500 \text{ KN/m}^2$)

F : diện tích đáy móng $F = 22.5 \text{ m}^2$

W : mô men chống uốn của tiết diện

$$W = \frac{A_2 \times B_3^2}{6} = \frac{3 \times 7.5^2}{6} = 28.125 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F_m} + \frac{M}{W_m} = \frac{27981.533}{22.5} + \frac{6932.283}{11.25} = 1859.827 \text{ KN/m}^2 < R_n$$

$\Rightarrow$ thỏa mãn

Vậy kích thước đáy móng chọn đạt yêu cầu

5.7.2. Giả thiết cốt thép trụ :

Bố trí cốt thép theo cả 2 phương ta chọn đường kính cốt thép là $\phi 25$

Số lượng thanh cốt thép bố trí : $n = 286\phi 25a100$

Vậy bố trí 286 thanh cốt thép $\phi 25$ thành 2 lớp

Chọn chiều dày lớp bảo vệ cốt thép là 5cm

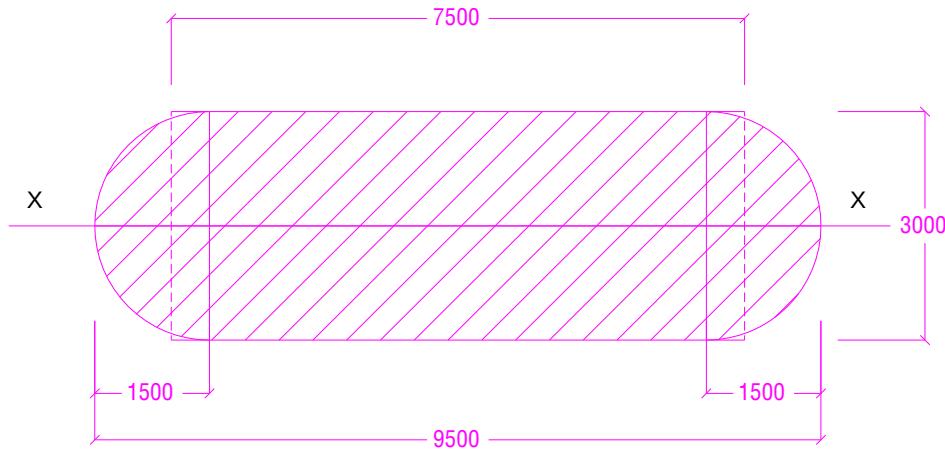
Chọn cốt đai có đường kính $\phi 16$

5.7.3. Quy đổi tiết diện tính toán :

+) Tiết diện trụ chọn được bo tròn theo một bán kính bằng 0.8m, khi tính toán quy đổi tiết diện về hình chữ nhật để gần với mô hình tính toán theo lý thuyết.

+) Cách quy đổi ra một hình chữ nhật có chiều rộng bằng chiều rộng trụ, chiều dài lấy giá trị sao cho diện tích mặt cắt quy đổi bằng diện tích thực.

Diện tích cốt thép theo 2 cạnh của tiết diện quy đổi vẫn như cũ.



Quy đổi tiết diện tính toán thân trụ (đơn vị mm)

5.7.4. Kiểm tra sức kháng uốn theo 2 phương (Mặt cắt II-II)

Xác định tỷ số khoảng cách giữa các tâm của lớp thanh cốt thép ngoài biên lên chiều dày toàn bộ trụ.

Chọn cốt đai có đường kính $\phi 16$

Chọn lớp bảo vệ cốt thép từ mép ngoài đến tim của cốt thép chịu lực là 50mm

Cốt thép chịu lực chọn $\phi 25$ khoảng cách từ mép tiết diện đến tim cốt thép là : 50mm

Tính toán tỷ số khoảng cách tâm lớp thanh cốt thép đến biên ngoài :

Thay cho việc tính dựa trên cơ sở cân bằng và tương thích biến dạng cho trường hợp uốn hai chiều, các kết cấu không tròn chịu uốn hai chiều và chịu nén có thể tính theo các biểu thức gần đúng sau :

So sánh :

+) Nếu lực dọc :

$$N < 0.1 \times \phi \times f'_c \times A_g \quad \text{thì kiểm tra}$$

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1$$

+) Nếu lực dọc :

$$N \geq 0.1 \times \phi \times f'_c \times A_g \quad \text{thì kiểm tra}$$

$$\frac{1}{P_{rxy}} = \frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{P_0} \Rightarrow P_{rxy} = \frac{1}{\frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} + \frac{1}{P_0}} \geq P_u$$

Trong đó :

- + ϕ : hệ số sức kháng cấu kiện chịu nén dọc trục : $\phi = 0.9$.
- + A_g : diện tích tiết diện trụ .
- + M_{ux} : mômen uốn theo trục x (N.mm).
- + M_{uy} : mômen uốn theo trục y (N.mm).
- + M_{rx} : sức kháng uốn tiết diện theo trục x.
- + M_{ry} : sức kháng uốn tiết diện theo trục y.
- + P_{rxy} : sức kháng dọc trục khi uốn theo 2 phương (lực dọc tiết diện chịu được).
- + P_{rx} : sức kháng dọc trục khi chỉ có độ lệch tâm e_y (N)
- + P_{ry} : sức kháng dọc trục khi chỉ có độ lệch tâm e_x (N)
- + e_x : độ lệch tâm theo phương x $\rightarrow e_x = \frac{M_{uy}}{P_u}$ (mm)
- + e_y : độ lệch tâm theo phương y $\rightarrow e_y = \frac{M_{ux}}{P_u}$ (mm)
- + P_u : lực dọc tính theo TTGHCD 1 (lực dọc N)
- + $P_0 = 0.85f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y$ (N)
- + $M_{rx} = \phi A_s f_y (d_s - \frac{a}{2})$.

Ta có: $0.1 \times \phi \times f'_c \times A_g = 0.1 \times 0.9 \times 35 \times 22.5 \times 1000 = 70875 \text{ KN}$

Giá trị này lớn hơn tất cả các giá trị lực nén dọc trục N ở trong các tổ hợp ở TTGHCD, vì thế công thức kiểm toán là :

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1$$

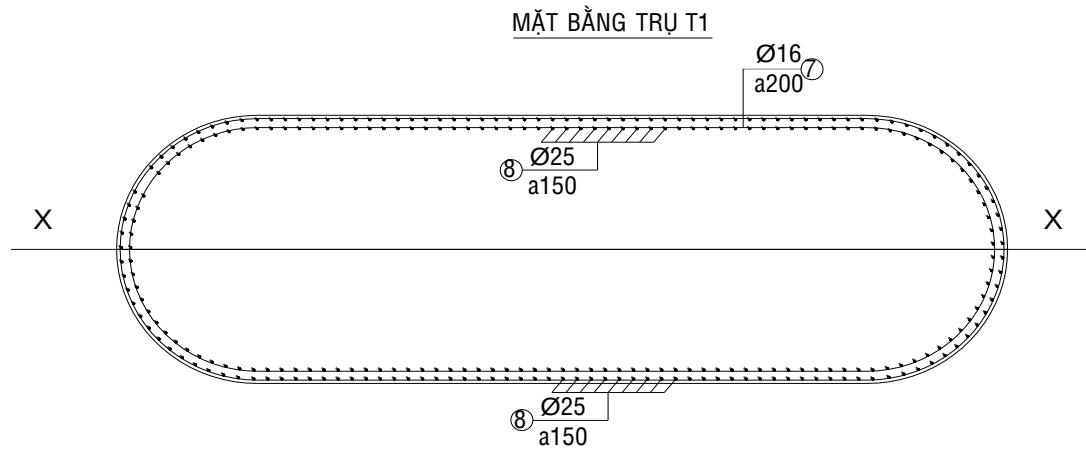
Xác định M_{rx} , M_{ry} : sức kháng tính toán theo trục x,y

$$M_{rx} = \phi A_s f_y (d_s - \frac{a}{2})$$

Tương tự với M_{ry}

Trong đó :

- + d_s : khoảng cách từ trọng tâm cốt thép tới mép ngoài cùng chịu nén (trừ đi lớp bê tông bảo vệ và đường kính thanh thép).
- + f_y : giới hạn chảy của thép.
- + A_s : bố trí sơ bộ rồi tính diện tích thép cần dùng theo cả 2 phương.



$$A_s^x = 100 \times \frac{25^2 \times 3.14}{4} = 49063 \text{ mm}^2$$

$$A_s^y = 43 \times \frac{25^2 \times 3.14}{4} = 21097 \text{ mm}^2$$

$$c_1 = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times \beta \times f'_c \times b_x} = \frac{0.049 \times 420}{0.85 \times 0.85 \times 35 \times 7.5} = 0.109$$

$$c_2 = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times \beta \times f'_c \times b_y} = \frac{0.021 \times 420}{0.85 \times 0.85 \times 35 \times 3} = 0.116$$

$$a_1 = c_1 \times \beta_1 = 0.109 \times 0.85 = 0.0927$$

$$a_2 = c_2 \times \beta_1 = 0.116 \times 0.85 = 0.0986$$

$$\Rightarrow M_{rx} = 0,9 \times 0.049 \times 420 \times 10^3 \times \left(3 - 0.0625 - \frac{0.0927}{2} \right) = 53550 \text{ KNm}$$

$$\Rightarrow M_{ry} = 0,9 \times 0.021 \times 420 \times 10^3 \times \left(7.5 - 0.0625 - \frac{0.0986}{2} \right) = 58648 \text{ KNm}$$

$$+) \beta_1 = 0,85$$

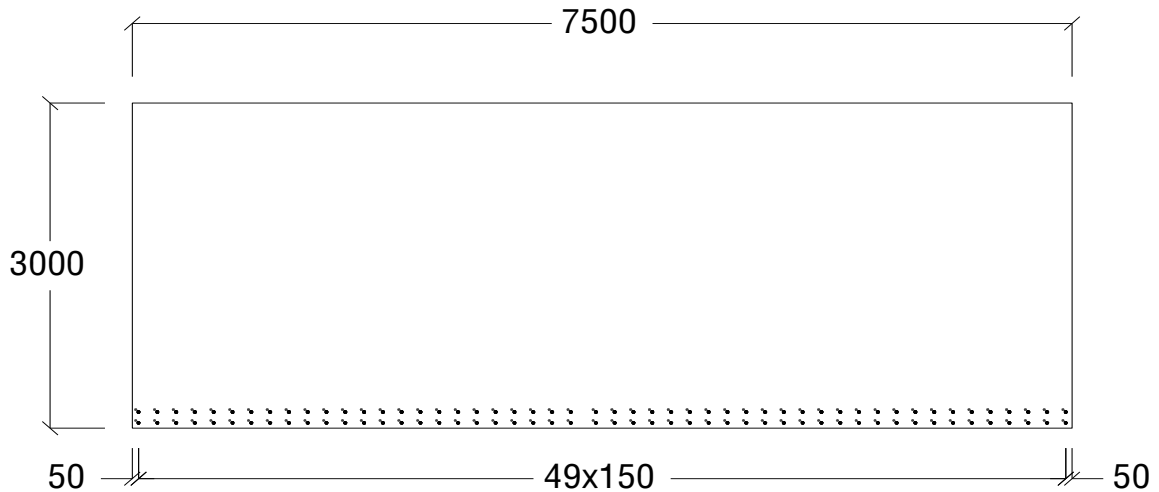
+b : bề rộng mặt cắt (theo mỗi phương là khác nhau)

Kiểm tra sức kháng nén của trụ theo uốn 2 chiều

Tổ hợp Tải trọng	N	M_x	M_y	M_{rx}	M_{ry}	$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1,0$	Kết Luận
	KN	KNm	KNm	KNm	KNm		
CĐ1	27981.53	7112.33	6932.28	53550	58648	0.25100181	đạt
TTSD	18710.84	11437.18	3932.65	53550	58648	0.28063460	đạt

5.7.5. Kiểm tra nứt theo TTGHSD.

Tiết diện kiểm toán: tiết diện có $b \times h = 7500 \text{ mm} \times 3000 \text{ mm}$



Bê tông có môđun đàn hồi:

$$E_c = 0.043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2400^{1.5} \times \sqrt{35} = 29910 \text{ MPa}$$

Cốt thép có môđun đàn hồi: $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Giá trị momen tác dụng: $M_s = 11437182230 \text{ N.mm}$

* Kiểm tra điều kiện nứt :

Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép đến mép chịu nén của bê tông là :

$$d_s = h - a_0 = 3000 - 50 = 2950 \text{ mm}$$

Diện tích cốt thép là:

$$A_s = 100 \times 491 = 49100 \text{ mm}^2$$

Diện tích phần bê tông bọc quanh thép là:

$$A_c = 3000 \times 7500 - 49100 = 22450900 \text{ mm}^2$$

Diện tích trung bình phần bê tông bọc quanh 1 cây thép:

$$A = \frac{A_c}{n_t} = \frac{22450900}{100} = 224509 \text{ mm}^2$$

Tỷ số môđun đàn hồi thép trên môđun đàn hồi bê tông:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{29910} = 6.687$$

Khoảng cách từ trục trung hoà đến mép chịu nén của bê tông là:

$$\begin{aligned}
 x &= \frac{n \times A_s}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right] \\
 &= \frac{6.687 \times 49100}{7500} \times \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times 2950 \times 7500}{6.687 \times 49100}} - 1 \right] = 466 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Mômen quán tính của tiết diện:

$$\begin{aligned}
 I_{cr} &= \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times (d_s - x)^2 = \\
 &= \frac{7500 \times 466^3}{3} + 6.687 \times 49100 \times (2950 - 466)^2 = 2278877382000 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

⇒ Ứng suất của thép khi chịu mômen là:

$$f_s = \frac{n \times M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) = \frac{6.687 \times 11437182230}{2278877382000} \times (2950 - 466) = 83.4 \text{ MPa}$$

Ứng suất cho phép trong cốt thép :

Thông số bề rộng vết nứt : trong điều kiện khắc nghiệt

Lấy: $Z = 23000 \text{ (N/mm)}$

Ứng suất cho phép trong cốt thép là :

$$f_{sa} = \frac{Z}{\sqrt[3]{d_c \times A}} = \frac{23000}{\sqrt[3]{50 \times 224509}} = 103 \text{ MPa}$$

Mặt khác ta lại có :

$$0.6 \times f_y = 0.6 \times 400 = 240 \text{ MPa}$$

Lấy $f_{sa} = 103 \text{ MPa}$

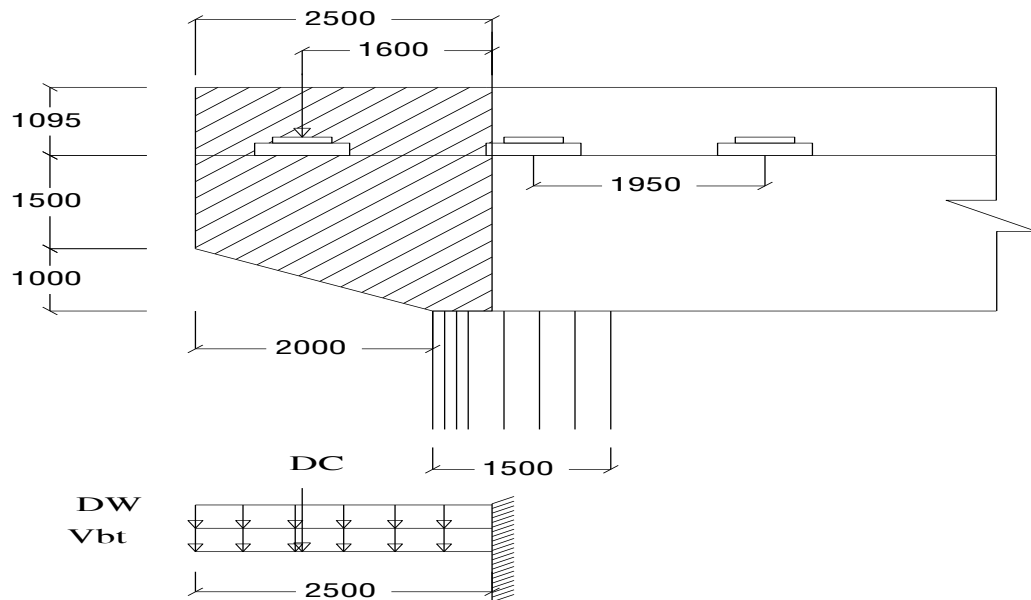
Theo điều kiện khả năng chịu nứt : $f_s = 83.4 \text{ MPa} < f_{sa} = 103 \text{ MPa}$

* Vậy thỏa mãn điều kiện chống nứt.

5.8. TÍNH TOÁN XÀ MŨ

Tiết diện: $h = 2500 ; 1095 \text{ mm}$, $b = 3000 ; 1200 \text{ mm}$

Mặt cắt A-A:

**5.8.1. Tĩnh tải:**

Kết cấu phần trên: (tính cho gối biên trên phần hẫng của xà mũ)

Thành phần	Phản lực (N)		Tổng phản lực xà mũ	Mômen M_y
	Gối trái R_t	Gối phải R_f		
DC	638220	638220	1276440	0
DW	80025	80025	160050	0

Kết cấu phần dưới (Trọng lượng phần hẫng của xà mũ) : $P = 475875 \text{ N}$

5.8.2. Hoạt tải:

Tải trọng	$R_t(\text{N})$	$R_p(\text{N})$	$R_{LL}(\text{N})$
V_1^{3Tr}	20425	46136	66561
V_1^{Lan}	19048	19048	38096
V_1^{PL}	84545	84545	169090

5.8.3. Tổ hợp nội lực tại các mặt cắt:

Trạng thái giới hạn	1+IM	γ_{DC}	γ_{DW}	γ_{LL}	η
TTGHCD I	1.25	1.25	1.5	1.75	1.05
TTGHSD	1.25	1	1	1	1

Lực cắt:

$$V = \eta \times \gamma_{DC} \times P + V_{DC} + \gamma_{DW} \times V_{DW} + \gamma_{LL} \times \left[0.9 \times V_1^{TR} + 1 + IM + V_1^{Lan} + V_1^{Lan} \right]$$

Mô men:

$$M = V \times y$$

y: là khoảng cách cánh tay đòn của xà mũ

$$y = l_k + \Delta l = 1100 + 500 = 1600 \text{ mm}$$

$$\Delta l = \frac{R}{3} = \frac{1500}{3} = 500 \text{ mm (chiều sâu ngàm với trụ vát tròn R = 1500 mm)}$$

Bảng tổng hợp nội lực tính toán phần hằng của xà mũ trụ

Trạng thái giới hạn	V(N)	y(mm)	M(N.mm)
TTGHCD I	3021277	1600	4834043624
TTGHSD	2190623	1600	3504996040

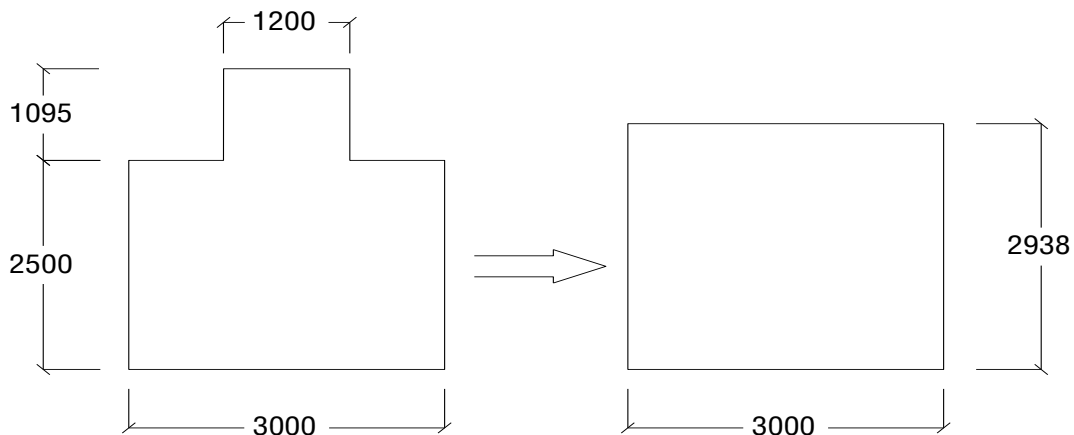
5.8.4. Kiểm tra theo TTGH CD:

Dùng thép CIII có $f_y = 420 \text{ MPa}$ để thiết kế thép chịu lực

Dùng thép AII có $f_y = 280 \text{ MPa}$ để thiết kế thép đai

Thép chịu mômen âm : $M_u = 4834043624 \text{ N.mm}$

Quy đổi tiết diện xà mũ.



