

Phần I

Dự án khả thi

Chương I

Giới thiệu chung

1.1. Vị trí xây dựng cầu :

Cầu A bắc qua sông Thu Bồn thuộc tỉnh Quảng Nam. Cầu dự kiến đ-ợc xây dựng Km X trên quốc lộ 1A.

Căn cứ quyết định số 538/CP-CN ngày 19/4/2004 Thủ T-ớng Chính phủ, cho phép đầu t- dự án đ-ờng 5 kéo dài và cơ sở pháp lý có liên quan, UBND thành phố Hà Nội, Ban QLDA hạ tầng t-ả ngân đã giao nhiệm vụ cho tổng công ty T- 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 t- xây dựng công trình.
- Nghị định số NĐ-CP ngày ... của Chính phủ về quản lý chất l-ợng công trình xây dựng.
- Quyết định số... QĐ-TT ngày...tháng...năm ... của Thủ t-ớng Chính phủ về việc phê duyệt quy hoạch chung.
- Văn bản số.../CP-CN của Thủ t-ớng chính phủ về việc thông qua về 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 t-ả ngân với Tổng công ty T- vấn thiết kế GTVT về việc lập thiết kế kỹ thuật và tổng dự toán của Dự án xây dựng đ-ờng 5 kéo dài.

Một số văn bản liên quan khác.

1.4. hệ thống quy trình quy phạm áp dụng

- Quy trình khảo sát đ-ờng ô tô 22TCN 263- 2000
- Quy trình khoan tham dò địa chất 22TCN 259- 2000
- Quy định về nội dung tiến hành lập hồ sơ Báo cáo nghiên cứu tiền khả thi và khả thi các dự án xây dựng các dự án kết cấu hạ tầng GTVT 22TCN268-2000
- Quy phạm thiết kế kỹ thuật đ-ờng phố, đ-ờng quảng tr-ờng đô thị 20 TCN104-83
- Tiêu chuẩn thiết kế đ-ờng TCVN 4054- 98
- Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN272-05
- Quy phạm thiết kế áo đ-ờng mềm 22TCN211-93
- Quy chuẩn xây dựng Việt Nam 2000
- Tiêu chuẩn thiết kế chiếu sáng nhân tạo bê ngoài công trình xây dựng dân dụng 20 TCN95-83

Chương II

Đặc điểm vị trí xây dựng cầu

2.1. Điều kiện địa hình

Vị trí xây dựng cầu A thuộc tỉnh Quảng Nam về phía thượng lưu của sông Thu Bồn. Do vị trí xây dựng cầu nằm ở vùng đồng bằng nên hai bờ sông có bãi rộng mức nước thấp, lòng sông tương đối bằng phẳng, địa chất ổn định ít có hiện tượng xói lở. Hình dạng chung của mặt cắt sông không đối xứng, mà có xu hướng sâu dần về bờ bên trái.

2.2. Điều kiện địa chất

2.2.1. Điều kiện địa chất công trình

Căn cứ tài liệu đo vẽ, khoan địa chất công trình và kết quả thí nghiệm trong các phòng, địa tầng khu vực tuyến đi qua theo thứ tự từ trên xuống dưới bao gồm các lớp như sau.

Lớp số 1: Cát hạt nhỏ

Lớp số 2: Cát pha

Lớp số 3: Sét pha

2.2.2. Điều kiện địa chất thủy văn

Mức nước cao nhất $H_{CN} = +76.5.m.$

Mức nước thấp nhất $H_{TN} = 71.0m.$

Mức nước thông thuyền $H_{TT} = 73.0 m$

Sông thông thuyền cây trôi. Khổ thông thuyền cấp IV(40x6m)

Vào mùa khô mức nước thấp thuận lợi cho việc triển khai thi công công trình.

Chương III

Thiết kế cầu và tuyến

3.1.Lựa chọn các tiêu chuẩn kỹ thuật và quy mô công trình

3.1.1. Quy mô công trình

Cầu được thiết kế vĩnh cửu bằng bê tông cốt thép

3.1.2. Tiêu chuẩn thiết kế

3.1.2.1. Quy trình thiết kế

Công tác thiết kế dựa trên tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN272-05 do Bộ GTVT ban hành năm 2005. Ngoài ra tham khảo các quy trình, tài liệu:

- Quy phạm thiết kế cầu cống theo trạng thái giới hạn 22TCN18-79
- AASHTO LRFD (1998). Quy trình thiết kế cầu của Hiệp hội đường ô tô liên bang và các cơ quan giao thông Hoa Kỳ.

Các quy trình và tiêu chuẩn liên quan.

3.1.2.2. Tiêu chuẩn kỹ thuật

- Cấp quản lý: Cấp 3
- Cấp kỹ thuật $V > 80\text{Km/h}$
- Tải trọng thiết kế: Hoạt tải HL93, ng- ời $0,3\text{T/m}^2$
- Cấp động đất: Cấp 8
- Khổ cầu đ- ợc thiết kế cho 2 làn xe ô tô và 2 làn ng- ời đi.

$$K = 9 + 2 \times 1 = 11\text{m}$$

Tổng bề rộng mặt cầu kể cả lan can và giải phân cách:

$$B = 11 + 2 \times 0.5 + 2 \times 0.25 = 12.5\text{ m}$$

- Khổ thông thuyền cấp 4, $B = 40\text{m}$ và $H = 6\text{m}$.