Sức kháng danh định:

$$\frac{M_u}{\phi} = \frac{4834043624}{0.9} = 5371159582 \text{ N.mm}$$

$$d_s = h - a_0 = 2938 - 50 = 2888 \text{ mm}$$

Chiều cao vùng nén:

$$a = d_s - \sqrt{d_s^2 - \frac{2 \times M_n}{0.85 \times f'_c \times b}} = 2888 - \sqrt{2888^2 - \frac{2 \times 5371159582}{0.85 \times 35 \times 3000}} = 21 \text{ mm}$$

Kiểm tra điều kiện:

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times f'_c - 28 = 0.85 - \frac{0.05}{7} \times 35 - 28 = 0.8$$

$$a_{\max} = 0.75 \times a_b = 0.75 \times \frac{0.003 \times E_s}{0.003 \times E_s + f_y} \times \beta_1 \times d_s$$

$$= 0.75 \times \frac{0.003 \times 200000}{0.003 \times 200000 + 420} \times 0.8 \times 2888 = 1019.3 \text{ mm} > a = 21 \text{ mm}$$

Diện tích cốt thép:

$$A_s = \frac{0.85 \times f'_c \times a \times b}{f_y} = \frac{0.85 \times 35 \times 21 \times 3000}{420} = 4463 \text{ mm}^2$$

Hàm lượng cốt thép tối thiểu :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d_s} = \frac{4463}{3000 \times 2888} = 0.0515 \%$$

$$\rho_{\min} = 0.03 \times \frac{f'_c}{f_y} \times \frac{h}{d_s} = 0.03 \times \frac{35}{420} \times \frac{2938}{2888} = 0.25 \%$$

$$\Rightarrow \rho < \rho_{\min}$$

Lấy lượng cốt thép tối thiểu để bố trí :

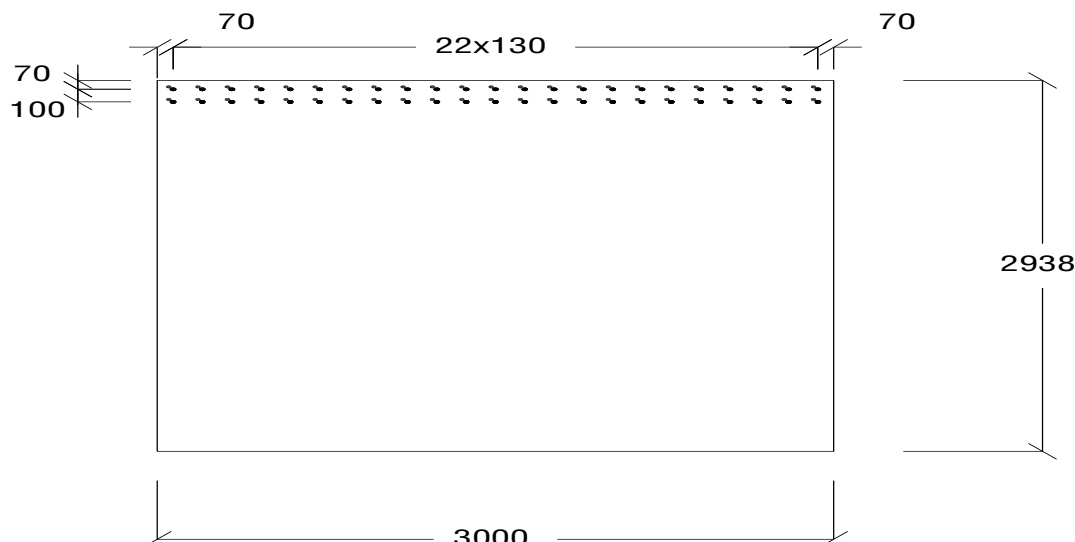
$$A_s = \rho_{\min} \times b \times d_s = 0.0025 \times 3000 \times 2888 = 22035 \text{ mm}^2$$

Chọn $\Phi 25$ có $A_s = \frac{\pi \times 25^2}{4} = 491 \text{ mm}^2$. Số thanh thép cần chọn :

$$n = \frac{22035}{491} = 44.88$$

Chọn $n = 46$ thanh. Vậy chọn $46\Phi 25$.

Bố trí 2 lớp cốt thép. Mỗi lớp $23\Phi 25 \text{a} 130$



5.8.5. Kiểm tra nứt theo TTGH SD:

Tiết diện kiểm toán: tiết diện có $b \times h = 3000 \text{ mm} \times 2938 \text{ mm}$

Bê tông có môđun đàn hồi:

$$E_c = 0.043 \times \gamma_c^{1.5} \times \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2400^{1.5} \times \sqrt{35} = 29910 \text{ MPa}$$

Cốt thép có môđun đàn hồi: $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Giá trị momen tác dụng: $M_s = 3504996040 \text{ N.mm}$

* Kiểm tra điều kiện nứt :

Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép đến mép chịu nén của bê tông là :

$$d_s = h - a_0 = 2938 - 70 = 2868 \text{ mm}$$

Diện tích cốt thép là:

$$A_s = 46 \times 491 = 22586 \text{ mm}^2$$

Diện tích phần bê tông bọc quanh thép là:

$$A_c = 3000 \times 2938 - 22586 = 8791414 \text{ mm}^2$$

Diện tích trung bình phần bê tông bọc quanh 1 cây thép:

$$A = \frac{A_c}{n_t} = \frac{8791414}{46} = 191118 \text{ mm}^2$$

Tỷ số môđun đàn hồi thép trên môđun đàn hồi bê tông:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{29910} = 6.687$$

Khoảng cách từ trục trung hoà đến mép chịu nén của bê tông là:

$$\begin{aligned} x &= \frac{n \times A_s}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times d_s \times b}{n \times A_s}} - 1 \right] \\ &= \frac{6.687 \times 22586}{3000} \times \left[\sqrt{1 + \frac{2 \times 2868 \times 3000}{6.687 \times 22586}} - 1 \right] = 489 \text{ mm} \end{aligned}$$

Mômen quán tính của tiết diện:

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \frac{b \times x^3}{3} + n \times A_s \times (d_s - x)^2 = \\ &= \frac{3000 \times 489^3}{3} + 6.687 \times 22586 \times (2868 - 489)^2 = 971720362400 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

⇒ Ứng suất của thép khi chịu mômen là:

$$f_s = \frac{n \times M_s}{I_{cr}} \times (d_s - x) = \frac{6.687 \times 3504996040}{971720362400} \times (2868 - 489) = 57 \text{ MPa}$$

Ứng suất cho phép trong cốt thép :

Thông số bề rộng vết nứt : trong điều kiện khắc nghiệt

Lấy: $Z = 23000 \text{ (N/mm)}$

Ứng suất cho phép trong cốt thép là :

$$f_{sa} = \frac{Z}{\sqrt[3]{d_c \times A}} = \frac{23000}{\sqrt[3]{70 \times 191118}} = 97 \text{ MPa}$$

Mặt khác ta lại có :

$$0.6 \times f_y = 0.6 \times 400 = 240 \text{ MPa}$$

Lấy $f_{sa} = 97 \text{ MPa}$

Theo điều kiện khả năng chịu nứt : $f_s = 57 \text{ MPa} < f_{sa} = 97 \text{ MPa}$

** Vậy thoả mãn điều kiện chống nứt.*

5.8.6. Thiết kế cốt đai chịu cắt:

Khả năng chịu cắt của thép đai được xem là nhỏ nhất khi góc nghiêng của vết nứt $\theta = 45^\circ$ và $\beta = 2$, do đó để đơn giản trong thiết kế lực cắt, bước thép đai sẽ tính trong trường hợp này.

Chiều cao vùng nén a đã được xác định trong bài toán thiết kế thép dọc

$$a = 21 \text{ mm}$$

Xác định chiều cao chịu cắt hữu hiệu d_v

$$d_v = \max \begin{cases} d_s - \frac{a}{2} \\ 0.9 \times d_s \\ 0.72 \times h \end{cases} = \max \begin{cases} 2888 - \frac{21}{2} \\ 0.9 \times 2888 \\ 0.72 \times 2938 \end{cases} = 2872.5 \text{ mm}$$

Khả năng chịu cắt của bê tông:

$$V_c = 0.083 \times \beta \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d_v$$

Trong đó:

β hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo

f'_c cường độ chịu nén của bê tông

b_w bề rộng bản bụng hữu hiệu lấy bằng bề rộng bản bụng nhỏ nhất trong chiều cao d_v

d_v chiều cao chịu cắt hữu hiệu

$$\begin{aligned} V_c &= 0.083 \times 2 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d_v \\ &= 0.083 \times 2 \times \sqrt{35} \times 3000 \times 2872.5 = 8462982 \text{ N} \end{aligned}$$

Yêu cầu khả năng chịu cắt của thép đai:

$$V_s = V_n - V_c = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{3021277}{0.9} - 8642982 = -5286008 \text{ N}$$

Dùng đai có đường kính $\phi 16$ và 2 nhánh, diện tích thép đai

$$A_v = 4 \times \frac{\pi \times 16^2}{4} = 804.2 \text{ mm}^2$$

Khoảng cách yêu cầu của thép đai theo tính toán:

$$s \leq \frac{A_v \times f_y \times d_v \times \cot \theta}{V_s} = \frac{804.2 \times 280 \times 2872.5 \times 1}{5286008} = 122 \text{ mm}$$

Chọn $s = 120 \text{ mm}$ để bố trí.

Kiểm tra theo điều kiện cấu tạo:

$$S \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_v \times f_{vy}}{0.083 \times \sqrt{f'_c} \times b_w} \\ \min 0.8 \times d_v; 600 \text{ mm} \text{ khi } \frac{V_u}{f'_c \times b_w \times d_v} < 0.1 \\ \min 0.4 \times d_v; 300 \text{ mm} \text{ khi } \frac{V_u}{f'_c \times b_w \times d_v} \geq 0.1 \end{array} \right.$$

Trong đó ta có:

$$\frac{A_v \times f_{vy}}{0.083 \times \sqrt{f'_c} \times b_w} = \frac{804.2 \times 280}{0.083 \times \sqrt{35} \times 3000} = 152.9 \text{ mm}$$

$$\frac{V_u}{f'_c \times b_w \times d_v} = \frac{3021277}{35 \times 3000 \times 2872.5} = 0.01 < 0.1$$

Vậy:

$$S \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 152.9 \text{ mm} \\ \min 0.8 \times d_v; 600 \text{ mm} \end{array} \right. = \min 0.8 \times 2872.5; 600 \text{ mm} = 152.9 \text{ mm}$$

Ta chọn bước cốt đai $S = 120 \text{ mm}$

5.9. TÍNH TOÁN MÓNG CỌC KHOAN NHỒI :

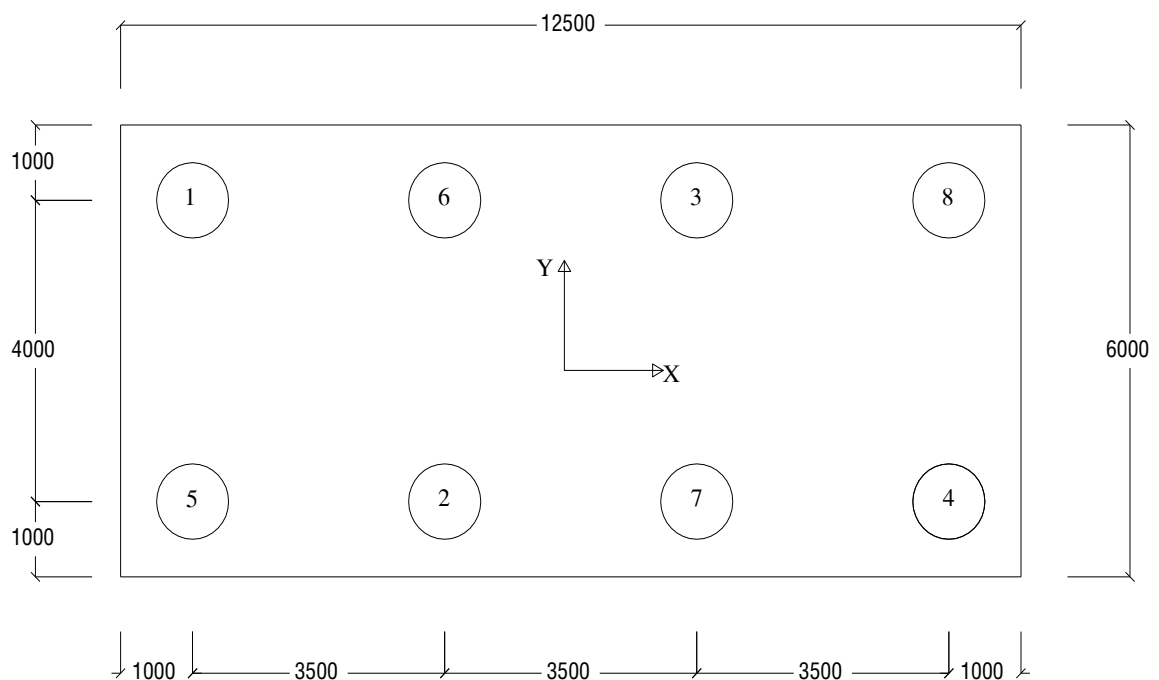
Theo quy trình 22TCN272-05, việc kiểm toán sức chịu tải của cọc quy định trong điều 10.5 theo trạng thái giới hạn sử dụng và trạng thái giới hạn cường độ. Trong phạm vi đồ án, chỉ thực hiện kiểm toán sức chịu tải của cọc theo khả năng kết cấu và đất nền.

Với nội lực đầu cọc xác định được, ta sẽ tiến hành kiểm tra khả năng chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc và khả năng chịu tải của lớp đá gốc đầu mũi cọc.

Số liệu tính toán :

Đường kính thân cọc	1000	mm
Cao độ đỉnh bệ cọc	-4.040	m
Cao độ đáy bệ cọc	-7.040	m
Cao độ mũi cọc dự kiến	-19.540	m
Chiều dài cọc dự kiến	13	m
Đường kính thanh cốt thép cọc	25	mm
Cường độ bê tông cọc	30	Mpa
Cường độ cốt thép cọc	420	Mpa
Cự li cọc theo phương dọc cầu	4000	mm
Cự li cọc theo phương ngang cầu	3500	mm

Bố trí cọc trên mặt bằng



5.9.1. Xác định sức chịu tải của cọc :

+) Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đường kính $D=1\text{m}$. khoan xuyên qua các lớp đất dính và ngàm vào lớp đá gốc.

+) Bê tông cọc mác 300

+) Cốt thép chịu lực $20\phi 25$ có cường độ 420 MPa. Đai tròn $\phi 10a200$.

1. Xác định sức chịu tải trọng nén của cọc nhồi theo vật liệu làm cọc :

+) Bê tông cấp 30 có $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$

+) Cốt thép chịu lực AII có $R_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$

Sức chịu tải của cọc theo vật liệu

Sức chịu tải của cọc $D=1000\text{mm}$

Theo điều A5.7.4.4-TCTK sức chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc tính theo công thức sau :

$$P_v = \phi \cdot P_n$$

Với P_n = cường độ chịu lực dọc trục danh định có hoặc không có uốn tính theo công thức :

$$\begin{aligned} P_n &= \phi \times m_1 \times m_2 \times f'_c \times A_c - A_{st} + f_y \times A_{st} \\ &= 0.75 \times 0.85 \times 0.85 \times f'_c \times A_c - A_{st} + f_y \times A_{st} \end{aligned}$$

Trong đó :

ϕ = Hệ số sức kháng, $\phi=0.75$

m_1, m_2 : Các hệ số điều kiện làm việc.

f'_c = 30MPa: Cường độ chịu nén nhỏ nhất của bê tông

f_y = 420MPa: Giới hạn chảy dẻo quy định của thép

A_c : Diện tích tiết diện nguyên của cọc

$$A_c = 3.14 \times 1000^2 / 4 = 785000 \text{ mm}^2$$

A_{st} : Diện tích của cốt thép dọc (mm^2).

Hàm lượng cốt thép dọc thường hợp lý chiếm vào khoảng 1.5-3%. Với hàm lượng 2% ta có:

$$A_{st} = 0.02 \times A_c = 0.02 \times 785000 = 15700 \text{ mm}^2$$

Vậy sức chịu tải của cọc theo vật liệu là :

$$P_v = 0.75 \times 0.85 \times 0.85 \times 30 \times 785000 - 15700 + 420 \times 15700 = 16709.6 \times 10^3 \text{ N}$$

Hay $P_v = 1670.9 \text{ (T)}$

2. Xác định sức chịu lực nén của cọc đơn theo cường độ đất nền.

Số liệu địa chất :

+) Lớp 1 : Sét pha cát

+) Lớp 2 : Sét cát xám dẻo

+) Lớp 3 : Cát hạt vừa

+) Lớp 4 : Cát lẫn sỏi

+) Lớp 5 : cát pha sét có vỏ sò

+) Lớp 6 : Sét cát xám vàng nửa cứng

+) Lớp 7 : Đá gốc

Theo điều 10.7.3.2 sức kháng đỡ của cọc được tính theo công thức sau :

$$Q_R = \phi Q_n = \phi_{qp} Q_p$$

Với $Q_p = q_p A_p$;

Trong đó :

Q_p : Sức kháng đỡ mũi cọc

q_p : Sức kháng đơn vị mũi cọc (Mpa)

φ_{qp} : Hệ số sức kháng $\varphi_{qp}=0.55$ (10.5.5.3)

A_p : Diện tích mũi cọc (mm^2)

Xác định sức kháng mũi cọc :

$$q_p = 3q_u K_{sp} d \quad (10.7.3.5)$$

Trong đó:

K_{sp} : Khả năng chịu tải không thứ nguyên.

d : Hệ số chiều sâu không thứ nguyên.

$$K_{sp} = \frac{(3 + \frac{S_d}{D})}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{t_d}{S_d}}} \quad (10.7.3.5-2)$$

$$d = 1 + 0,4 \frac{H_s}{D_s} \leq 3,4$$

q_u : Cường độ chịu nén dọc trục trung bình của lõi đá (Mpa), $q_u = 35\text{Mpa}$

K_{sp} : Hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên

S_d : Khoảng cách các đường nứt (mm). Lấy $S_d = 400\text{mm}$.

t_d : Chiều rộng các đường nứt (mm). Lấy $t_d = 6\text{mm}$.

D : Chiều rộng cọc(mm); $D = 1000\text{mm}$.

H_s : Chiều sâu chôn cọc trong hố đá(mm). $H_s = 1000\text{mm}$.

D_s : Đường kính hố đá(mm). $D_s = 1200\text{mm}$.

Tính được: $d = 1.33$

$$K_{SP} = 0.145$$

$$\text{Vậy } q_p = 3 \times 30 \times 0,145 \times 1,33 = 17.36\text{Mp} = 1736\text{T/m}^2$$

Sức chịu tải tính toán của cọc (tính theo công thức 10.7.3.2-1) là :

$$Q_R = \varphi \cdot Q_n = \varphi q_p \cdot A_p = 0.5 \times 1736 \times 3.14 \times 1000^2 / 4 = 681.38 \times 10^6 \text{N} = 681.4 \text{ T}$$

Trong đó:

Q_R : Sức kháng tính toán của các cọc.

φ : Hệ số sức kháng đối với sức kháng mũi cọc được quy định trong bảng 10.5.5-3

A_s : Diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc

Từ các kết quả tính được chọn sức chịu tải của cọc là

$$[P_c] = \min P_v, Q_R = 6814 \text{ KN}$$

5.9.2. Tính toán nội lực tác dụng lên các cọc trong móng:

Đối với móng cọc đài thấp thì tải trọng nằm ngang coi như đất nền chịu, nội lực tại mặt cắt đáy móng

Công thức kiểm tra:

$$P_{\max} \leq P_c$$

Trong đó:

- $P_{\max}$: Tải trọng tác động lên đầu cọc

- P_c : Sức kháng của cọc đã được tính toán ở phần trên
- Tải trọng tác động lên đầu cọc được tính theo công thức:

$$P_{\max} = \frac{P}{n} + \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum_{i=1}^n y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

Trong đó:

- P : Tổng lực tại đáy đài.
- n : Số cọc, $n = 8$
- x_i, y_i : tọa độ của cọc so với hệ trục quán tính chính trung tâm

M_x, M_y : tổng mômen của tải trọng ngoài so với trục đi qua trọng tâm của tiết diện cọc tại đáy đài theo 2 phương x, y .

Kiểm toán cọc với $P_c = 6814 \text{ KN}$

Trạng thái giới hạn cường độ 1

$N_z = 35364.354 \text{ KN}$						
$M_x = 7112.327552 \text{ KNm}$						
$M_y = 7828.064213 \text{ KNm}$						
Cọc	X_i (m)	Y_i (m)	X_i^2 (m ²)	Y_i^2 (m ²)	$P_{\max}$ (KN)	Yêu cầu
1	-5.25	+2	27.5625	4	4529.58	đạt
2	-1.75	-2	3.0625	4	3912.12	đạt
3	+1.75	+2	3.0625	4	4976.89	đạt
4	+5.25	-2	27.5625	4	4311.51	đạt
5	-5.25	-2	27.5625	4	3640.54	đạt
6	-1.75	+2	3.0625	4	4753.24	đạt
7	+1.75	-2	3.0625	4	4087.85	đạt
8	+5.25	+2	27.5625	4	5200.55	đạt

PHẦN IV

THIẾT KẾ TỔ CHỨC THI CÔNG

CHƯƠNG I

THI CÔNG KẾT CẤU PHẦN DƯỚI

1.1. TRÌNH TỰ THI CÔNG CỌC KHOAN NHỒI MỐ TRỤ

1.1.1. Thiết bị phục vụ khoan :

- Trước khi khoan máy khoan phải được bảo dưỡng và vận hành thử để đảm bảo không bị trục trặc trong quá trình khoan (phải có phụ tùng dự phòng : mũi khoan, cần nối ...).
- Cần khoan phải được điều chỉnh cho thẳng đứng, độ nghiêng của cần khoan không được vượt quá 1.5%.
- Độ văng ngang của cần khoan cũng như của gầu khoan trong khi khoan không được vượt quá 2,5cm.

1.1.2. Trình tự thi công cọc khoan nhồi :

- Khoan tạo lỗ đến cao độ thiết kế: để giữ ổn định thành vách lỗ khoan cần sử dụng Bentonite. Riêng đối với các trụ ngập trong nước, cần sử dụng một đoạn ống vách thép dài 30m cao trên mực nước thi công khoảng 80cm và xuyên vào lớp đất mặt lòng sông khoảng 8m để ngăn nước.
- Làm sạch lỗ khoan bằng xối hút.
- Hạ khung cốt thép cọc vào bên trong ống vách.
- Kiểm tra cao độ mũi cọc, mức độ sạch bùn và tạp chất ở đáy lỗ khoan.
- Bơm vữa bê tông lấp lòng cọc bằng phương pháp ống rút thẳng đứng.

1.1.3. Công tác ống vách :

- Ống vách được chế tạo trong xưởng hoặc nhà máy theo đúng bản vẽ thiết kế.
- Ống vách trước khi đưa vào rung hạ không bị móp méo, sai số đường kính ở tất cả các mặt cắt không được vượt quá 1cm (phải được TVGS, Phòng KT-DA kiểm tra tại hiện trường).
- Việc hạ ống vách phải được đảm bảo khi ống vách hạ đến cao độ yêu cầu độ nghiêng $<0,1\%$. Ống vách bằng tole bản 10mm.
- Dùng mũi 14 mét, cần ráp thử và đánh dấu bằng sơn vàng.
- Dùng cần cẩu và khóa chữ thập cẩu đưa ống vào vị trí. Khi cẩu lưu ý giữ ổn định thẳng đứng và hạ ống vách từ từ, tránh va làm mất ổn định khung định vị và sai lệch vị trí đã xác định trên khung định vị.
- Treo ống vách dài 14 mét trên khung định vị. Ống vách tự lún hoặc rung hạ để cao độ đỉnh ống vách cao hơn 1 mét so với thanh giằng ngang trên khung định vị. Sử dụng các tai hàn trên thành ống, giữ đốt 1 của ống vách cho thật ổn định, thẳng đứng.
- Chỉnh đúng vị trí, kiểm tra độ thẳng đứng.

- Rung hạ ống vách bằng búa rung có công suất 90 đến 160 tấn.
- Có thể hạ 4 ống vách của 4 cọc sát nhau xong, mới tiến hành khoan lấy đất và thi công bê tông theo trình tự quy định để giảm thiểu sự chấn động cho các cọc bên khi đã đổ bê tông.
- Khoan tạo lỗ giữ thành bằng phương pháp đóng vách ống thép qua tầng bùn tối cao độ – 19.54 mét, kết hợp vữa Bentonite khi qua tầng địa chất sét dẻo cứng và cát hạt thô chặt vừa.
- Trong quá trình khoan tạo lỗ phải thường xuyên theo dõi các lớp địa chất mà mũi khoan đi qua và đối chứng với tài liệu khảo sát địa chất.
- Trong quá trình khoan tạo lỗ phải thường xuyên bổ sung vữa Bentonite vào trong hố khoan sao cho mặt vữa trong hố khoan phải luôn luôn cao hơn mực nước ngoài ống vách tối thiểu là 1 mét.
- Phải thường xuyên kiểm tra độ thẳng đứng của cần khoan, độ sai lệch tọa độ trên mặt bằng và độ mở rộng hố khoan để kịp thời xử lý.
- Để đảm bảo cho hố khoan ổn định không bị sụt lở cần hạn chế đến mức tối đa các lực xung kích tác dụng vào hố khoan.
- Công tác khoan phải tiến hành liên tục và không được phép nghỉ nếu không có sự cố gì về máy móc và thiết bị khoan.

1.1.4. Vữa khoan (Bentonite).

- Bentonite phải được tính toán đủ số lượng và phải được tập kết tại công trường đủ số lượng mới bắt đầu công tác khoan.
- Bentonite phải được giữ ở trong kho khô ráo không ẩm thấp.
- Vữa Bentonite phải được trộn bằng thiết bị trộn chuyên dùng và chứa trong bể chứa có máy khuấy.
- Trong quá trình khoan vữa Bentonite phải được cấp bổ sung liên tục vào hố khoan.
- Chuẩn bị vữa Bentonite, trộn vữa Bentonite bằng thiết bị trộn chuyên dùng, kiểm tra các chỉ tiêu pH, độ nhớt, trọng lượng của Bentonite phải được khống chế như sau :
 - Hàm lượng cát : < 5%.
 - Dung trọng : 1.01-1.05 (T/m³).
 - Độ nhớt: ± 35 sec.
 - Độ PH: 9.5-12.
- Bơm vữa Bentonite vào lỗ khoan cao hơn mực nước 1m.

1.1.5. Công tác làm sạch đáy lỗ khoan trước hạ lồng thép và đổ bê tông:

- Công tác rửa và vệ sinh hố khoan bằng cách thay và bổ sung vữa Bentonite mới theo phương pháp tuần hoàn nghịch cho đến khi hàm lượng cát trong vữa

Bentonite < 6% và độ nhớt cũng như tỷ trọng của vữa Bentonite đạt đến yêu cầu trong bảng 1 (Mẫu Bentonite lấy tại ống hút và trước khi qua máy tách cát).

- Lượng chất bồi lắng đáy hố khoan sau khi đã vệ sinh hố khoan không được dày quá 4 cm.
- Kiểm tra độ lắng đọng của các chất bồi lắng bằng cách đặt hộp thép không có nắp xuống đáy hố khoan ngay sau khi đã vệ sinh xong, sao đó trước khi đổ bê tông lấy hộp thép lên kiểm tra độ dày của lớp lắng đọng.
- Nếu độ dày của lớp lắng đọng lớn quá quy định, phải tiến hành vệ sinh lại.
- Sau khi nghiệm thu lỗ khoan đã rửa đạt yêu cầu kỹ thuật, tiến hành hạ lồng thép ngay.

1.1.6. Công tác cốt thép

- Cốt thép đưa vào sử dụng phải đúng kích thước và chủng loại theo đúng yêu cầu của thiết kế.
- Cốt thép phải được thí nghiệm để xác nhận các chỉ tiêu cơ lý theo đúng quy định.
- Khung cốt thép cọc được chế tạo sẵn thành các khung theo đúng hồ sơ thiết kế sau đó đưa ra vị trí thi công tổ hợp và hạ xuống độ cao thiết kế.
- Công tác hạ lồng cốt thép phải được làm khẩn trương để giảm tối đa lượng chất lắng đọng xuống đáy hố khoan cũng như khả năng sụt lở thành vách.
- Do cọc khoan nhồi chịu tải trọng nén, các mối nối dùng dây thép 2mm buộc hoặc dùng cóc thép để bắt : phải tuân thủ quy trình về mối nối buộc của TCXD-VN.
- Toàn bộ thời gian cho công tác hạ lồng cốt thép không nên vượt quá 4 giờ.
- Việc hạ lồng cốt thép phải làm hết sức nhẹ nhàng tránh va đập mạnh vào thành hố khoan làm sụt lở vách.
- Lồng thép được chế tạo đúng bản vẽ thiết kế. 50% số thanh cốt thép chủ (bố trí cách khoảng) được sản xuất dài liên tục và được nối đưa lên cao độ miệng lỗ khoan và cố định vào thanh thép hình đặt trên miệng lỗ .
- Chi tiết ống thép phục vụ công tác siêu âm kiểm tra chất lượng cọc, khoan lấy lõi gồm 4 ống ϕ 60mm và 1 ống ϕ 106mm dày 5mm được cố định vào lồng thép bằng các cóc thép. Các mối nối phải có Colie ren và được xiết hết ren, trong ống chứa đầy nước, 2 đầu đáy nắp kín. Bảo đảm ống thép thẳng đứng, không bị vắn cong, nghiêng v.v...Cao độ đỉnh ống cao hơn cao độ đáy bộ 2,00 mét.
- Đối với cọc đầu tiên phải đưa ống lên khỏi mực nước thi công để kiểm tra thông cống, rút kinh nghiệm cho các cọc sau.

- Để cho khung cốt thép được đặt đúng vào tâm hố khoan, trên khung cốt thép phải đặt sẵn các con kê có kích thước phù hợp và có khoảng cách giữa các tầng con kê từ 2–3m.
- Chồng nối cốt thép chủ bằng dây thép buộc, đầu nối cốt thép phải chịu được trọng lượng bản thân của các khung thép thả trước đó.
- Mỗi hàn cấu tạo giữa cốt thép đai và cốt thép chủ cần đảm bảo để không gây ra cháy cốt thép.
- Khung cốt thép cọc phải luôn duy trì được khe hở với thành bên theo thiết kế, do đó cần làm các dụng cụ định vị cốt thép, để tránh lệch tâm, số lượng định vị cốt thép trên một mặt cắt là từ 4-6 cái, cự ly tương đối thích hợp giữa các mặt cắt định vị nên lấy từ 3-6 m.
- Sau khi lắp khung cốt thép xong nhất thiết phải kiểm tra cao độ đầu của cốt thép chủ.

1.1.7. Công tác bê tông

- Cường độ chịu nén của mẫu bê tông sau 28 ngày cần được tăng thêm 10% so với cường độ tiêu chuẩn.
- Nhất thiết phải đổ hết bê tông trong thời gian 1 giờ sau khi trộn xong nhằm tránh hiện tượng tắc ống dẫn do tính lưu động của bê tông giảm dần.
- Tốc độ đổ bê tông thích hợp vào khoảng 0.6m³/phút. Trong 1 giờ tối thiểu phải đổ xong 4m dài cọc.
- Trong quá trình đổ bê tông đáy ống dẫn cần được cắm sâu vào trong bê tông không dưới 2m để đề phòng bê tông chảy từ đáy ống dẫn ra không bị trộn lẫn đất bùn trên bề mặt bê tông cọc. Tuy nhiên tránh cắm sâu quá làm bê tông khó thoát khỏi ống dẫn.
- Trong quá trình đổ bê tông cần thường xuyên thực hiện các công việc kiểm tra
- Đo cao độ dâng lên của mặt bê tông trong lỗ sau mỗi lần đổ xong 1 xe bê tông. Từ đó xem xét để quyết định mức độ nhắc ống dẫn lên.
- Thường xuyên kiểm tra dây đo mặt dâng lên của bê tông tránh trường hợp dây bị giãn dài ra trong quá trình đo.

1.1.8. Đập sửa đầu cọc trước khi thi công bê móng.

Phần bê tông cuối cùng trên đầu cọc thường có lẫn tạp chất và bùn nên thường cần được đổ cao hơn tối thiểu khoảng 1m so với cao độ đáy bệ. Sau khi bê tông đã đạt được đủ cường độ thiết kế, lớp bê tông xấu bên trên và phần thừa được đục bỏ hết đến cao độ thiết kế, sau đó dùng nước rửa sạch mặt đá và cát bụi trên đầu cọc, phần ống vách thép được cắt đến mép bê tông đập bỏ.

1.2. TRÌNH TỰ THI CÔNG TRỤ

Trụ cầu có cấu tạo là trụ đặc BTCT thân hẹp, bộ trụ là bộ BTCT có chiều dày là 3.0(m) nằm trên nền móng cọc khoan nhồi $\Phi 1.0\text{m}$, hệ móng cọc này có cấu tạo gồm 2 hàng theo mặt cắt dọc cầu. Trụ này đỡ phần dầm thông qua các gối cao su có cấu tạo đặc biệt.

1.2.1. Công tác thi công bộ trụ

- Sau khi thi công hết các cọc trong móng tiến hành rung hạ cọc ván thép. Lắp đặt hệ thanh giằng
- Hút lớp cát tới cao độ đáy lớp bê tông bịt đáy. Đổ bê tông bịt đáy dày 1.5m.
- Bê tông đạt cường độ, hút nước hố móng. Lắp đặt tầng khung chống.
- Trắc đạc để lấy cao độ đập đầu cọc. Đập đầu cọc, đến gần vị trí thiết kế thì tủa, vệ sinh hố móng, đổ bê tông tạo phẳng dày 10cm.
- Lắp dựng đà giáo, cốp pha, bộ móng.
- Tiến hành đổ bê tông (bê tông được vận chuyển từ trạm trộn đến vị trí thi công bằng xe Mix và dùng máy bơm bơm vào vị trí) kết hợp với việc đầm. Sau khi đổ bê tông xong, tiến hành làm mặt, tạo nhám tại khớp chân trụ để chờ đổ bê tông thân trụ.
- Cắm sắt chờ để chống cốp pha thân.
- Tiến hành bảo dưỡng bằng cách phủ các lớp vải bố có tưới ẩm.
- Theo qui định thì khoảng 3 ngày có thể tháo cốp pha.
- Chú ý luôn đảm bảo có tấm che trong lúc đổ bê tông (phòng khi trời mưa).