3.2. Lựa chọn các giải pháp kết cấu

3.2.1. Lựa chọn kết cấu

3.2.1.1. 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 h- ưởng tới đê
- Thuận tiện trong thi công và thời gian thi công nhanh.
- Hợp lý về kinh tế.
- Thuận tiện trong khai thác, duy tu bảo d- ỡng

3.2.1.2. Lựa chọn nhịp cầu chính

Các sơ đồ nhịp đ- a ra nghiên cứu gồm:

- ✓ Ph- ơng án cầu dầm liên tục bê tông cốt thép DUL+cầu giản đơn.
- ✓ Ph- ơng án cầu dầm nhịp đơn giản

3.2.1.3. Lựa chọn nhịp cầu dẫn

Kiến nghị sử dụng kết cấu dầm đơn giản : Chiều dài nhịp 33.0m, MCN cầu rộng 12,5m bao gồm 5 dầm tiết diện chữ T chiều cao dầm 1.65 m, khoảng cách giữa các dầm 2,4m. Bản mặt cầu đổ tại chỗ dày 20cm. Loại kết cấu này có rất nhiều - u điểm nh- : Công nghệ thi công đơn giản, dễ đảm bảo chất l- ợng, tận dụng đ- ợc công nghệ thi công và thiết bị hiện có trong n- ớc, giá thành khá rẻ, thời gian thi công nhanh.

3.2.1.4. Giải pháp móng

Căn cứ vào cấu tạo địa chất khu vực cầu, chiều dài nhịp và quy mô mặt cắt ngang cầu, kiến nghị dùng ph- ơng án móng cho phần cầu chính và cầu dẫn nh- sau:

- Phần cầu chính: Dùng móng cọc khoan nhồi D1,0m .
- Phần cầu dẫn: Dùng móng cọc khoan nhồi D1,0m

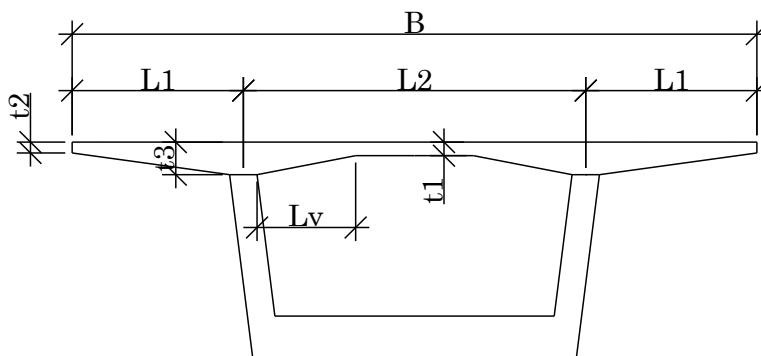
3.3. Ph- ơng án I: Ph- ơng án cầu dầm liên tục bê tông cốt thép DUL+cầu giản đơn.

3.3.1. Ph- ơng án kết cấu

- Sơ đồ nhịp: (33+52+74+52+33)m; Tổng chiều dài cầu tính đến đuôi hai mố là 259.8m
- Nhịp chính gồm 3 nhịp dầm BTCTDUL liên tục đúc hẫng có sơ đồ (52+74+52) chiều dài nhịp chính 74 m.

Các kích th- ớc cơ bản dầm liên tục đ- ợc chọn nh- sau:

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



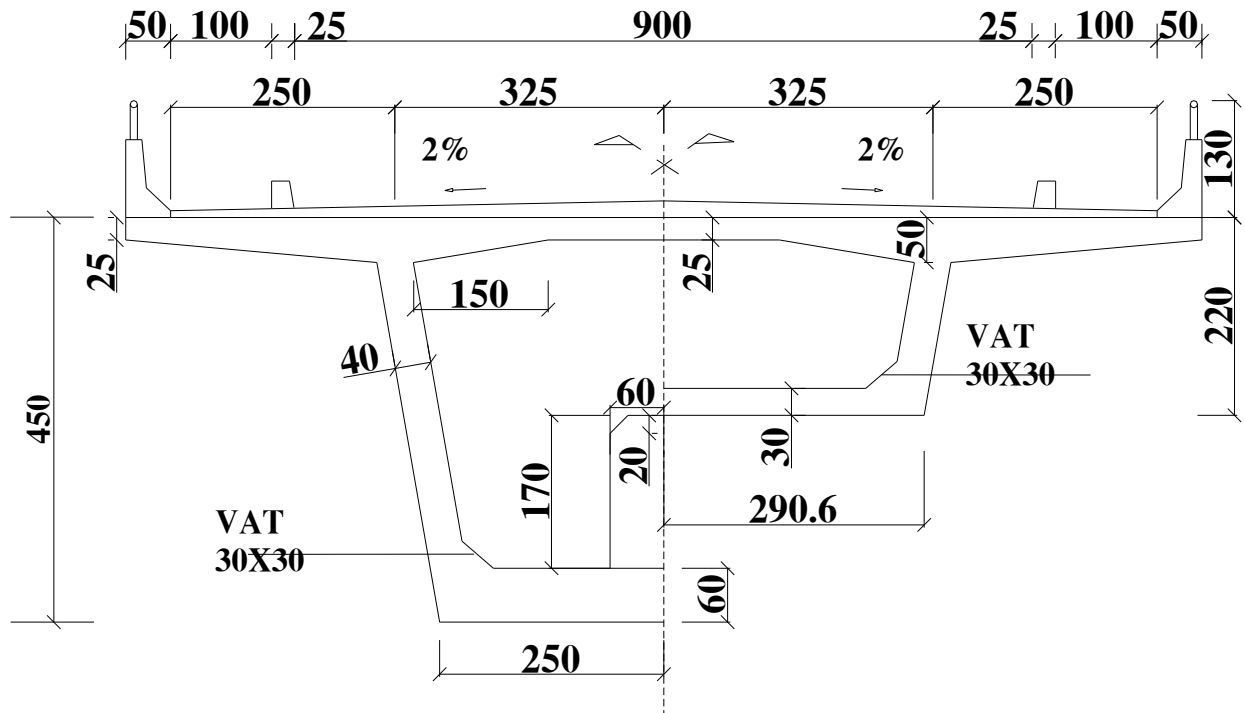
Hình 3.1. Các kích th- ớc mặt cắt ngang dầm.

- + Chiều cao dầm ở vị trí trụ $H_p = (1/16 - 1/20)L_1 = (4,6 - 3,7)$, chọn $H_p = 4,5(m)$.
 - + Chiều cao dầm ở vị trí giữa nhịp và ở mố $h = (1/30 - 1/40)L_1 = (2,4 - 1,85)$, chọn $h = 2,2(m)$.
 - + Khoảng cách tim của hai s- ờn dầm $L_2 = (1/1,9 - 1/2)B$, trong đó $B=12,5m$ là bề rộng mặt cầu. chọn khoảng cách tim của hai s- ờn dầm là $L_2 = 12,5/2 = 6,25 (m)$. chọn $L_2=6,5 m$.
 - + Chiều dài cánh hẫng $L_1 = (0,45 - 0,5)L_2 = (2,7 - 3,0)$, chọn $L_1 = 3,0(m)$.
 - + Chiều dày tại giữa nhịp chọn $t_1 = 250(mm)$.
 - + Chiều dày mép ngoài cánh hẫng (t_2) chọn $t_2 = 250(mm)$.
 - + Chiều dày tại điểm giao với s- ờn hộp $t_3 = (2 - 3)t_2 = 500-750(mm)$, chọn $t_3 = 500(mm)$.
 - + Chiều dài vút thường lấy $L_v = 1,5(m)$.
 - + Chiều dày của s- ờn dầm chọn $400 (mm)$.
 - + Bản biên d- ới ở gối $(1/75 - 1/200)74 = 0,98 - 0,37(m)$, chọn $600 mm$.
 - + Bản biên d- ới ở giữa nhịp lấy $300(mm)$.
- Với kích th- ớc đo chọn và khổ cầu ta sơ bộ chọn mặt cắt ngang kết cấu nhịp nh- hình vẽ:

1/2 MẶT CẮT TRÊN TRỤ

1/2 MẶT CẮT GIỮA NHỊP

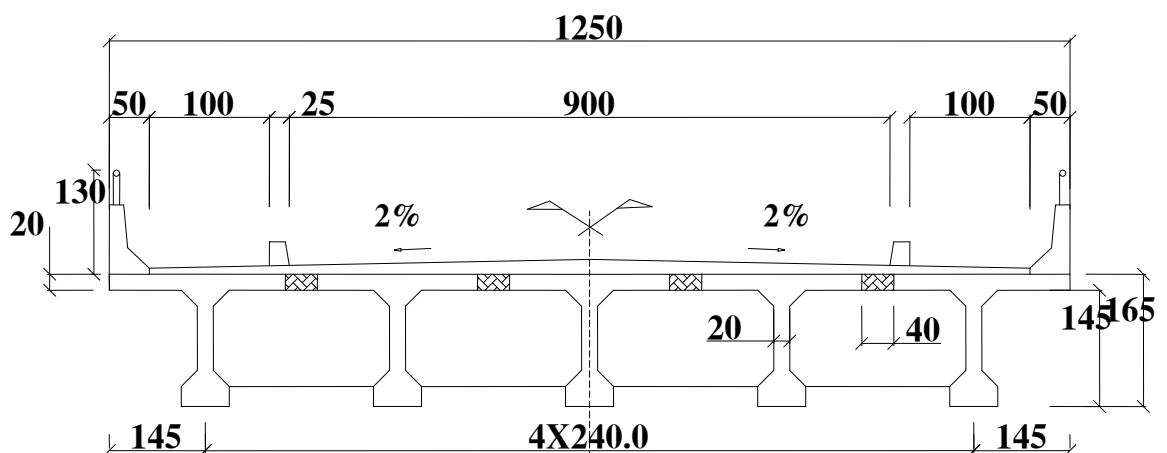
TL 1:100

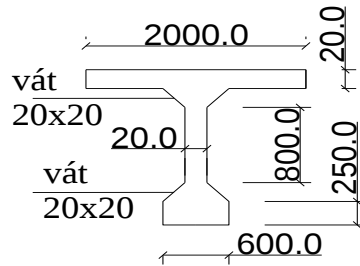


Hình 3.2. Tiết diện dầm hộp.

Kết cấu cầu đối xứng một bên gồm 1 cầu dẫn nhịp 33 m .

- Chiều rộng cánh dầm 2.4m.
- Chiều dày bản mặt cầu 20 cm.
- Chiều cao dầm 1.65 m.
- Chiều dày sườn dầm 20 cm.
- Khoảng vát 20x20 cm.





Hình 3.3. Mặt cắt đầm dẫn

Cấu tạo trụ:

Thân trụ rộng 2.0m-1.6m t-ơng ứng theo ph-ơng dọc cầu và 7.0-7.6m theo ph-ơng ngang cầu và đ-ợc vuốt tròn theo đ-ờng tròn bán kính $R = 2.0-1.6m$.

Bệ móng cao 2m, rộng 8.0m theo ph-ơng dọc cầu, 11m theo ph-ơng ngang cầu.

Dùng cọc khoan nhồi D100cm.

Cấu tạo móng

Dạng móng có t-ờng cánh ng-ợc bê tông cốt thép

Bệ móng móng dày 2m, rộng 6.0m, dài 12m .

Dùng cọc khoan nhồi D100cm

. II.2.3.1 Phương án thi công cầu liên tục:

.Thi công móng cầu

B- ớc 1 : San ủi mặt bằng, định vị tìm móng.

B- ớc 2 : Thi công cọc khoan nhồi :

- Xác định vị trí tìm các cọc tại móng móng
- Dụng giá khoan Leffer hạ ống vách thi công cọc khoan nhồi
- Lắp đặt hệ thống cung cấp dung dịch Bentonite, hệ thống bơm thải vữa mùn khi khoan cọc
- Dùng máy khoan tiến hành khoan cọc
- Hạ lồng cốt thép, đổ bê tông cọc

B- ớc 3 : Đào đất hố móng

- Dùng máy xúc kết hợp với thủ công đào đất hố móng đến cao độ thiết kế.
- Đặt máy bơm hút n-ớc hố móng đồng thời đặt khung chống cọc ván thép
- Xử lý đầu cọc khoan nhồi.