1.2.2. Công tác thi công thân trụ

- Thân trụ được chia thành từng đốt tương ứng với khả năng thi công.
- Vệ sinh cốp pha thân, tra dầu chống dính.
- Tiến hành cắt, uốn, bo cốt thép, làm lồng thép định hình ở mặt đất, làm các thanh giằng để lồng thép ổn định.
- Dùng xe cẩu cẩu lồng thép vào vị trí chân bộ, tiến hành nối buộc.
- Dùng cẩu lắp đặt cốp pha thân, lắp xong cốp pha nào thì tháo thanh giằng ở đó.
- Lắp đặt các thanh chống; các ống nhựa và các ti bulông để cố định khuôn và thuận Trắc đạc, kiểm tra hướng, cự ly, điều chỉnh cho đúng thiết kế bằng cách điều chỉnh các thanh chống.
- Dùng keo silicon trét bít các khe hở của khuôn, lắp các kê bê tông.
- Gắn các nẹp chỉ (chỗ dừng của bê tông)
- Tưới nước vào bê tông thân trụ đã làm nhám.
- Dùng máy bơm bê tông bơm vào vị trí, bê tông được đổ đến vị trí nẹp chỉ, kết hợp với việc đầm.

- Chú ý luôn đảm bảo có tấm che khi trời mưa.
- Tạo nhám bề mặt trụ, sau đó bảo dưỡng.
- Khoảng 3 ngày có thể tháo cốt pha thân, bảo dưỡng (tưới nước lên thân trụ).
- Vệ sinh cốt pha, tra dầu để chống dính với bê tông để chuẩn bị cho đợt đổ kế tiếp.

1.2.3. Thi công xà mũ

- Tiến hành cắt uốn, bo cốt thép, bố trí các thành giằng.
- Lắp đặt conxon chữ A vào ti thép đã chờ ở phần thân trụ.
- Lắp đặt các thép chữ I lên conxon.
- Vệ sinh các cốt pha, tra dầu lên cốt pha để không dính với bê tông.
- Lắp đặt cốt pha đáy đã định hình từ trước ở mặt đất, dùng cầu cẩu lên, sau đó hàn cố định lại.
- Trắc dọc, lấy hướng, cự li, cao độ.
- Dùng đội cân chỉnh chỗ I với conxon.
- Lòng thép được lắp đặt ở mặt đất như thiết kế. Dùng cầu trên xà lan cầu lồng thép, bẫy vào đúng vị trí thiết kế.
- Lắp đặt các cốt pha bên còn lại. Dùng thước thủy cân chỉnh cốt pha thẳng đứng.
- Sau đó hàn các cốt pha lại, dùng các thanh thép chống cốt pha nhằm cố định cốt pha và cũng hàn lại.
- Trắc đạc lấy vị trí tim gối và tim xà mũ, dùng dây kéo thẳng để xác định vị trí đường tim gối. Xác định cao độ đổ bê tông.
- Dùng silicon trét bịt kín các khe hở của cốt pha, lắp các cục kê bê tông.
- Dùng máy bơm bê tông bơm vào vị trí.
- Quy tắc đổ là đổ từ giữa ra, kết hợp với việc đầm. Việc đổ bê tông xà mũ chia làm 2 giai đoạn.
- Sau khi đổ xong đợt 1 (có cắm sắt chờ để dựng cốt pha đổ đợt 2), tạo nhám phần tiếp xúc giữa 2 giai đoạn đổ, song song đó làm mặt, bảo dưỡng phần còn lại.
- Theo qui định thì cốt pha bên của giai đoạn 1 có thể tháo sau 3 ngày kể từ lúc đổ (trừ cốt pha đáy)
- Tiến hành tháo cốt pha, vệ sinh khuôn, tra dầu.
- Trắc đạc lấy chân khuôn đợt 2, tim dọc, ngang, cao độ đổ bê tông.
- Lắp đặt khuôn, hàn các thanh chống để cố định khuôn, dùng thước thủy để chỉnh cốt pha cho thẳng đứng, lắp các cục kê bê tông.
- Kiểm tra toàn diện.

- Tiến hành bơm bê tông, làm mặt xà mũ.
- Cắm sắt chờ để chống trượt đầu dầm về phía thấp. (1)
- Sau 3 ngày có thể tháo cốt pha và tiến hành bảo dưỡng.
- Còn cốt pha đáy thì sau 7 ngày kể từ ngày đổ mới được tháo.

CHƯƠNG II

THI CÔNG KẾT CẤU PHẦN TRÊN

2.1. TRÌNH TỰ LAO LẮP DẦM BẰNG GIÁ BA CHÂN

Bước 1 : Bắt đầu cho 1 nhịp :

- Hệ thống lao lắp đặt trên 1 nhịp mới.
- ❖ Các dầm thép ngang phía trước và phía sau của hệ thống lao được lắp đặt an toàn chính xác trên đỉnh các xà mũ.
- ❖ Dàn lao được lắp đặt chính xác trên các dầm ngang này, lắp đặt thiết bị David ở 2 đầu dàn lao để nâng dầm và kích để sang ngang. Các chốt an toàn được hạ xuống.
- Dầm Super T đầu tiên được vận chuyển tới vị trí lao, dưới dàn lao trên các xe chở dầm.
- Hệ thống lao sẵn sàng nâng dầm lên.

Bước 2 : Lắp đặt các dầm - Giai đoạn nâng.

- Nối kết hệ thống cáp của dàn lao với dầm Super T tại vị trí móc đúc sẵn ở 2 đầu dầm Super T.
- Nâng đầu dầm ở phía các trụ tới các độ cao phù hợp để đảm bảo độ nghiêng dọc của dầm đạt 4.5% theo thiết kế. Điều chỉnh nếu cần thiết.
- Tiếp tục nâng dầm cho tới khi dầm cao hơn vị trí mặt trên của gối 10mm.

Bước 3 : Lắp đặt dầm – Giai đoạn sàng ngang.

- Khóa hệ thống dây cáp nâng- khởi động hệ thống kích cho sàng ngang.
- Vận chuyển dầm theo phương ngang tới vị trí yêu cầu.
- Thay đổi hệ thống kích (thay kích sàng ngang bằng kích nâng) hạ dầm lên trên 2 gối ở 2 đầu.
- Cố định dầm nhờ vào các thanh gỗ tạm, tháo rời hệ thống nâng. Hoàn thành lao 1 dầm trong 1 nhịp.

Bước 4 : Lắp đặt dầm – Giai đoạn di chuyển dàn lao về vị trí ban đầu.

Di chuyển dàn lao lùi về phía trước, nhờ hệ thống kích sàng ngang tới vị trí nâng dầm ban đầu.

Bước 5 : Hoàn thành 1 nhịp.

Thực hiện các bước 1 tới 4 cho tới khi đủ số dầm trong nhịp.

Bước 6 : Di dời dàn lao – Sử dụng thiết bị nâng David.

Sử dụng 2 cần cẩu 70T hạ dàn lao xuống xe đầu kéo để chuyển tới nhịp kế tiếp.

Bước 7 : Di dời dầm thép ngang của hệ thống lao của nhịp kế tiếp.

- Tháo bu lông dầm ngang đảm bảo trọng tâm của thanh không vượt quá cạnh ngoài của xà mũ.
- Dùng cầu 70T dời dầm ngang từ trụ đã lao phóng hoàn chỉnh về lắp đặt trên đỉnh trụ mới kế tiếp.

Bước 8 : Lắp đặt dầm thép ngang lên xà mũ nhịp kế tiếp.

Lắp đặt dầm thép ngang và liên kết với đỉnh trụ bằng bulông chôn sẵn.

Bước 9 : Lắp đặt dàn lao.

Xe đầu kéo vận chuyển dàn lao tới nhịp kế cận, cầu 70T nâng dàn lao đặt trên hệ dầm ngang đã lắp sẵn trên các đỉnh trụ. Một chu trình lao dầm mới lại bắt đầu.

2.2. TRÌNH TỰ THI CÔNG BÊ TÔNG KẾT CẤU BÊN TRÊN

Thi công bê tông thượng bộ gồm có thi công bê tông giữa các khe dọc dầm để liên kết giữa các dầm, bản mặt cầu, bệ và cột lan can. Lưu ý trước khi đổ BT bản mặt cầu cần trải 1 lớp bao tải tấm nhựa dày 1cm để chống thấm.

Sau khi lao dầm hoàn tất, tiến hành công tác lắp dựng ván khuôn đổ bê tông bản mặt cầu. Bê tông liên kết dầm bản.

Lắp dựng ván khuôn bệ và trụ lan can bằng thép. Cốt thép bệ và trụ lan can đã được gia công trước tại công trường và tiến hành lắp đặt rồi đổ bê tông. Lắp thanh lan can ống thép .

2.2.1. Thi công bê tông mặt cầu và lắp đặt hệ lan can.

- Công tác đúc bê tông mặt cầu được thực hiện ngay sau khi từng nhịp cầu lao phóng xong, mặt cầu được thi công từng nhịp một và từ hai đầu cầu vào. Công việc gia công cốt thép được thực hiện tại xưởng gia công cốt thép và vận chuyển đến mặt cầu lắp đặt vào vị trí, công tác định vị các cốt thép mặt cầu nhờ các mẫu kê bê tông đúc sẵn và các mẫu thép Ø14 hàn định vị khoảng cách hai lớp cốt thép mặt cầu.
- Bê tông được trộn tại trạm trộn bê tông và vận chuyển đến mặt cầu bằng xe chuyên dùng, sau khi kiểm tra độ sụt bê tông đạt yêu cầu, bê tông được bơm bằng máy bơm có cần hướng dẫn theo đường ống từ vị trí máy bơm đến vị trí mặt sàn cần đổ với chiều dày sàn 200 mm.
- Bê tông được rải đều bằng vôi xả bê tông và thủ công, đầm nén bằng đầm dùi, tạo phẳng bằng đầm thước, bê tông mặt cầu được tạo nhám để tạo dính bám bê tông xi măng với bê tông nhựa.
- Sau khi bê tông ninh kết công tác bảo dưỡng bê tông được tiến hành bằng cách phủ kín mặt một lớp vải bố có tưới nước thường xuyên và không để tình trạng khô mặt bê tông. Công tác bảo dưỡng tiến hành đến khi bê tông đạt 100% cường độ thiết kế.

- Công tác thi công hệ lan can và gờ chắn được thực hiện sau khi bê tông mặt cầu đạt cường độ thiết kế, lắp ráp hệ lan can sử dụng cần cẩu 40 tấn. Công tác thảm bê tông nhựa mặt cầu được thực hiện sau cùng.

2.2.2. Thi công lớp bê tông nhựa hạt mịn mặt cầu.

Trình Tự Thi Công:

Lớp BTNN dày 8Cm được thi công sau khi thi công đổ BT bản mặt cầu.

- Vệ sinh bản mặt cầu trước khi rải BTNN.
- Rải nhựa bằng máy.
- Lu lèn lớp BTNN hạt mịn.

Biện Pháp Tổ Chức Thi Công:

- Chọn chiều dài thi công và bề rộng của 1 dãy hợp lý.
- Tưới nhựa dính bám khi bản mặt cầu đã hoàn toàn sạch sẽ và khô ráo.
- Vận chuyển BT nhựa nóng từ trạm trộn đến công trường (phải đảm bảo khi rải nhiệt độ của BTNN không nhỏ hơn 120⁰C).
- Dùng máy rải chuyên dùng để rải hỗn hợp BTNN.
- Tiến hành lu lèn : Máy rải chạy đến đâu thì máy lu phải tiến theo đến đó để lu. Đầu tiên dùng lu bánh nhẵn nặng từ 5–8 tấn đi qua 4-6 lần/1 điểm, tốc độ lu từ 1,5–2 km/h. Máy lu phải đi dần từ mép mặt đường vào tim đường, vệt bánh xe chồng lên nhau từ 20–30cm. Trong quá trình lu cần phải bôi dầu thường xuyên nhằm tránh việc nhựa dính vào bánh xe lu. Tiếp theo dùng lu bánh hơi nặng từ 10–15 tấn lu từ 8–10 lần/1 điểm. Dùng lu bánh nhẵn nặng từ 10–15 tấn lu từ 2–4 lần/1 điểm. Tiếp theo dùng lu bánh hơi lu từ 10–12 lần/1 điểm và cuối cùng dùng lu bánh nhẵn nặng lu từ 2–3 lần/1 điểm.
- Trong quá trình lu lèn, sau 2–3 lượt đầu của máy lu nhẹ cần kiểm tra lại độ dốc ngang và độ bằng phẳng của mặt đường bằng thước mẫu và thước dài 3 mét. Phải bổ sung nhựa ngay những chỗ lõm và cào bỏ những chỗ lồi.

2.2.3. Công tác hoàn thiện.

- Lắp đặt hệ đèn chiếu sáng, tường phòng vệ.
- Khi thi công xong công trình, Công tác nghiệm thu bàn giao chỉ được thực hiện khi mặt bằng đã được vệ sinh sạch sẽ, khu vực nhà văn phòng đã được thu dọn.

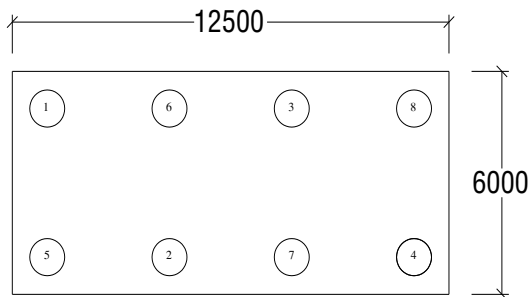
CHƯƠNG III

CÁC TÍNH TOÁN PHỤ TRỢ CHO THI CÔNG

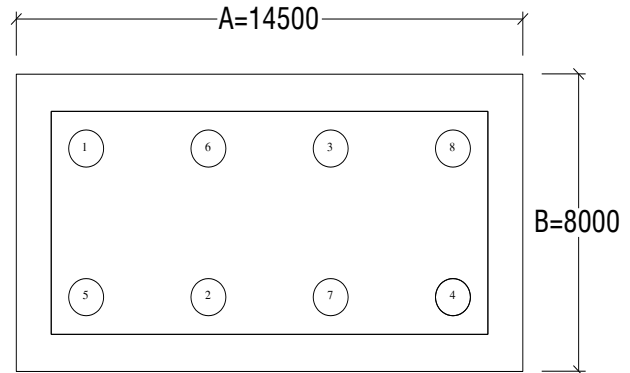
3.1. TÍNH TOÁN CHIỀU DÀY LỚP BÊ TÔNG BỊT ĐÁY

3.1.1. Các số liệu tính toán.

Xác định kích thước đáy hố móng.



Bệ trụ



Hố móng thi công

Xác định kích thước vòng vây cọc ván ta lấy rộng về mỗi phía của bệ cọc là 1m.
Cọc ván sử dụng là cọc thép.

Ta có $A = 12.5 + 2 = 14.5\text{m}$

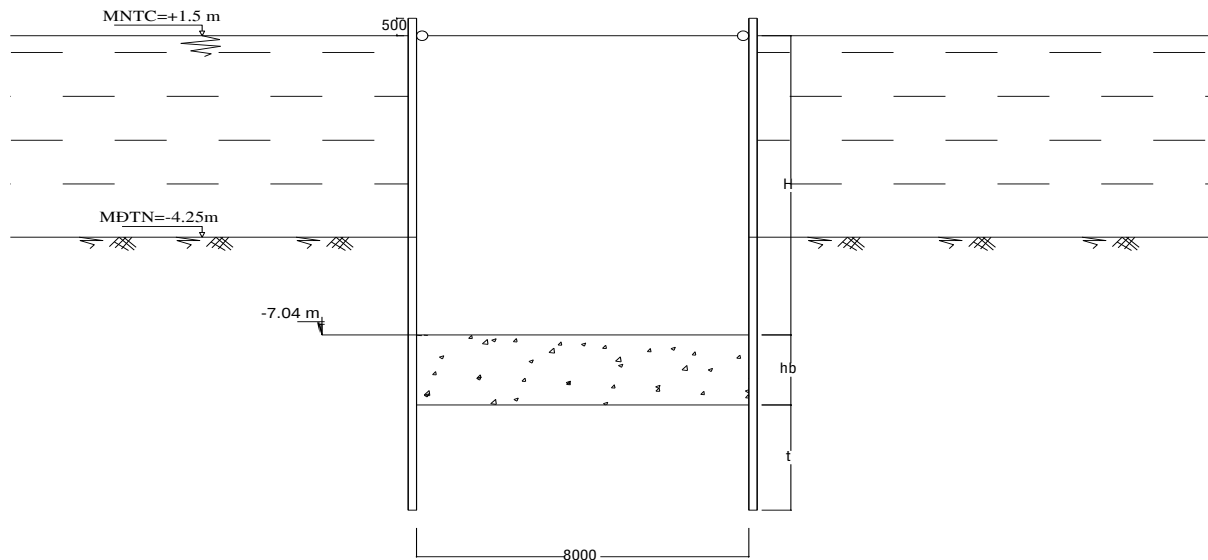
$B = 6 + 2 = 8\text{m}$

Gọi h_b : là chiều dày lớp bê tông bịt đáy.

t : chiều sâu chôn cọc ván ($t \geq 2\text{m}$)

Mức nước thông thuyền	$H_{tt} = +2.1\text{ m}$
Mức nước thi công	$H_{tc} = +1.5\text{ m}$
Mức nước thấp nhất	$H_{\min} = +0.4\text{ m}$
Mức nước cao nhất	$H_{\max} = +5.5\text{ m}$
Cao độ đỉnh trụ	+8.460 m
Cao độ đỉnh bệ trụ	-4.040 m
Cao độ đáy bệ trụ	-7.040 m
Cao độ đáy sông	-4.25 m
Chiều rộng bệ trụ	6 m
Chiều dài bệ trụ	12.5 m
Chiều rộng hố móng	8 m
Chiều dài hố móng	14.5 m

Sơ đồ bố trí cọc ván như sau:



Tính toán chiều dày lớp bê tông bọt đáy

+) Điều kiện tính toán: áp lực đẩy nổi của nước phải nhỏ hơn lực ma sát giữa bê tông và cọc cộng với trọng lượng của lớp bê tông bọt đáy.

Công thức tính:

$$m \times [\gamma_{bt} \times h_{bt} \times F + n \times U + C \times \tau \times h_{bt}] \geq \gamma \times h_{bt} \times H \times F$$

Chiều dày lớp bê tông bọt đáy tính theo công thức sau :

$$h_{bt} = \frac{F \times H \times \gamma_n}{m \times [\gamma_{bt} \times F + n \times U + C \times \tau] - \gamma_n \times F}$$

Trong đó :

H : Khoảng cách MNTC tới đáy đài = 8.54 m

h_b : Chiều dày lớp bê tông bọt đáy

$m = 0,9$ hệ số điều kiện làm việc.

γ_b : Tỷ trọng riêng của bê tông bọt đáy $\gamma_b = 2,4 \text{ T/m}^2$.