B- ớc 4: Thi công bệ móng, thân móng, t-ờng cánh

- Vệ sinh, đầm chặt đáy hố móng, đổ bê tông lót dày 10cm
- Lắp đặt cốt thép, dựng ván khuôn, đổ bê tông bệ móng, dùng máy để bơm bê tông
- Lắp đặt cốt thép, dựng ván khuôn, đổ bê tông xà mũ, t-ờng đỉnh, t-ờng cánh

B- ớc 5 : Hoàn thiện móng

- Đắp đất sau móng, lắp đặt bản dẫn, xây chân khay, tứ nón.
- Hoàn thiện móng cầu.

.Thi công trụ

B- ớc 1 : Xác định chính xác vị trí tìm cọc , tìm đài

- Xây dựng hệ thống cọc định vị, xác định chính xác vị trí tim cọc, tim trụ tháp
- Dựng giá khoan Leffer hạ ống vách thi công cọc khoan nhồi

B- ớc 2 : Thi công cọc khoan nhồi

- Lắp đặt hệ thống cung cấp dung dịch Bentonite, hệ thống bơm thải vữa mùn khi khoan cọc
- Dùng máy khoan tiến hành khoan cọc
- Hạ lồng cốt thép, đổ bê tông cọc

B- ớc 3 : Thi công vòng vây cọc ván

- Định vị khu vực đóng vòng vây cọc ván
- Lắp dựng vành đai trong và ngoài
- Sờ và đóng cọc đến độ sâu thiết kế
- Lắp đặt máy bơm xói hút trên hệ nổi, xói hút đất trong hố móng đến độ sâu thiết kế

B- ớc 4 : Thi công bệ móng

- Đổ bê tông bịt đáy, hút n- ớc hố móng
- Xử lý đầu cọc khoan nhồi.
- Lắp dựng ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông bệ móng

B- ớc 5: Thi công thân trụ

- Lắp dựng ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông thân trụ

B- ớc 6: Hoàn thiện trụ

- Hoàn thiện tháo dỡ giàn giáo ván khuôn
- Giải phóng lòng sông

.Thi công kết cấu nhịp

B- ớc 1 : Thi công khối K0 trên đỉnh các trụ và thi công phân nhịp dẫn hai đầu cầu bằng lao kéo dọc

- Tập kết vật t- phục vụ thi công
- Lắp dựng hệ đà giáo mở rộng trụ
- Lắp dựng giá 3 chân để lao kéo dầm dẫn 2 đầu cầu
- Dự ứng lực các bó cáp trên các khối K0
- Lắp đặt ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông khối K0
- Cố định các khối K0 và thân trụ thông qua các thanh d- ứng lực
- Khi bê tông đạt c- ờng độ, tháo dỡ đà giáo mở rộng trụ

B- ớc 2 : Đúc hẫng cân bằng

- Lắp dựng các cặp xe đúc cân bằng lên các khối K0
- Đổ bê tông các đốt đúc trên nguyên tắc đối xứng cân bằng qua các trụ
- Khi bê tông đủ c- ờng độ theo quy định, tiến hành căng kéo cốt thép
- Thi công đốt đúc trên đà giáo

B- ớc 3 : Hợp long nhịp biên

- Di chuyển xe đúc vào vị trí đốt hợp long, định vị xe đúc
- Cân chỉnh các đầu dầm trên mặt bằng và trên trục dọc
- Dựng các thanh chống tạm, căng các thanh DUL tạm thời

- Khi bê tông đủ cường độ, tiến hành căng kéo cốt thép
- Bơm vữa ống ghen

B- ớc 4 : Hợp long nhịp chính

Trình tự nh- trên

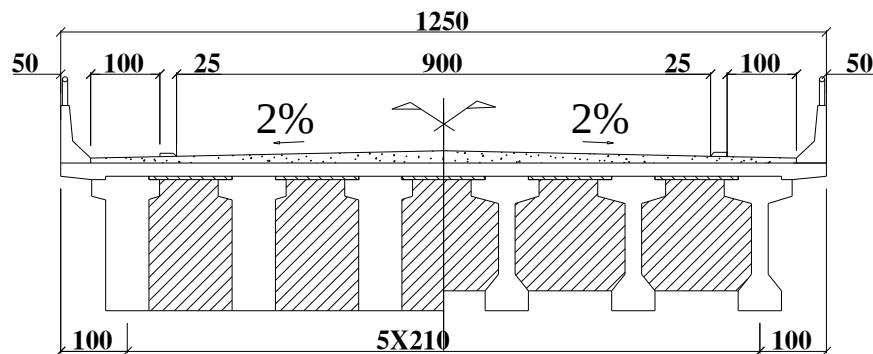
B- ớc 5 : Hoàn thiện cầu

Hoàn thiện cầu

3.4. Ph- ơng án II:

3.4.1. Ph- ơng án kết cấu Ph- ơng án cầu dầm đơn giản

- Sơ đồ nhịp gồm 6 nhịp : $(36+4*42+36)m$; Tổng chiều dài cầu tính đến đuôi hai mố là 256m .
- Các kích th- ớc cơ bản dầm liên tục đ- ợc chọn nh- sau:
- Dầm liên tục có mặt cắt ngang hộp 1 ngăn, thành xiên có chiều cao thay đổi.



Hình 3.4. Các kích thước mặt cắt ngang dầm.

Cấu tạo trụ:

Thân trụ rộng 2 m theo ph- ơng dọc cầu và 6 m theo ph- ơng ngang cầu và đ- ợc vuốt tròn theo đ- ờng tròn bán kính $R = 2\text{ m}$.

Bệ móng cao 2m, rộng 5m theo ph- ơng dọc cầu, 8m theo ph- ơng ngang cầu.

Dùng cọc khoan nhồi D100cm.

Cấu tạo mố

Dạng mố có t- ờng cánh ng- ợc bê tông cốt thép

Bệ móng mố dày 2m, rộng 6.0m, dài 12.5m .

Dùng cọc khoan nhồi D100cm.

4.Dự kiến ph- ơng án thi công:

4.1.Thi công mố:

B- ớc 1 : Chuẩn bị mặt bằng.

- chuẩn bị vật liệu ,máy móc thi công.
- xác định phạm vi thi công,định vị trí tim mố.
- dùng máy ủi ,kết hợp thủ công san ủi mặt bằng.

B- ớc 2 : Khoan tạo lỗ

- đ- a máy khoan vào vị trí.
- định vị trí tim cọc
- Khoan tạo lỗ cọc bằng máy chuyên dụng với ống vách dài suốt chiều dài cọc.

B- óc 3 : Đổ bê tông lòng cọc

- Làm sạch lỗ khoan.
- Dùng cầu hạ lồng cốt thép.
- Lắp ống dẫn ,tiến hành đổ bê tông cọc

B- óc 4:

- Kiểm tra chất l- ợng cọc
- Di chuyển máy thực hiện các cọc tiếp theo .

B- óc 5 :

- đào đất hố móng.

B- óc 6 :

- Làm phẳng hố móng.
- đập đầu cọc.
- đổ bê tông nghèo tạo phẳng.

B- óc 7 :

- Làm sạch hố móng ,lắp dựng đà giáo ván khuôn ,cốt thép bệ móng.
- đổ bê tông bệ móng.
- Tháo dỡ văng chống ,ván khuôn bệ.

B- óc 8 :

- Lắp dựng đà giáo ván khuôn ,cốt thép thân mố.
- đổ bê tông thân mố.
- Lắp dựng đà giáo ván khuôn ,cốt thép t- ờng thân ,t- ờng cánh mố.
- Tháo dỡ ván khuôn đà giáo.
- Hoàn thiện mố sau khi thi công xong kết cấu nhịp.

4.2.Thi công trụ cầu:

B- óc 1:

- Dùng phao trở nổi đến vị trí thi công trụ bằng các máy chuyên dụng.
- Phao trở nổi phải có đối trọng để đảm bảo an toàn thi công. Không bị lệch phao khi đóng cọc

B- óc 2:

- Đo đạc xác định tim trụ, tim vòng vây cọc ván thép, khung định vị
- Hạ khung định vị, đóng cọc ván thép. Vòng vây cọc ván

B- óc 3:

- Đổ bê tông bịt đáy theo ph- ơng pháp vữa dâng
- Hút n- ớc ra khỏi hố móng
- Đập đầu cọc, sửa sang hố móng
- Lắp dựng ván khuôn, cốt thép và đổ bê tông bệ trụ.

B- óc 4

- Lắp dựng ván khuôn ,bố trí cốt thép.

- Đổ bê tông thân trụ ,mũ trụ .
- Hoàn thiện trụ, tháo dỡ đà giáo ván khuôn, dùng búa rung nhỏ cọc ván thép tháo dỡ hệ thống khung vây cọc định vị

3.3.Thi công kết cấu nhịp:

B- ớc 1: Chuẩn bị :

- Lắp dựng giá ba chân
- Sau khi bê tông trụ đạt c- ờng độ tiến hành thi công kết cấu nhịp
- Tập kết dầm ở hai đầu cầu

B- ớc 2:

- Dùng giá ba chân cầu lắp dầm ở hai đầu cầu
- Tiến hành đổ bê tông dầm ngang.
- Đổ bê tông bản liên kết giữa các dầm
- Di chuyển giá ba chân thi công các nhịp tiếp theo

B- ớc 3:Thi công nhịp 42 m

- Lắp dựng giá ba chân
- Cầu dầm vào vị trí lắp dựng
- Bố trí cốt thép, đổ dầm ngang
- Đổ bê tông bản liên kết các dầm

B- ớc 4: Hoàn thiện

- Tháo lắp giá ba chân
- Đổ bê tông mặt đ- ờng
- Lắp dựng vỉa chắn ô tô lan can, thiết bị chiếu sáng, ống thoát n- ớc ,Lắp dựng biển

báo

Các ph- ơng án bố trí chung cầu dùng để so sánh, thực hiện trong bảng sau:

P án	Thông thuyền	Khổ cầu	Sơ đồ	$\sum L(m)$	Nhịp chính
I	40×6	9+2×1	33+52+74+52+33	259.8	Cầu dầm liên tục BTCTĐƯL +giản đơn
II	40×6	9+2×1	36+4x42+36	256	Cầu đơn giản(dầm I)