γ_n : Tỷ trọng riêng của nước $\gamma_n = 1 \text{ T/m}^2$.

U: Chu vi cọc = $3,14 \times 1 = 3,14 \text{ m}$

τ : Lực ma sát giữa bê tông bọt đáy và cọc. $\tau = 6 \text{ T/m}^2$.

n: Số cọc móng $n = 8$ (cọc)

F : Diện tích hố móng. $F = 14.5 \times 8 = 116 \text{ m}^2$.

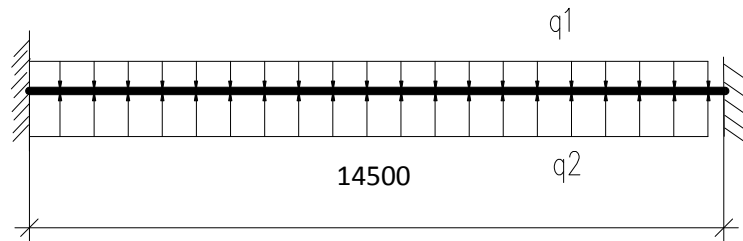
C: Chu vi tường cọc ván $= (14.5 + 8) \times 2 = 45 \text{ m}$

$$\Rightarrow h_b = \frac{116 \times 8.54 \times 1}{0.9 \times (2,4 \times 116 + 8 \times 3.14 + 45 \times 6) - 116 \times 1} = 1.9 \text{ m} > 1 \text{ m}$$

Vậy ta chọn $h_b = 2.0 \text{ m}$

❖ Kiểm tra cường độ bê tông bọt đáy chịu mômen uốn tác dụng áp lực nước đẩy lên và trọng lượng bê tông đè xuống:

Tách 1 dải BTBD rộng 1m dọc theo đường tim trụ theo hướng thượng-hạ lưu có chiều dài nhịp bằng khoảng cách giữa 2 cọc ván thép.



+ Trọng lượng bản thân của lớp BTBD :

$$q_1 = \gamma_b \times H_b \times 1 = 24 \times 2 \times 1 = 48 \text{ KN/m}$$

Trong đó : $\gamma_b = 24 \text{ KN/m}^3$: Dung trọng của lớp BTBD.

$H_b = 2.0 \text{ m}$: Bề dày của lớp BTBD

1m : Bề rộng của dải BTBD đang xét.

+ Áp lực đẩy của nước :

$$q_2 = \gamma \times H + H_b \times 1 = 10 \times 8.54 + 2.0 \times 1 = 105.4 \text{ KN/m}$$

Trong đó : $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$: Dung trọng của nước.

$H = 8.54 \text{ m}$: Chiều sâu cột nước, từ lớp đáy móng đến mực nước thi công.

1m : Bề rộng của dải BTBD đang xét.

Nội lực phát sinh trong dầm :

$$M_{\max} = \frac{q_1 - q_2}{8} \times l^2 = \frac{48 - 105.4}{8} \times 14.5^2 = -1509 \text{ KN.m} \Rightarrow \text{căng thớ trên.}$$

Momen kháng uốn của dầm :

$$W = \frac{b \times h_b^2}{6} = \frac{1 \times 2^2}{6} = 0.6667 (\text{m}^3)$$

Yêu cầu ứng suất kéo phát sinh trong BTBD phải nhỏ hơn US kéo cho phép của BT.

Sử dụng BT $f'_c = 30 \text{ MPa}$

$$\Rightarrow f_k = 0.5 \times \sqrt{f'_c} = 0.5 \times \sqrt{30} = 2.74 \text{ MPa} = 2740 \text{ kN/m}^2$$

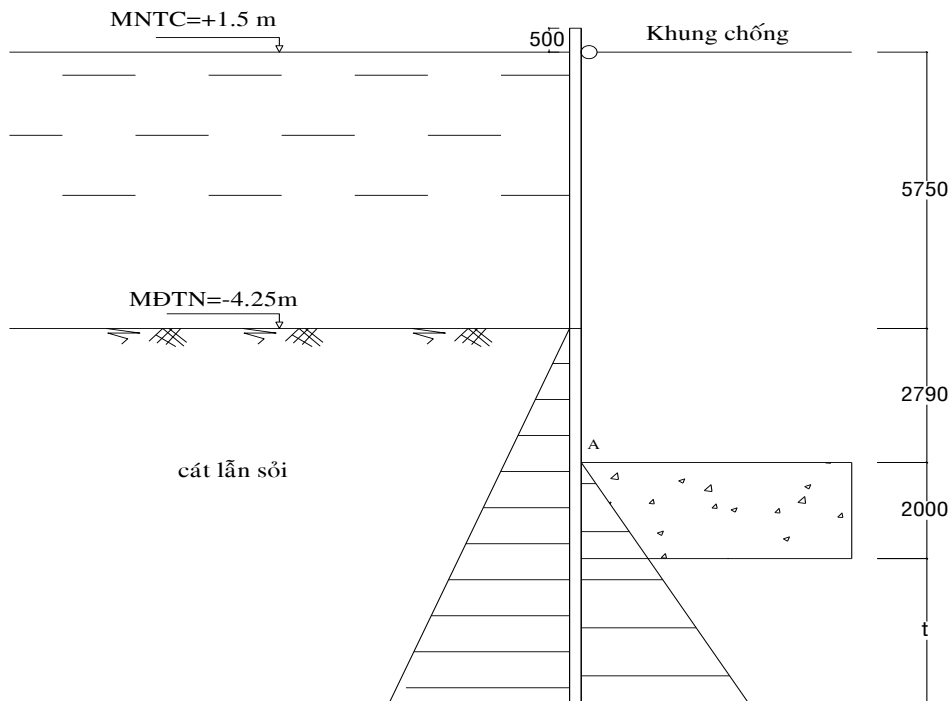
$$f_k = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{1509}{0.667} = 2264 \text{ kN/m}^2 < f^k = 2740 \text{ kN/m}^2$$

Vậy lớp BTBD thỏa mãn điều kiện cường độ .

3.2. TÍNH TOÁN CỌC VÁN THÉP

3.2.1. Xác định độ chôn sâu

Khi đào đất trong vòng vây cọc ván bằng gầu ngoạm. Vì mực nước trong vòng vây cọc và bên ngoài là như nhau nên áp lực nước hai bên cân bằng nhau.



Hình 3.1: Sơ đồ tính toán vòng vây cọc ván

Phần hố móng thi công nằm trong lớp địa chất cát lẫn sỏi có chiều dày khá lớn do đó ta xét các thông số địa chất như sau:

Lớp đất	Loại đất	H (m)	C KN/m ²	Φ (độ)	γ _w T/m ³	SPT
Lớp 4	Cát lẫn sỏi		8.2	15 ⁰	1.8	

Áp lực chủ động của đất:

$$E_a = \frac{\gamma_{dn} \times h_1^2}{2} \times k_a$$

Trong đó:

h_1 : Chiều sâu của cọc trong lớp 4 so với mặt đất tự nhiên, $h_1 = t + 4.79$ m

γ_{dn} : Trọng lượng riêng đẩy nổi

$$\gamma_{dn} = \gamma_d - \gamma_n = 18 - 10 = 8 \text{ kN/m}^3$$

k_a : Hệ số áp lực chủ động:

$$k_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{15^\circ}{2} \right) = 0.59$$

Vậy
$$E_a = \frac{\gamma_{dn} \times h_1^2}{2} \times k_a = \frac{8 \times (t + 4.79)^2}{2} \times 0.59 = 2.36 \times (t + 4.79)^2$$

Áp lực đất bị động

$$E_b = \frac{\gamma_{dn} \times h_2^2}{2} \times k_p$$

Trong đó:

h_2 : Chiều sâu cọc ván trong lớp 4 so với đáy bệ, $h_2 = t + 2$ m

k_p : Hệ số áp lực bị động

$$k_p = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{15^\circ}{2}\right) = 1.70$$

Vậy
$$E_b = \frac{\gamma_{\text{đn}} \times h_2^2}{2} \times k_p = \frac{8 \times t + 2^2}{2} \times 1.7 = 6.8 \times t + 2^2$$

Lấy mômen cân bằng tại điểm O ta có:

$$2.36 \times t + 4.79^2 \times \left[t + 4.79 \times \frac{2}{3} + 5.75\right] - 6.8 \times t + 2^2 \times \left[t + 2 \times \frac{2}{3} + 8.54\right] = 0$$

Rút gọn ta được phương trình bậc 3 theo t ta có:

$$8.88 \times t^3 + 147.28 \times t^2 + 145.17 \times t - 647.13 = 0$$

$$\Rightarrow t = 1.6\text{m}$$

Chọn $t = 2$ m.

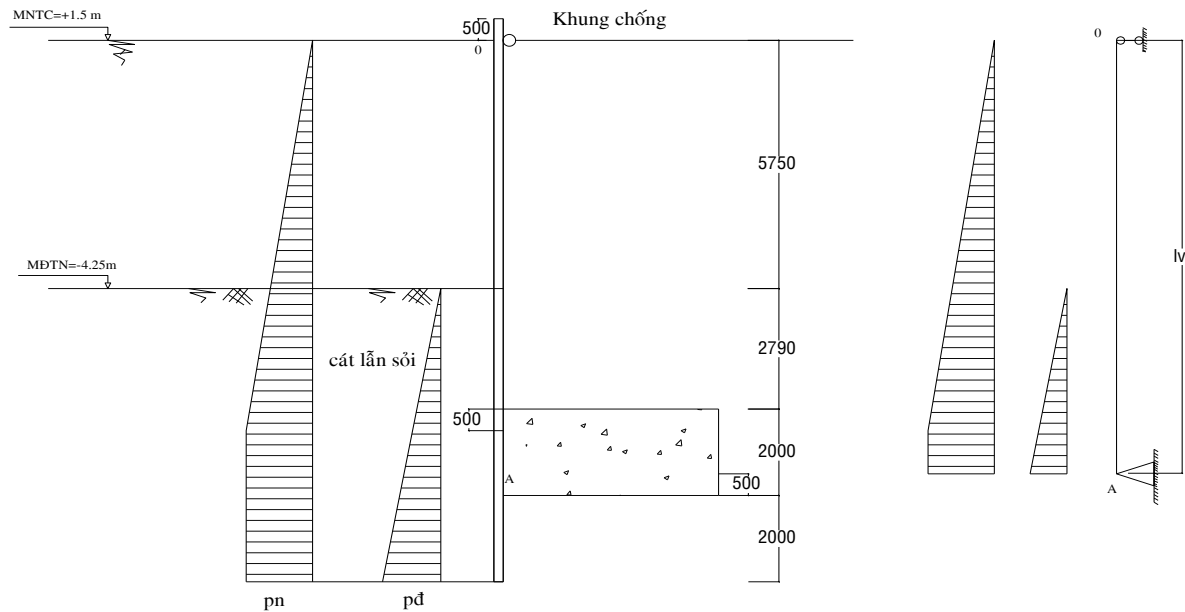
Chiều dài cọc ván $L = 0.5 + 5.75 + 2.79 + 2 + 2 = 13.04$ m

3.2.2. Tính toán cọc ván thép

Thời điểm tính là sau khi đổ bê tông bịt đáy và hút hết nước trong hố móng ra. Khi đó phải tính toán vòng vây về ổn định về vị trí và kiểm tra độ bền các bộ phận kết cấu của vòng vây. Lúc này ngoài các áp lực tác dụng lên cọc ván thép ở giai đoạn khi chưa đổ bê tông bịt đáy còn chịu áp lực thủy tĩnh và áp lực thủy động do hút cạn nước trong hố móng. Lúc này ta tính cọc ván như dầm giản đơn kê trên hai gối O và A, tải trọng tác dụng như hình vẽ. Tính cho 1 m chiều rộng. Vị trí điểm A nằm cách đáy lớp bê tông bịt đáy 0.5 m.

Tính toán cường độ cọc ván với trường hợp:

- +) Có bê tông bịt đáy
- +) Cọc ván có 1 thanh chống
- +) Đất rời
- +) Trong giai đoạn đã hút cạn nước



Hình 3.2 Sơ đồ tính toán cọc ván thép

Bỏ qua trọng lượng phần đất phía bên phải cọc ván (không có áp lực đất bị động) ta có sơ đồ áp lực tác dụng lên cọc ván như trên. Cọc ván được tính như dầm đơn giản (ta tính cho 1m rộng cọc ván)

Ta có nhịp tính toán của cọc ván:

$$l_v = h_n + h_m + h_{bd} - 0.5$$

$$l_v = 5.75 + 2.79 + 2 - 0.5 = 10.04 \text{ m}$$

Các tải trọng tác dụng vào cọc ván gồm có: Tải trọng tác dụng của nước, tải trọng đẩy ngang của đất nền, tải trọng do tấm bê tông bịt đáy gây ra.

+) Tải trọng của nước tác dụng vào cọc ván:

$$p_n = \gamma_n \times h_n + h_m + 0.5 = 1 \times 5.75 + 2.79 + 0.5 = 9.04 \text{ T/m}$$

+) Tải trọng của đất nền tác dụng vào cọc ván:

$$p_d = \gamma_{dn} \times h_m + x + 0.5 \times \mu_c$$

Trong đó:

$\gamma_n = 1 \text{ (T/m)}$ trọng lượng riêng của nước.

γ_{dn} : trọng lượng đẩy nổi của lớp đất phía dưới đáy móng.

$\gamma_0 = 1.8 \text{ (T/m}^3\text{)}$ và độ rỗng của đất lấy $\varepsilon = 0.46$

$$\gamma_{dn} = \frac{\gamma_0 - 1}{1 + \varepsilon} = \frac{1.8 - 1}{1 + 0.46} = 0.55 \text{ T/m}^2$$

$$\mu_c = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{15^\circ}{2} \right) = 0.59$$

$$\Rightarrow p_d = 0.55 \times 2.79 + 2 - 0.5 \times 0.59 = 1.40 \text{ T/m}^2$$

Vậy ta có :

+) Tải trọng do nước tác dụng.

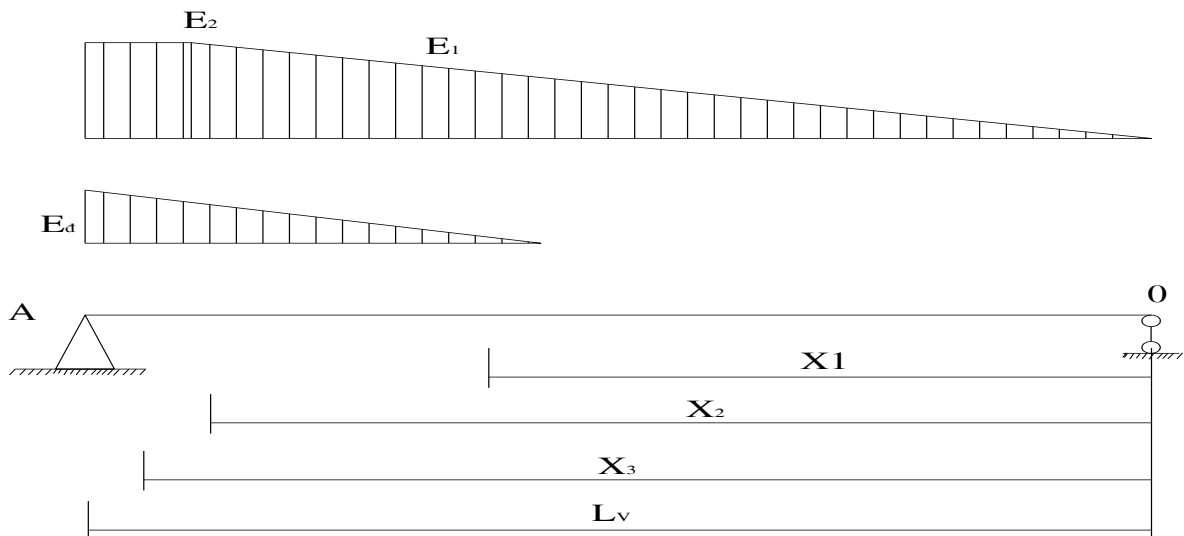
$$E_1 = \frac{1}{2} \times p_n \times h_n + h_m + 0.5 = \frac{1}{2} \times 9.04 \times 5.75 + 2.79 + 0.5 = 40.86 \text{ T}$$

$$E_2 = p_n \times h_{bt} - 0.5 - 0.5 = 9.04 \times 2 - 0.5 - 0.5 = 9.04 \text{ T}$$

+) Tải trọng do đất nền tác dụng.

$$E_d = \frac{1}{2} \times p_d \times h_m + h_{bt} - 0.5 = \frac{1}{2} \times 1.4 \times 2.79 + 2 - 0.5 = 3.003 \text{ T}$$

+) Khoảng cách x để tính phản lực R_o



$$x_1 = \frac{2}{3} \times h_n + h_m + 0.5 = \frac{2}{3} \times 5.75 + 2.79 + 0.5 = 6.03 \text{ m}$$

$$x_2 = h_n + h_m + 0.5 + h_{bt} - 0.5 - 0.5 \times \frac{1}{2} = 5.75 + 2.79 + 0.5 + 2 - 0.5 - 0.5 \times \frac{1}{2} = 9.54 \text{ m}$$

$$x_3 = h_n + h_m + h_{bt} - 0.5 \times \frac{2}{3} = 5.75 + 2.79 + 2 - 0.5 \times \frac{2}{3} = 8.61 \text{ m}$$

Để tính phản lực tại gối A ta lấy mô men với điểm O.

$$\sum M_o = 0 \Rightarrow R_A = \frac{40.86 \times 6.03 + 9.04 \times 9.54 + 3.003 \times 8.61}{10.04} = 35.71 \text{ T}$$

$$R_o = E_1 + E_2 + E_3 - R_A = 40.86 + 9.04 + 3.003 - 35.71 = 17.19 \text{ T}$$

- Xác định sơ bộ tung độ điểm X:

+) Áp lực tại điểm có chiều sâu h_n là

$$P_1' = \gamma \times \frac{h_n^2}{2} = 1 \times \frac{5.75^2}{2} = 16.53 \text{ T}$$

So sánh với phản lực $R_0 = 17.19 \text{ (T)} > P_1' = 16.53 \text{ T}$

Vậy tung độ x nằm ngoài khoảng h_n , điểm x nằm trong khoảng h_m

- Xác định tọa độ x mà tại đó giá trị mô men đạt cực trị:

$$P_1 = \gamma_n \times x + h_n \times x + h_n \times \frac{1}{2}$$

$$P_2 = \gamma_{dn} \times x \times \mu_c \times \frac{x}{2}$$

Trong đó: P_1 : Áp lực do nước tác dụng lên cọc ván.