Chương IV

Tính toán khối lượng các công trình

4.1. Công trình 1: Cầu dầm liên tục

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

$$K = 9 + 2 \times 1 = 11 \text{ (m)}$$

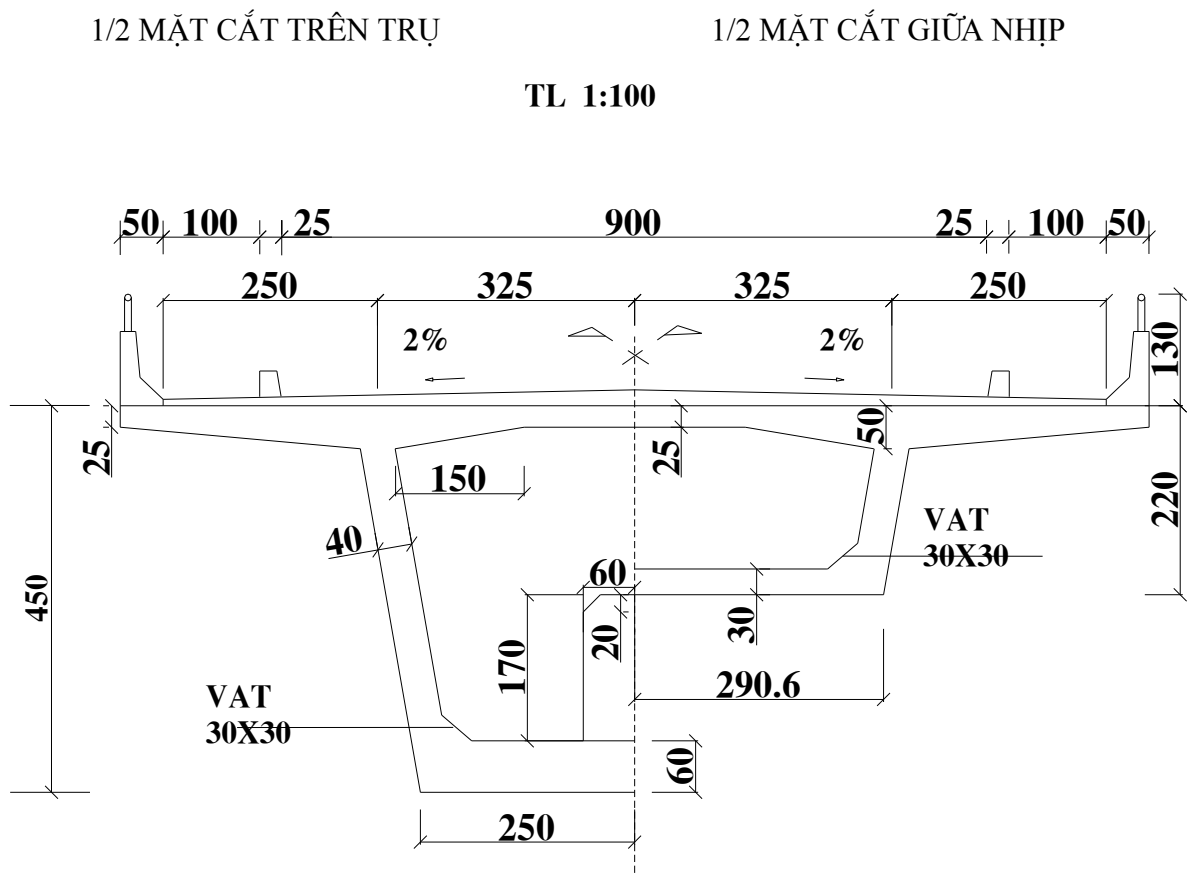
- Tổng bề rộng cầu kể cả lan can và giải phân cách:

$$B = 9 + 2 \times 1 + 2 \times 0,5 + 2 \times 0,25 = 12,5 \text{ (m)}$$

- Sơ đồ nhịp: : 33+52+74+52+33 = 244 (m)

1. Tính toán sơ bộ khối lượng công trình kết cấu nhịp

1.1. Kết cấu nhịp liên tục



Hình 4.1. 1/2 mặt cắt đỉnh trụ và 1/2 mặt cắt giữa nhịp

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

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

Trong đó:

$H_p = 4.5\text{m}$; $h_m = 2,2\text{ m}$, chiều cao dầm tại đỉnh trụ và tại giữa nhịp.

L : Phân dài của cánh hẫng $L = \frac{74 - 2}{2} = 36\text{m}$

Thay số ta có:

$$Y = \frac{(4.5 - 2.2)}{36^2} \cdot x^2 + 2.2$$

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 $= 0.6 ; 0.3\text{ m}$

L : Chiều dài phân cánh hẫng

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

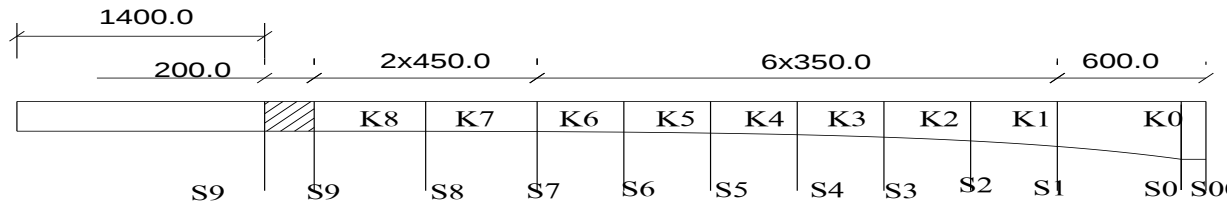
$$h_x = 0.3 + 0.3/36 \times L_x$$

Việc tính toán khối l- ượng 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.

Phân chia các đốt dầm nh- sau:

- + Khối K_0 trên đỉnh trụ dài 12 m
- + Đốt hợp long nhịp biên và giữa dài 2,0m
- + Số đốt trung gian $n = 6 \times 3,5 + 2 \times 4,5\text{ m}$.
- + Khối đúc trên đà giáo dài 14m

Tên đốt	Lđốt (m)
Đốt K0	6
Đốt K1	3,5
Đốt K2	3,5
Đốt K3	3,5
Đốt K4	3,5
Đốt K5	3,5
Đốt K6	3,5
Đốt K7	4,5
Đốt K8	4,5



Hình 4.2. Sơ đồ chia đốt dầm

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

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

$$a_1 = \frac{4.5 - 2.2}{36^2} = 1.77 \times 10^{-3}, b_1 = 2.2m$$

Thứ tự	Tiết diện	a_1	$b_1(m)$	$x(m)$	$h(m)$
1	S00	0,00177	2,2	36	4,5
2	S0	0,00177	2,2	35	4,5
3	S1	0,00177	2,2	30	3,79
4	S2	0,00177	2,2	26,5	3,44
5	S3	0,00177	2,2	23	3,14
6	S4	0,00177	2,2	19,5	2,87
7	S5	0,00177	2,2	16	2,65
8	S6	0,00177	2,2	12,5	2,48
9	S7	0,00177	2,2	9	2,34
10	S8	0,00177	2,2	4,5	2,24
11	S9	0,00177	2,2	0	2,2

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	36	4,5	0,6	5	10,2
2	S0	5	35	4,5	0,59	5,05	10,08
3	S1	3,5	30	3,79	0,55	5,25	9,53
4	S2	3,5	26,5	3,44	0,52	5,37	9,17
5	S3	3,5	23	3,14	0,49	5,48	8,84
6	S4	3,5	19,5	2,87	0,46	5,57	8,53
7	S5	3,5	16	2,65	0,433	5,65	8,25