P_2 : Áp lực do đất nền tác dụng lên cọc ván.

Để cân bằng với phản lực tại 0 ta có phương trình sau

$$P_1 + P_2 = R_0$$

$$1 \times x + 5.75 \times x + 5.75 + 0.55 \times x \times 0.59 \times x = 2 \times 17.19$$

$$1.3245x^2 + 11.5x - 1.3175 = 0$$

Giải phương trình ta được giá trị của $x = 0.11 \text{ (m)}$

$$P_1 = 1 \times 0.11 + 5.75 \times 0.11 + 5.75 \times \frac{1}{2} = 17.17 \text{ T}$$

$$P_2 = 0.55 \times 0.11 \times 0.59 \times \frac{0.11}{2} = 0.002 \text{ (T)}$$

Vậy ta có mô men tại điểm có tọa độ x (điểm có mô men Max sẽ là)

$$M_{x=0.11} = R_0 \times x + h_n - P_1 \times x + h_n \times \frac{1}{3} - P_2 \times \left(\frac{x}{3} \right)$$

$$M_{x=0.11} = 17.19 \times 0.11 + 5.75 - 17.17 \times 0.11 + 5.75 \times \frac{1}{3} - 0.002 \times \frac{0.11}{3} = 67.2 \text{ T.m}$$

Chọn thép có cường độ $R = 2000 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$ ta có mô men chống uốn yêu cầu của cọc ván tính theo 1m chiều rộng là:

$$W_{yc} = \frac{M}{R} = \frac{67.2 \times 10^5}{2000} = 3360 \text{ cm}^3 / 1m$$

+) Chọn cọc ván lapxen kí hiệu πV

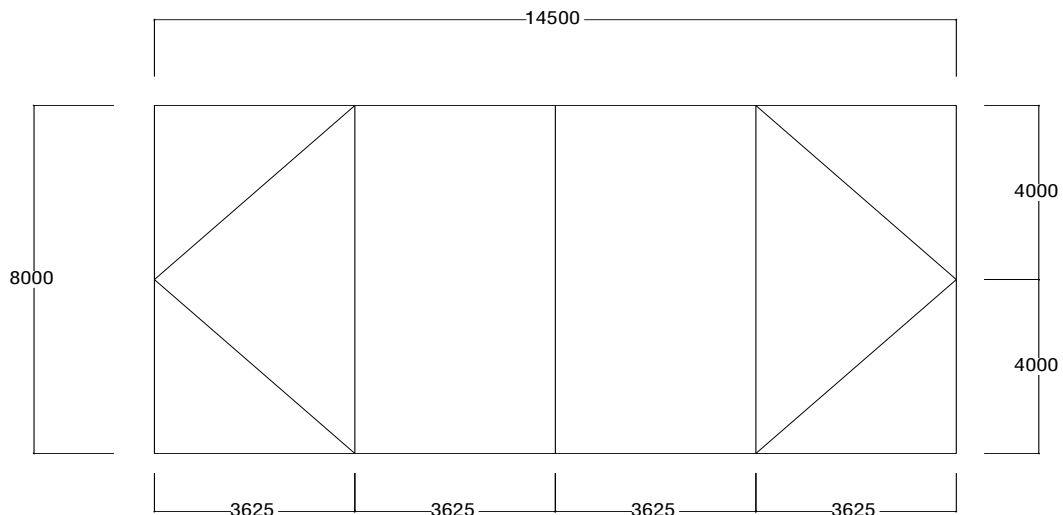
+) Các đặc trưng kỹ thuật của loại cọc ván chọn (tính cho 1m dài cọc)

Loại	Kí hiệu	F (cm ²)	g (kg/m)	J (cm ⁴)/1m	W (cm ³)/1m
Lápxen	ЛV	$\frac{127.6}{303}$	$\frac{100}{238}$	$\frac{6243}{50943}$	$\frac{461}{2962}$

3.2.3. Tính toán thiết kế nẹp ngang

Tính toán nẹp ngang: Ta chỉ tính toán nẹp ngang của thanh bên trong, thanh nẹp ngang bên ngoài sử dụng để định vị ban đầu.

Nẹp ngang được coi như một dầm liên tục kê trên các gối là các cọc định vị chịu tải trọng phân bố đều.

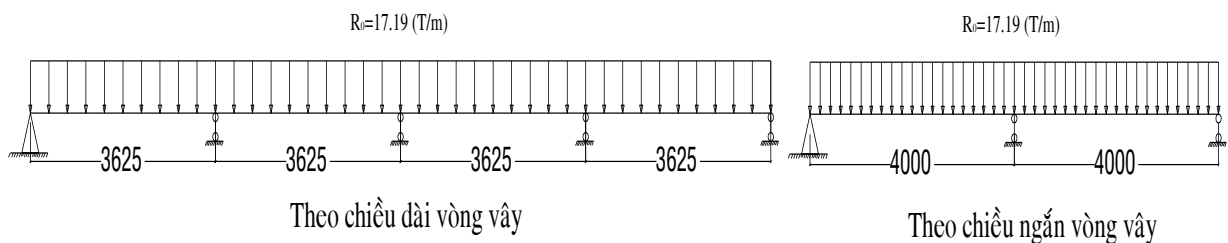


Hình 3.5: Sơ đồ bố trí nẹp ngang và thanh chống.

Khoảng cách giữa các thanh chống $l_c=4\text{m}$, lấy chiều lớn để tính toán.

Tải trọng tác dụng vào thanh nẹp là phản lực gối $R_0=17.19\text{ (T/m)}$

Sơ đồ tính như hình vẽ.



+) Mô men lớn nhất được tính gần đúng theo công thức:

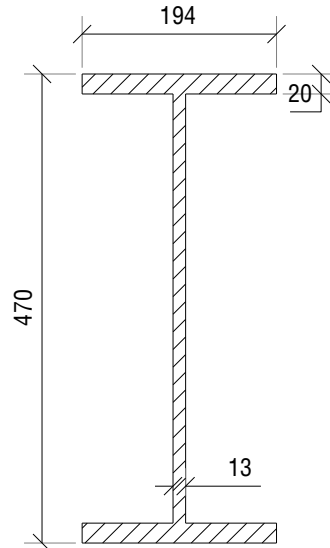
$$M_{\max} = \frac{17.19 \times 4^2}{10} = 27.504 \text{ T.m}$$

Điều kiện bền của thanh nẹp ngang:

$$\frac{M_{\max}}{W_{yc}} \leq R_u \rightarrow W_{yc} = \frac{M_{\max}}{R_u} = \frac{27.504 \times 10^5}{2000} = 1375 \text{ cm}^3$$

+) Các thông số của thanh nẹp ngang:

Chọn thép sử dụng để làm thanh nẹp ngang là thép CT3, tiết diện chữ W18x71



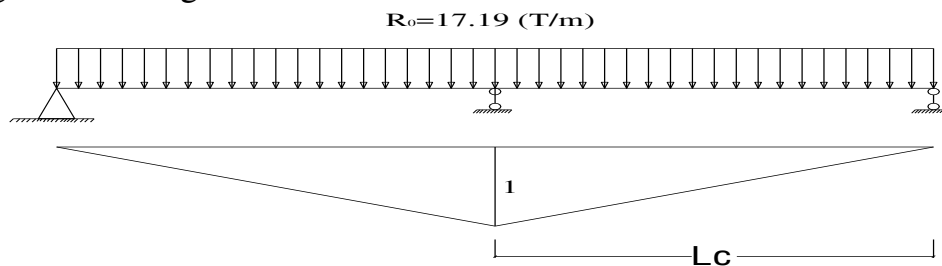
Hình 3.13: Kích thước thép vành đai

Đặc trưng hình học sau:

- Mômen quán tính : $I_x = 48699 \text{ cm}^4$.
- Diện tích tiết diện: $F = 134 \text{ cm}^2$.
- Momen kháng uốn: $W_x = 2081 \text{ cm}^3$

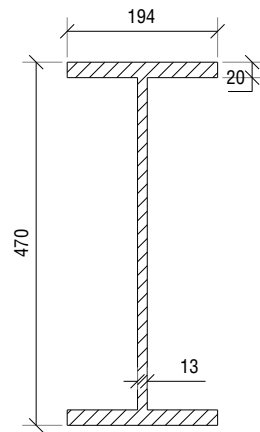
3.2.4. Tính toán thanh chống

Sơ đồ tính xem như một dầm đơn giản. Sử dụng phương pháp ĐAH xác định nội lực trong thanh chống.



$$N = R_0 \times \frac{1}{2} \times 2 \times l_c \times 1 = 17.19 \times \frac{1}{2} \times 2 \times 4 \times 1 = 68.76 \text{ (T)}$$

Thanh chống được tính toán với sơ đồ một thanh chịu nén. Lực tác dụng vào thanh chống chính bằng phản lực gối tựa của vành đai. Lấy giá trị lớn nhất để tính, $N_{\max} = 68.76 \text{ (T)}$. Tiết diện thanh chống ta chọn giống với hệ thanh vành đai.



Hình 3.14: Kích thước thanh chống

Ứng suất trong thanh chống:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F} = \frac{68.76 \times 10^3}{134} = 513.13 \left(\frac{\text{kG}}{\text{cm}^2} \right) < \sigma = 1900 \left(\frac{\text{kG}}{\text{cm}^2} \right)$$

Vậy thanh chống thỏa điều kiện cường độ .

3.2.5. Lựa chọn búa đóng cọc ván

Phương pháp sử dụng để hạ cọc ván (cọc cừ Lassen) vào trong đất cát hiệu quả nhất hiện nay vẫn là phương pháp rung. **Búa rung sử dụng là loại NVC-80SS của hãng Nipped IND** có các thông số sau :

$Q = 4.7$: Trọng lượng búa .

$M = 4100 \text{ kGcm}$: Momen lệch tâm lớn nhất.

$\omega = 1100 \text{ (vòng/phút)} = 115 \text{ rad/s}$

$A = 9.5 \text{ mm}$

Ta phải kiểm tra để đảm bảo một số điều kiện sau để có thể hạ cọc vào trong đất

+ Điều kiện 1 : Lực kích động phải đủ lớn để hạ cọc vào trong đất :

$$Q_d > \alpha \times T$$

Trong đó :

$$T = u \times \sum_{i=1}^n f_i \times h_i = 1.616 \times 1.2 \times 6.79 = 9.5 \text{ T}:$$

lực cản của đất tác dụng vào cọc khi đóng đến chiều sâu tối đa .

Với :

$$U = (600 + 208) \times 2 = 1616 \text{ mm chu vi cọc ván thép}$$

$$f_i' = 1.2 \text{ t/m}^2 : \text{lực ma sát đơn vị}$$

$$h_i = 6.79 \text{ m} : \text{chiều sâu cọc ngàm trong đất .}$$

$$\alpha = 1.0 : \text{Hệ số kể đến ảnh hưởng đàn hồi của đất (lấy đối với cọc ván thép)}$$

Thay vào : $Q_d > \alpha \times T \Rightarrow Q_d > 1.0 \times 9.5 = 9.5 \text{ (T)}$

Với búa đã chọn :

$$Q_d = \frac{M \times \omega^2}{g} = \frac{4100 \times 10^{-3} \times 10^{-2} \times 115^2}{9.81} = 55.72 \text{ T} > 9.5 \text{ T} \Rightarrow \text{Thỏa}$$

+ Điều kiện 2 : Đảm bảo cọc đóng vào đất hiệu quả:

$$\xi \times \frac{M_c}{9.81 \times Q_o} \geq A$$

Trong đó:

ξ : Hệ số, lấy bằng 1 đối với cọc ván thép

Q_o : Trọng lượng cọc, búa chấn động và bệ búa ,trong đó:

$$Q_o = Q + q + q_0$$

Trong đó:

Q : Trọng lượng búa, $Q=4.7 \text{ T}$

q : Trọng lượng 1 cọc ván thép, $Q = 66.1 \times 13.04 = 862 \text{ kG} = 0.862 \text{ T}$

q_0 : Trọng lượng bệ búa, $q_0=0$

$$Q_o = Q + q + q_0 = 4.7 + 0.862 + 0 = 5.562 \text{ T}$$

A : Biên độ dao động, tra bảng 3.10 sách “thi công móng mố trụ cầu” Lê Đình Tâm, $A=9 \text{ mm}$

$$\xi \times \frac{M_c}{9.81 \times Q_o} = 1 \times \frac{4100}{9.81 \times 5562} = 9.2 \text{ mm} \geq A = 9 \text{ mm}$$

$\Rightarrow$ Thỏa điều kiện 2.

+ Điều kiện 3 : Tổng ngoại lực tác động lên cọc phải đủ lớn, đảm bảo hạ cọc và nhổ cọc được nhanh .

$$Q + q + q_p \geq p.F$$

$$\eta_1 < \frac{Q + q + q_p}{Q_d} < \eta_2$$

$Q = 66.1 \times 13.04 = 862 \text{ kg}$: trọng lượng 1 cọc

$q_p = 0$: trọng lượng các phần phụ tác dụng lên cọc

$p = 1.5 \text{ kG/cm}^2$: Trị số áp lực để hạ cọc

$F = 85.7 \text{ cm}^2$: Diện tích tiết diện cọc

$Q_d = 55.72 \text{ T}$: Lực kích động của máy chấn động

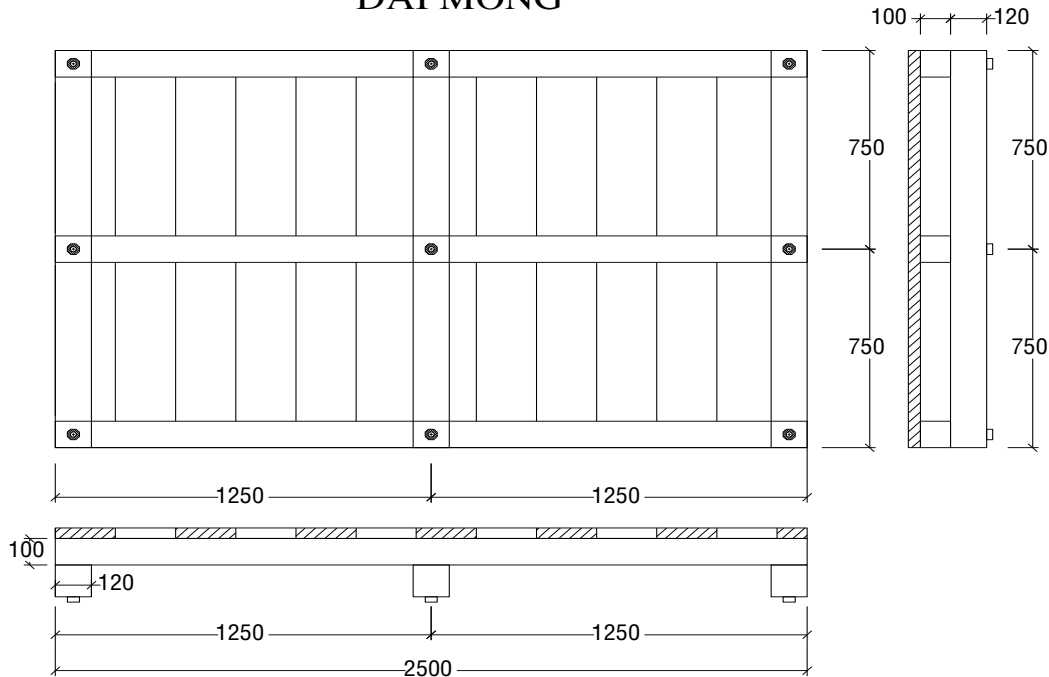
$\eta_1 = 0.15$ và $\eta_2 = 0.5$: Hệ số lấy cho cọc cừ ván thép

Thay vào :
$$\begin{cases} Q + q + q_p \geq p \times F \Leftrightarrow 4.7 + 0.862 \geq 1.5 \times 10^{-3} \times 85.7 \Leftrightarrow 5.562 \geq 0.128 \\ \eta_1 < \frac{Q + q + q_p}{Q_d} < \eta_2 \Leftrightarrow 0.15 < \frac{4.7 + 0.862}{55.72} < 0.5 \Leftrightarrow 0.15 < 0.16 < 0.5 \end{cases}$$

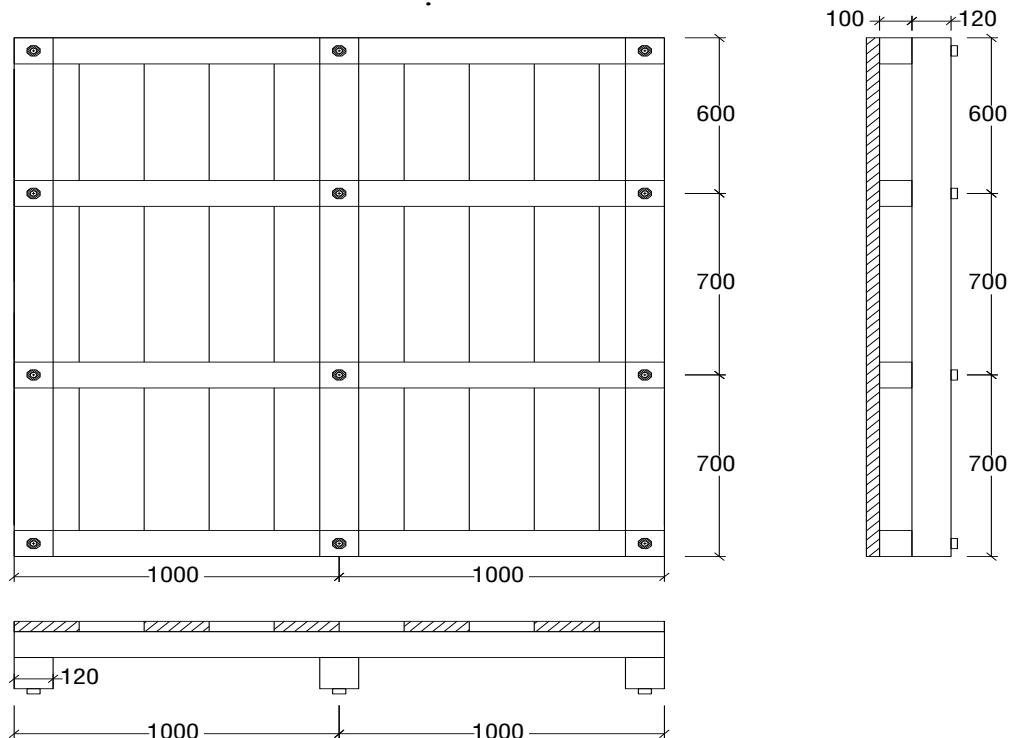
Chọn búa như trên là hợp lý .