8	S6	3,5	12,5	2,48	0,4041	5,71	7,99
9	S7	4,5	9	2,34	0,375	5,76	7,74
10	S8	4,5	4,5	2,24	0,337	5,79	7,47
11	S9	0	0	2,2	0,3	5.81	7.26

Tính khối lượng các khối đúc:

+Thể tích = Diện tích trung bình x chiều dài

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

Bảng xác định khối lượng các đốt đúc

STT	Khối đúc	Diện tích bình (m ²)	Chiều dài (m)	Thể tích (m ³)	Khối lượng (T)
1	1/2 đỉnh trụ	10,2	1	10,2	25,5
2	1/2K0	9,8	5	49	122,5
3	K1	9,35	3,5	32,725	81,81
4	K2	9,005	3,5	31,51	78,79
5	K3	8,69	3,5	30,41	76,03
6	K4	8,39	3,5	29,365	73,41
7	K5	8,12	3,5	28,42	71,05
8	K6	7,87	3,5	27,545	68,86
9	K7	7,6	4,5	34,2	85,5
10	K8	7,37	4,5	33,165	82,91
11	Tổng của 8 đốt đúc		36	306,54	766,35
12	KN(hộp long)	7,37	2	14,74	36,85
13	KT(Đúc trên ĐG)	7,37	14	103.18	257.95
14	Tổng tính cho một nhịp biên		52	424.46	1061.15
15	Tổng tính cho một nhịp giữa 74 m		74	627.82	1569.55
16	Tổng tính cho toàn nhịp liên tục		178	1476.74	3691.85

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

$$V_1 = 1476.74 \text{ m}^3$$

Khối lượng cốt thép cho kết cấu nhịp (chọn hàm lượng cốt thép là 220 kg/m³):

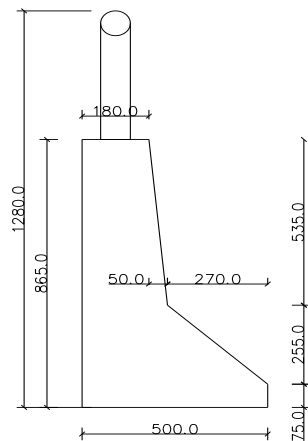
$$G = 1476.74 \times 0.22 = 324.88 \text{ (T)}$$

Trọng lượng lớp phủ mặt cầu (tính cho toàn 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 dtb = 12 cm và $\gamma = 2,25 \text{ T/m}^3$
 - Vậy trọng l- ợng 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
- $$V_{lp} = 0,12 \times 10,5 \times 178 = 224,28 \text{ m}^3$$
- Trọng l- ợng lan can:



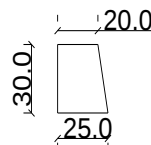
Hình 4.3. Cấu tạo lan can

$$g_{lc} = [(0,865 \times 0,180) + (0,50 - 0,18) \times 0,075 + 0,050 \times 0,255 + 0,535 \times 0,050 / 2 + (0,50 - 0,230) \times 0,255 / 2] \times 2,5 = 0,6006 \text{ T/m}$$

Thể tích lan can: $V_{lc} = 2 \times 0,24 \times 178 = 85,44 \text{ (m}^3\text{)}$

Cốt thép lan can: $m_{lc} = 0,15 \times 85,44 = 12,82 \text{ T}$ (hàm l- ợng cốt thép trong lan can và gờ chắn bánh lấy bằng 150 kg/m^3)

-Trọng l- ợng gờ chắn :



Hình 4.4. Cấu tạo gờ chắn bánh

$$G_{gc} = (0,2 + 0,25) \times 0,3 / 2 \times 2,5 = 0,1688 \text{ T/m}$$

Thể tích của gờ chắn bánh

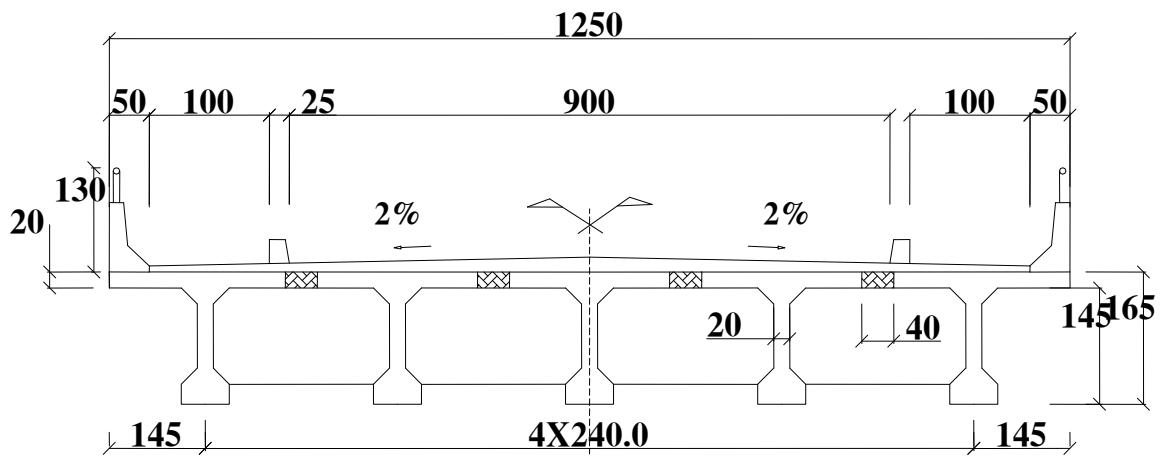
$$V = 2 \times (0,2 + 0,25) \times 0,3 / 2 \times 178 = 24,03 \text{ (m}^3\text{)}$$

1.2. Kết cấu nhịp dẫn

Nhịp dẫn gồm 5 dầm tiết diện chữ T định hình có dầm ngang với chiều dài $L = 33 \text{ (m)}$.
+ chiều cao $H = 1,65 \text{ (m)}$.