3.3. TÍNH TOÁN VÁN KHUÔN TRỤ

Sơ đồ tấm ghép ván khuôn ĐÀI MÓNG



THÂN TRỤ



3.3.1. Tính ván khuôn cho đài móng

a) Tính toán ván thành.

Tính tải trọng tác dụng lên ván thành:

Áp lực ngang của bê tông tươi đổ trong 4h

Chọn máy đổ bê tông: Chọn 3 máy C333 có

Công suất máy : $8.5 \text{ m}^3/\text{h}$

Dung tích thùng trộn: 425 lít

Trọng lượng : 1.2 tấn

Diện tích bê tông cần đổ là:

$$F = a \times b = 6 \times 12.5 = 75 \text{ m}^2$$

Chiều cao đổ bê tông tươi sau 4h là:

$$H_{bt} = \frac{V}{F} = \frac{3 \times 4 \times 8.5}{75} = 1.36 \text{ m}$$

Lực xung kích thẳng đứng do bê tông đổ vào thành ván khuôn:

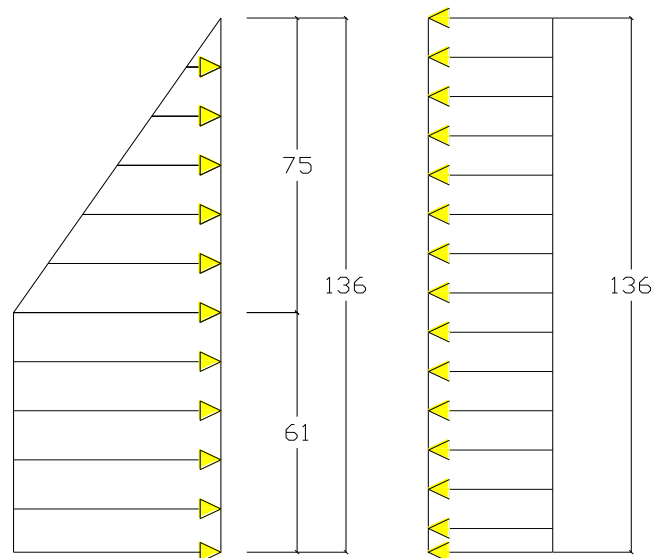
Áp lực đầm bê tông vào thành ván khuôn: $P_d = 0.4 \text{ (T/m}^2\text{)}$

Áp lực bê tông tươi tác dụng vào thành ván khuôn:

$$P_b = \gamma_{bt} \times R = 2.5 \times 0.75 = 1.875 \text{ T / m}^2$$

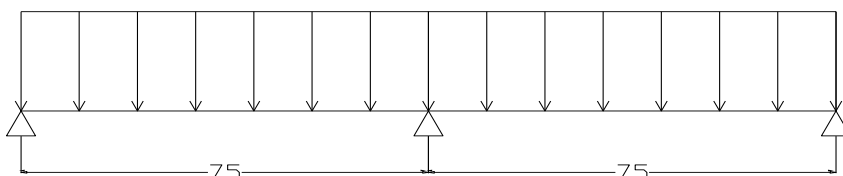
Do $R = 0.75 \text{ m} < H = 1.36 \text{ m}$ nên áp lực bê tông tươi được quy đổi như sau

$$P_{bq} = \frac{2 \times H - R}{2 \times H} = \frac{2 \times 1.36 - 0.75}{2 \times 1.36} = 0.72 \text{ T / m}^2$$



- Xem các thanh ván đứng là một dầm liên tục kê trên các gối là các thanh nẹp ngang, ta xét bề rộng 1m ván:
- **Tính toán ván thành theo yêu cầu cường độ:**

Q_{tt}



- Tải trọng tác dụng khi tính cường độ gồm có:

- Áp lực bê tông tươi + áp lực do đầm + áp lực do đổ bê tông

$$q_v'' = n \times (P_{bq} + P_d) = 1.3 \times (0.72 + 0.4) = 1.12 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

- Mô men tính gần đúng

$$M_{\max} = \frac{q \times l^2}{10} = \frac{1.12 \times 0.75^2}{10} = 0.063 \text{ T.m}$$

Ván khuôn gỗ ta dùng gỗ nhóm IV có $R_u = 120 \text{ kg/cm}^2$

$$E = 100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_{yc} = \frac{0.063 \times 10^5}{120} = 52.5 \text{ (cm}^3\text{)}$$

Chiều dày ván khuôn nhỏ nhất phải thỏa mãn:

$$\sigma = \sqrt{\frac{6 \times W_{yc}}{100}} = \sqrt{\frac{6 \times 52.5}{100}} = 1.8 \text{ cm}$$

Ta chọn gỗ ván khuôn có bề dày $\delta = 3 \text{ cm}$

$$W = \frac{\delta^2 \times b}{6} = \frac{3^2 \times 100}{6} = 150 \text{ cm}^3$$

Tính toán ván thành theo yêu cầu độ võng của ván khuôn

Tải trọng tác dụng khi độ võng chỉ xét áp lực bê tông tươi tiêu chuẩn:

$$P^{tc} = P_{qd} = 0.72 \text{ T/m}^2$$

Độ võng được xác định:

$$f = \frac{P^{tc} \times l^4}{127 \times EJ} = \frac{0.72 \times 0.75^4 \times 10^9}{127 \times 100000 \times 225} = 0.08 \text{ cm}$$

$$\text{Với } J = \frac{3^3 \times 100}{12} = 225 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$[f] = \frac{L}{400} = \frac{75}{400} = 0.19 \text{ (cm)}$$

→ $f < [f]$ nên ván thành chọn đạt yêu cầu về độ võng.

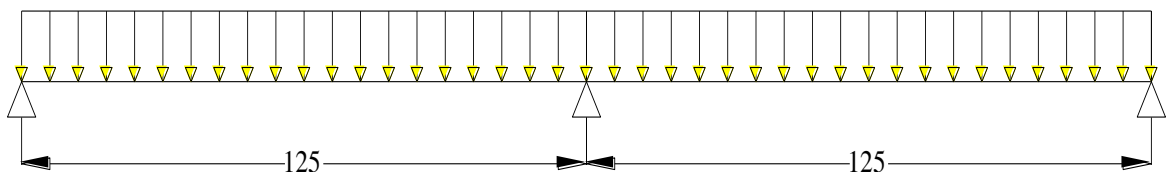
a. Tính toán nẹp ngang

- Nẹp ngang ta cũng coi là dầm liên tục kê trên gối tựa là nẹp đứng:

- Tải trọng tác dụng:

$$q_n'' = q_v'' \times l_v = 1.12 \times 0.75 = 0.84 \text{ (T/m)}$$

- $l_n = 1.25 \text{ m}$: nhịp của nẹp ngang



Mô men tính toán lớn nhất xác định gần đúng theo công thức:

$$M_{\max} = \frac{q \times l^2}{10} = \frac{0.84 \times 1.25^2}{10} = 0.132 \text{ (T.m)}$$

$$W_{yc} = \frac{M}{[\sigma]} = \frac{0.132 \times 10^5}{120} = 109.4 (\text{ cm}^3)$$

- Ta chọn gổ tiết diện 10 x 10

$$W = \frac{10 \times 10^2}{6} = 166.67 (\text{ cm}^3)$$

- Kiểm tra độ võng

$$q_n^{tc} = p_{bd} \times l_v = 0.72 \times 0.75 = 0.54 (\text{ T/m})$$

Độ võng xác định theo công thức:

$$F = \frac{q_{TC} \times l^4}{127 \times EJ}$$

$$\text{Với } J = \frac{10 \times 10^3}{12} = 833.33 (\text{ cm}^4)$$

$$\rightarrow f = \frac{0.54 \times 1.25^4 \times 10^9}{127 \times 100000 \times 833.33} = 0.12 (\text{ cm})$$

$$[f] = \frac{l}{250} = \frac{125}{250} = 0.5 (\text{ cm})$$

$f < [f] \rightarrow$ thỏa mãn

b. Thanh nẹp đứng

Tại các vị trí liên kết giữa nẹp ngang với nẹp đứng ta đều bố trí thanh giằng do vậy thực chất thanh nẹp đứng sẽ truyền toàn bộ lực lên thanh giằng. Ta không cần tính thanh nẹp đứng mà chọn theo cấu tạo, chọn theo thanh nẹp đứng có tiết diện bxxh=12x12 cm

c. Tính toán thanh giằng (bulong liên kết)

- Bố trí các thanh giằng có các điểm giao nhau giữa thanh nẹp đứng và nẹp ngang. Do đó mỗi thanh giằng chịu áp lực đặt lên trên một diện tích

$$F = l_v \times l_n = 0.75 \times 1.25 = 0.94 (\text{ m}^2)$$

- Lực kéo lớn nhất trong mỗi thanh giằng :

$$T = q_v'' \times F = 1.12 \times 0.94 = 1.053 (\text{ T}) = 1053 (\text{ kg})$$

- Chọn thanh giằng có đường kính là thép gờ ϕ 14
- Kiểm tra cường độ của thanh giằng

$$\sigma = \frac{T}{F} = \frac{1053}{3.14 \times \left(\frac{1.4^2}{4} \right)} = 1137.4 (\text{ kg/cm}^2) < [R_t] = 1900 (\text{ kg/cm}^2)$$

3.3.2. Tính toán ván khuôn thân trụ

a. Tính ván thành :

Tính tải trọng tác dụng lên ván thành :

- Chọn máy đổ bê tông: Chọn máy 2 máy C333 có
- Công suất máy là 8 (m³/h)
- Dung tích thùng trộn 270 lít
- Trọng lượng là 0.75 tấn
- Diện tích bê tông cần đổ là :

$$F = 1.5^2 \times 3.14 + 6.5 \times 3 = 26.57 (\text{ m}^2)$$

- Chiều cao đổ bê tông tươi sau 4h là :

$$H_{bt} = \frac{V}{F} = \frac{2 \times 4 \times 8}{26.57} = 2.4 \text{ m}$$

- Lực xung kích thẳng đứng do bê tông đổ vào thành ván khuôn

$$P_d = 0.4 \text{ (T/m}^2 \text{)}$$

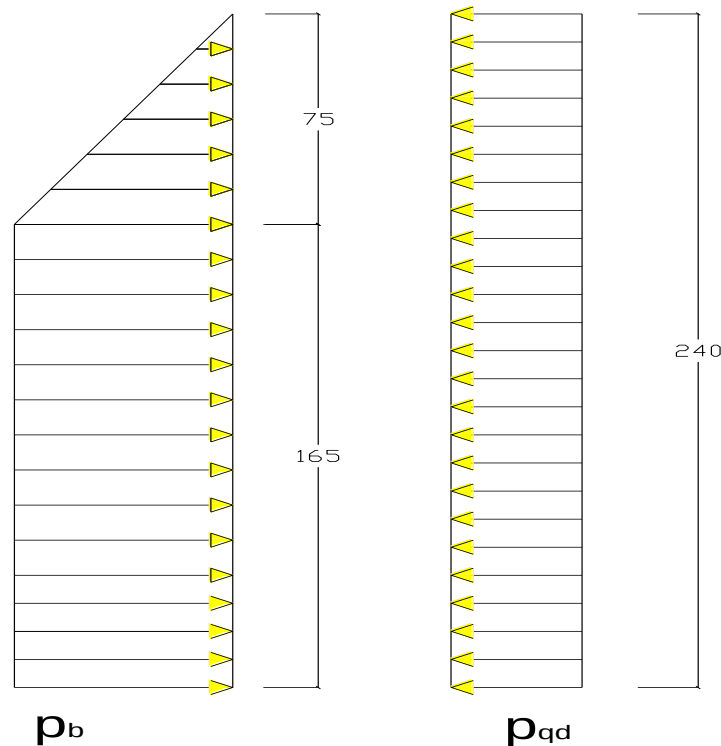
- Lực xung kích do đầm dùi có bán kính tác dụng $R = 0.75 \text{ (m)}$ tác dụng lên ván khuôn

$$P_b = \gamma_{bt} \times R = 2.5 \times 0.75 = 1.875 \text{ (T/m}^2 \text{)}$$

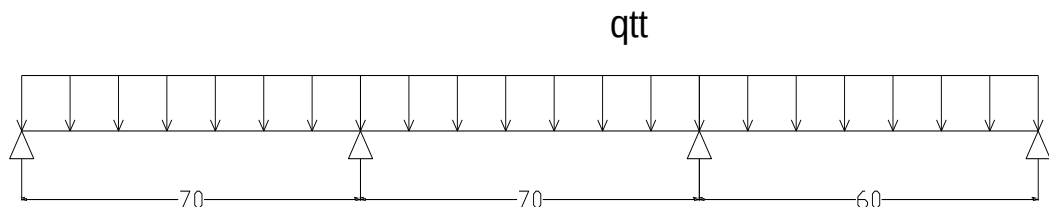
- Do $R = 0.75 < H = 2.2 \text{ (m)}$

- Nên áp lực được quy đổi về phân bố đều như sau

$$P_{bq} = \frac{2 \times H - R}{2 \times H} \times P_b = \frac{2 \times 2.4 - 0.75}{2 \times 2.4} \times 1.875 = 1.58 \text{ T/m}^2$$



- Nên các thanh ván đứng là dầm liên tục kê trên gối, là các thanh nẹp ngang. Ta xét 1m bề rộng ván khuôn.



Tính toán ván thành theo yêu cầu về cường độ

- Tải trọng tác dụng khi tính cường độ gồm:

$$q_v'' = n \times (P_{bq} + P_d) = 1.3 \times (1.58 + 0.4) = 2.57 \text{ (T/m}^2 \text{)}$$

- Mômen tính gần đúng :

$$M_{max} = \frac{q \times l^2}{10} = \frac{2.57 \times 0.7^2}{10} = 0.125 \text{ (T.m)}$$

- Ván khuôn ta dùng gỗ nhóm IV có : $R_u = 120 \text{ (kg/cm}^2 \text{)}$
 $E = 100000 \text{ (kg/cm}^2 \text{)}$

$$W_{\text{yêucầu}} = \frac{0.135 \times 10^5}{120} = 112.3 \text{ (cm}^3 \text{)}$$

- Ta chọn gỗ ván khuôn có bề dày $\delta = 4 \text{ cm}$

$$\rightarrow W = \frac{\delta^2 \times b}{6} = \frac{4^2 \times 100}{6} = 266.67 \text{ (cm}^3 \text{)}$$

Tính toán ván thành theo yêu cầu độ võng của ván khuôn :

- Tải trọng tác dụng khi tính độ võng chỉ xét áp lực bê tông tươi tiêu chuẩn :

$$P^{TC} = P_{bq} = 1.58 \text{ (T/m}^2 \text{)}$$

- Độ võng được xác định :

$$f = \frac{P^{TC} \times l^4}{127 \times EJ} = \frac{1.58 \times 0.7^4 \times 10^9}{127 \times 100000 \times 533.33} = 0.05 \text{ (cm)}$$

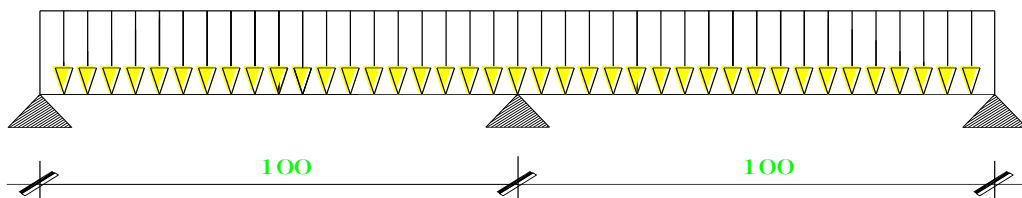
$$\text{với } J = \frac{4^3 \times 100}{12} = 533.33 \text{ (cm}^4 \text{)}$$

$$[f] = \frac{l}{100} = \frac{70}{100} = 0.7 \text{ (cm)}$$

$\rightarrow f < [f]$ nên ván thành chọn đạt yêu cầu về độ võng

b. Tính toán nẹp ngang :

- Nẹp ngang ta cũng coi là dầm liên tục kê trên gối tựa là nẹp đứng :



- Tải trọng tác dụng :

$$q_{tc} = P_{qd} \times l_v = 1.58 \times 1 = 1.58 \text{ (T/m)}$$

$$q_{tt} = P_{tt} \times l_v = 2.57 \times 1 = 2.57 \text{ (T/m)}$$

- $l_n = 1 \text{ m}$: nhịp của nẹp ngang

- Mômen tính toán lớn nhất xác định gần đúng theo công thức :

$$M_{\max} = \frac{q \times l^2}{10} = \frac{2.57 \times 1^2}{10} = 0.257 \text{ (T.m)}$$

$$W_{yc} = \frac{M}{[\sigma]} = \frac{0.257 \times 10^5}{120} = 114.17 \text{ (cm}^3 \text{)}$$

- Ta chọn gỗ tiết diện 10×10

$$W = \frac{10 \times 10^2}{6} = 166.67 \text{ (cm}^3 \text{)}$$

- Kiểm tra độ võng

- Độ võng xác định theo công thức :

$$f = \frac{q_{tc} \times l^4}{127 \times EJ}$$

$$\text{Với } J = \frac{10 \times 10^3}{12} = 833.33 \text{ (cm}^4 \text{)}$$

$$\rightarrow f = \frac{1.58 \times 1^4 \times 10^9}{127 \times 100000 \times 833.33} = 0.15 \text{ cm}$$

$$[f] = \frac{l}{250} = \frac{100}{250} = 0.4 \text{ cm}$$

$$f < [f] \rightarrow T/M$$

c. Thanh nẹp đứng :

- Tại các vị trí liên kết giữa nẹp ngang với nẹp đứng ta đều bố trí thanh giằng do vậy thực chất thanh nẹp đứng sẽ truyền toàn bộ lực lên thanh giằng. Ta không cần tính thanh nẹp đứng mà chọn theo cấu tạo, chọn theo thanh nẹp đứng có tiết diện $b \times h = 12 \times 12 \text{ (cm)}$

d. Tính toán thanh giằng (bu lông liên kết)

- Bố trí các thanh giằng có các điểm giao nhau giữa thanh nẹp đứng và nẹp ngang. Do đó mỗi thanh giằng chịu áp lực đặt lên trên một diện tích

$$F = l_v \times l_n = 0.7 \times 1 = 0.7 \text{ m}^2$$

- Lực kéo lớn nhất trong mỗi thanh giằng :

$$T = q_v'' \times F = 2.57 \times 0.638 = 1.627 \text{ (T)} = 1627 \text{ (kg)}$$

- Chọn thanh giằng có đường kính là thép gờ $\phi 12$
- Kiểm tra cường độ của thanh giằng

$$\sigma = \frac{T}{F} = \frac{1627}{3.14 \times \left(\frac{1.2^2}{4}\right)} = 1439.3 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < [R_t] = 1900 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

e. Tính toán bản vành lực :

- Tải trọng tác dụng lên vành gồm có :

$$q_v'' = n \times (P_{bq} + P_d) = 1.3 \times (1.58 + 0.4) = 2.57 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

- Lực xé ở đầu tròn trên một vành lực :

$$T = q_v'' \times l_v \times D = 2.57 \times 0.7 \times 3 = 5.4 \text{ (T)}$$

- Chọn gỗ vành lực nhóm IV có $R_k = 120 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

- Công thức tính toán : $\frac{T}{F} \leq R_k$

$$\rightarrow F = \delta \times b \geq \frac{T}{R_k} = \frac{5400}{120} = 45 \text{ (cm}^2\text{)}$$

- Chọn gỗ tiết diện vành lực có :

$$\delta = 4 \text{ (cm)} ; b = 10 \text{ (cm)} : F = 4 \times 10 = 40 \text{ (cm}^2\text{)}$$

3.3.3. Tính toán giá lao mút thừa.

Nội dung tính toán :

- Tính toán đối trọng ứng vào trường hợp độ hẫng của giàn lớn nhất
- Tính toán các thanh của giàn với trường hợp cầu một đầu dầm ra vị trí giữa của giàn
- Tính toán chọn tời cáp lao kéo để đưa dầm ra vị trí

Tính toán đối trọng :

Để đơn giản cho công tác tháo lắp, giàn được cấu tạo từ các thanh vạm nằng. Đặc điểm của giàn là :

Chiều dài giàn : $L = 70 \text{ m}$

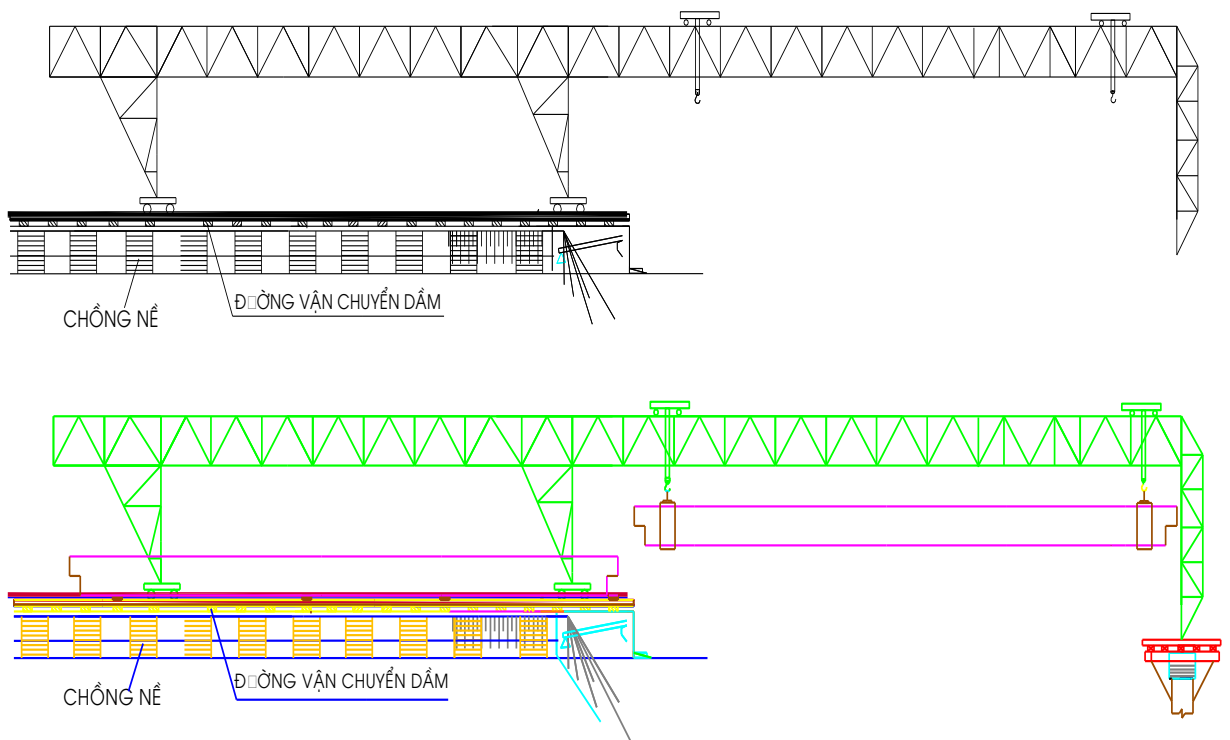
Chiều dài nhịp 1 : $L_1 = 30 \text{ m}$

Chiều dài nhịp 2 : $L_2 = 40 \text{ m}$

Chiều rộng giàn : $B = 6 \text{ m}$

Chiều cao giàn : $H = 2.5 \text{ m}$

Ta giả thiết trọng lượng của các thiết bị đặt trên giàn trong quá trình lao kéo và trọng lượng bản thân giàn là phân bố đều với giá trị là $q'' = 0.8 \text{ (T/m)}$. Trong quá trình lao kéo dọc giàn ra vị trí ta thấy xuất hiện giá trị bất lợi nhất cho các thanh giàn là vị trí có độ hẫng lớn nhất, khi trụ thứ 3 của giàn chuẩn bị kê lên trụ



$$\text{Mômen chống lật : } M_{cl} = q_{tt} \times \frac{L_1^2}{2} + G \times L_1 = 360 + 30G$$

Mômen gây lật :

$$M_{gl} = q_{tt} \times \frac{L_2^2}{2} + 6 \times q_{tt} \times L_2 + W \times f \times F_2 \times \frac{L_2}{2} + W \times f \times F_1 \times \frac{L_1 + 4}{2}$$

- Trong đó : $W = 0.025 \text{ (T/ m}^2 \text{)}$
 $f = 0.15 \text{ (Hệ số chắn gió của giàn)}$
 $F = \text{Diện tích của giàn}$

Thay số : $M_{gl} = 849.157 \text{ (T.m)}$

Để tổ hợp làm việc ổn định : $M_{gl} \leq 0.95 M_{cl}$

$$M_{gl} = 849.157 < 0.95 \times (360 + 30 G)$$

$$\rightarrow G = 16.9 \text{ T}$$

Vậy chọn đôi trọng có trọng lượng $G = 30 \text{ T}$

Tính toán kiểm tra tiết diện cho thanh giàn

- Trường hợp này thì mômen và lực cắt lớn nhất xuất hiện tại vị trí ngàm. Tại vị trí này thì thanh biên trên, biên dưới và thanh xiên xuất hiện nội lực lớn

nhất. Ta có thể tính gần đúng là thanh biên trên vbiên dưới chịu nội lực do mômen còn thanh xiên chịu nội lực do lực cắt.

$$M_1^{\max} = \frac{q^t \times L_2^2}{2} = 640 \text{ (T.m)}$$

- Nội lực trong thanh biên trên và biên dưới là :

$$N_{\text{nén}} = N_{\text{kéo}} = \frac{M_{\max}^1}{H} = 256 \text{ (T)}$$

Trọng lượng bản thân của thanh

- Chọn tiết diện thanh biên trên và biên dưới là tiết diện được ghép từ 4 thép góc : L 130 x 130 x 12, có $F = 199,04 \text{ cm}^2$. Liên kết thành hộp 280 x 280

$$g_{bt}^t = 1.1 \times 199.04 \times 10^{-4} \times 7.85 = 0.172 \text{ (T/m)}$$

- Mômen xuất hiện trong thanh do trọng lượng bản thân

$$M_{bt} = \frac{g_{bt}^t \times L^2}{10} = \frac{0.175 \times 3.75^2}{10} = 0.242 \text{ (T)}$$

- Mômen chống uốn của tiết diện

Mômen quán tính của tiết diện

$$J_x = J_y = 23991.2 \text{ cm}^4$$

$$\text{Bán kính quán tính : } r_x = r_y = \sqrt{\frac{J}{F}} = 11 \text{ (cm)}$$

Độ mảnh của thanh :

$$\lambda_x = \frac{l_x}{r_x} = \frac{375}{11} = 34.1 < 100$$

$$W_x = \frac{J_x}{\frac{h}{2}} = \frac{23991.2}{14} = 1713.7 \text{ (cm}^3 \text{)}$$

- Kiểm tra bền :

$$\sigma = \frac{N}{F_{gy}} + \frac{M_{bt}}{W_x} = \frac{256 \times 10^3}{199.08 \times 0.8} + \frac{0.242 \times 10^5}{1713.7} = 16218 \text{ (kg/ cm}^2 \text{)}$$

$$\sigma = 16218 < R = 1900 \text{ (kg/ cm}^2 \text{)}$$

→ Thanh biên thỏa mãn yêu cầu về độ bền

- Độ lệch tâm tính toán trong mặt phẳng uốn :

$$E_o = \frac{M_{bt}}{N} \times 100 = \frac{0.242}{256} \times 100 = 0.095 \text{ (cm)}$$

- Bán kính lõi :

$$\rho = \frac{W_x}{F_{ng}} = \frac{1713.7}{199.04} = 8.6 \text{ (cm)}$$

- Độ lệch tâm tương đối :

$$I = \frac{e_o}{\rho} = \frac{0.095}{8.6} = 0.011$$

- Với $\lambda = 34.1$; $i = 0.011$ tra bảng ta có : $\varphi = 0.854$

Từ đó ta kiểm tra ổn định cho thanh biên chịu nén :

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \times F_{ng}} = 1506 \text{ (kg/ cm}^2 \text{)} < R = 1900 \text{ (kg/ cm}^2 \text{)} \rightarrow \text{T/M}$$

Nội lực trong thanh xiên :

- Lực cắt tại tiết diện ngàm :

$$Q = q^{tt} \times l = 0.8 \times 40 = 32 \text{ (T)}$$

- Nội lực trong thanh xiên chịu kéo :

$$N_{xiên} = \frac{Q}{\cos \beta} = \frac{32 \times 10^3}{0.832} = 38641.5 \text{ (kG)}$$

$$\sigma = \frac{N_{xiên}}{F_{xiên}} = \frac{38641.5}{2 \times 29.76} = 646.2 \text{ (kG/cm}^2 \text{)} < R = 1900 \text{ (kG/cm}^2 \text{)}$$

- Tổ hợp 2 : Khi lao dầm ra giữa nhịp giàn :

$$M_{max}^2 = M_{giữanhip} = \frac{1}{8} P \times L_2 + \frac{q^{tt} \times L_2^2}{12}$$

- Lấy trọng lượng dầm BTCT DƯỠ có $L = 33 \text{ m}$, $G_{dầm} = 60 \text{ T}$

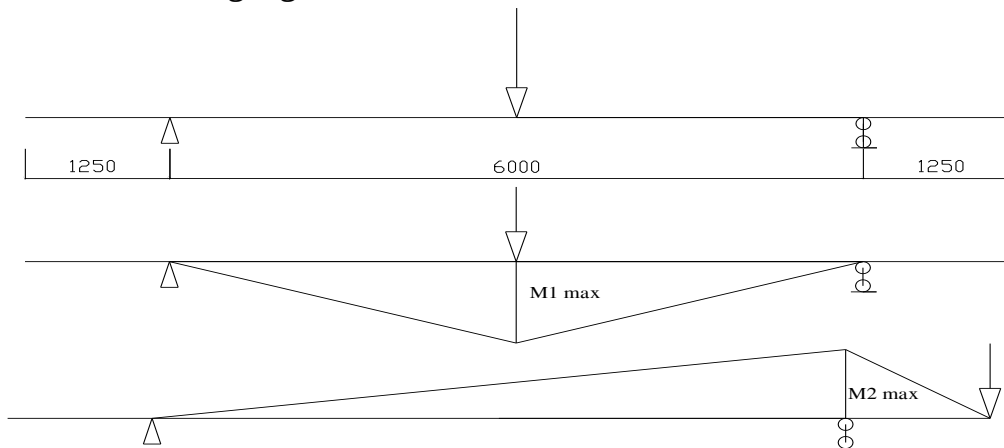
$$\rightarrow p = \frac{1.25 \times 60}{2} = 33 \text{ (T)} \rightarrow M_{max}^2 = 271.7 \text{ (T.m)} < M_{max}^1 = 640 \text{ (T.m)}$$

- Kết luận : Ta bố trí các thanh cho từng đốt dầm như sau :

Do $M_{max}^2 = 271.7 \text{ (T.m)} < M_{max}^1 = 640 \text{ (T.m)}$ nên các thanh ở đốt giàn giữa nhịp thỏa mãn điều kiện bền và ổn định nên ta không cần kiểm tra

2. Tính toán sơ đồ kiểm tra dầm ngang mút thừa

Sơ đồ tính dầm ngang mút thừa



$$M_{max}^1 = \frac{PL_1}{4} = \frac{33 \times 6.0}{4} = 49.5 \text{ (T.m)}$$

$$M_{max}^2 = PL_2 = 33 \times 1.25 = 41.25 \text{ (T.m)}$$

→ Ta sẽ lấy M_{max}^1 để thiết kế tiết diện

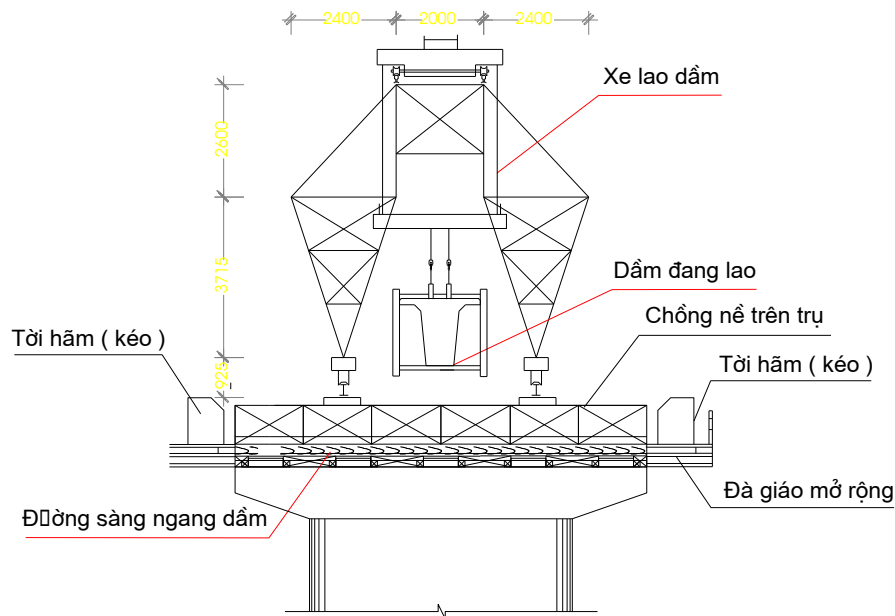
- Dầm ngang được tạo bởi 2 dầm I giống nhau :

$$W_x = \frac{M_{max}^1}{R} = \frac{49.5 \times 10^5}{1900} = 2605.3 \text{ (cm}^3 \text{)}$$

$$W_x^1 = \frac{W_x}{2} = 1302.6 \text{ (cm}^3 \text{)}$$

Chọn I 450 có $W_x = 1490 \text{ (cm}^3 \text{)} \rightarrow \text{T/M}$

3. Tính toán kiểm tra chống lật ngang của tổ hợp mút thừa khi lao dầm biên :



- Mômen gây lật : $M_{\text{gây lật}} = G_{\text{dầm}} \times 1.25 + Q_w \times 8.75$

Trong đó : $G_{\text{dầm}} = 60 \text{ T}$

$$Q_w = W \times f \times F = 0.025 \times 0.15 \times (70 \times 2.5) = 0.656$$

Thay số ta có $M_{\text{gl}} = 65.74 \text{ (T.m)}$

- Mômen chống lật :

$$M_{\text{cl}} = G \times 30 = 0.8 \times (30 + 40) \times 3.0 = 168$$

4. Tính toán lao kéo để đưa dầm ra vị trí :

Tính toán lực kéo dọc

- Lực kéo dọc được xác định như sau:

$$T_k^{tt} = \frac{K \times p^{tt} \times f}{2R} \pm P \times \sin \alpha$$

Trong đó :

$\alpha = 0.02 = \sin \alpha$: Độ dốc dọc của dầm

$f = 0.07$: hệ số ma sát lăn

$K = 2$: hệ số kể đến sự làm việc không phẳng của đường ray

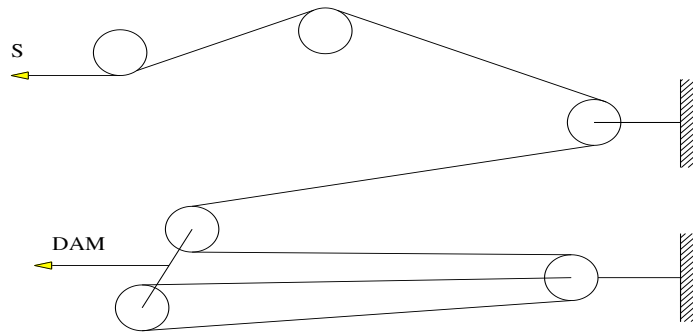
$P^{tt} = 60 \text{ T}$: trọng lượng tính toán của dầm

$R = 15 \text{ cm}$: bán kính xe goòng

Thay số ta được : $T_k^{tt} = 1.11 \text{ T}$

Tính tời cáp

- Sơ đồ kéo dầm như hình vẽ



- Lực kéo dầm vào hệ puly :

$$T_p = \frac{T_k^{tt} + Q_w}{\cos \alpha}$$

- Trong đó :

$$\cos \alpha = \cos (0.02) \approx 1$$

$$T_k^{tt} = 1.11 T$$

Q_w : lực cản gió

$$\rightarrow T_p = 1.776 T$$

- Gọi S là lực kéo tác dụng vào tời

$$\rightarrow S = \frac{T_p}{K^{n^o} \sum_{i=1}^n K^{i-1}}$$

- Trong đó :

K : hệ số sử dụng puly = 0.96

n : hệ số đường dây làm việc

n^o : số puly chuyển hướng

Thay số ta được $S = 0.48 (T)$

- Điều kiện : $\frac{R \times F}{S} \geq K_o$

- Trong đó :

$$R = 1900 \text{ kG/cm}^2$$

$K_o = 4$: hệ số an toàn

F : diện tích tiết diện cáp

$$\rightarrow F \geq \frac{K_o \times S}{R} = 0.98 (\text{ cm}^2)$$

$$\rightarrow \text{chọn tiết diện cáp D14 có diện tích } F = 1.54 \text{ cm}^2$$