+ bề dày sườn dầm $b_0 = 20(\text{cm})$

+ bề dày bản mặt cầu $20(\text{cm})$



Hình 4.5. Mặt cắt ngang nhịp dầm

Khối lượng dầm nhịp dẫn dài 33 m

- Phần nhịp dẫn dùng kết cấu nhịp dầm dài 33 m. Mặt cắt ngang gồm có 5 dầm, khoảng cách giữa các dầm là 2,4m, chiều cao dầm 1,65m.

- Chiều dài tính toán là: $L_{tt} = 33,0\text{m}$

- Diện tích mặt cắt ngang một dầm chủ:

$$F_{dc} = 0.2 \times 2 + 4 \times (0.2 \times 0.2 / 2) + 0.2 \times 1.2 + 0.6 \times 0.25 = 0.87 \text{ m}^2$$

- Diện tích dầm ngang: $F_{dn} = 1.2 \times 0.2 = 0.24 \text{ m}^2$, dầm dài 8.8 m

- Diện tích mối nối: $F_{mn} = 0.4 \times 0.2 = 0.08 \text{ m}^2$

Thể tích bê tông 1 nhịp là :

$$V = 5 \times 0.87 \times 33 + 4 \times 0.08 \times 33 + 0.24 \times 8.8 = 156.222 \text{ (m}^3\text{)}$$

Tổng thể tích bê tông cho cả 2 nhịp là: $V = 2 \times 156.222 = 312.444 \text{ (m}^3\text{)}$

Khối lượng cốt thép cho một nhịp dẫn sơ bộ (chọn hàm lượng cốt thép là 190 kg/m^3):

$$G = 312.444 \times 0.19 = 59.36 \text{ (T)}$$

- 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 $\gamma_{tb} = 2,25\text{T/m}^3$

- Vậy 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 dẫn là :

$$V_{lp} = 0,12 \times 10,5 \times 33 = 41,58 \text{ m}^3$$

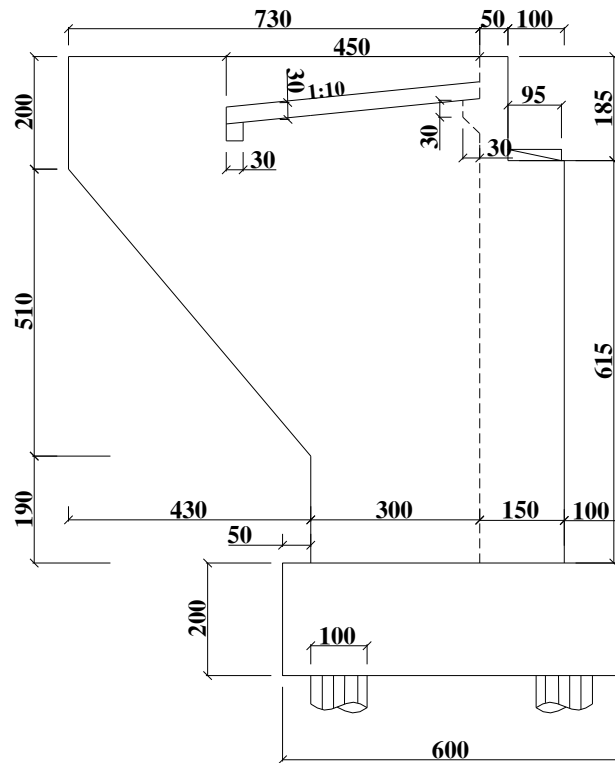
Tổng khối lượng của 2 nhịp dẫn là :

$$G = (156,222 \times 2,5 + 41,58 \times 2,25 + 59,36) \times 2 = 543,47 \text{ T}$$

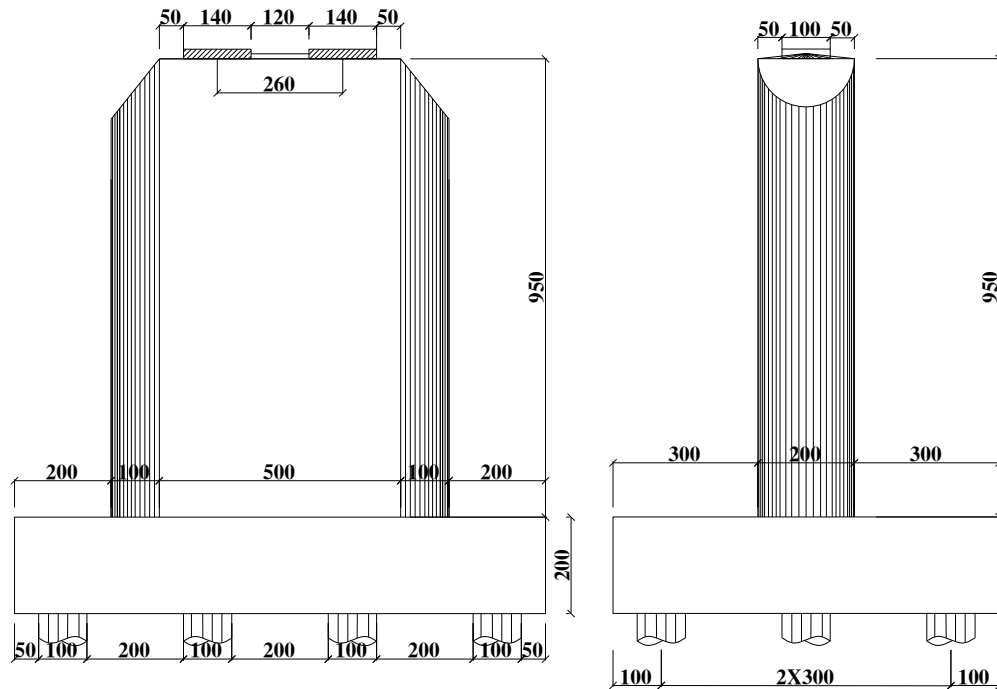
2. Khối lượng công tác móng, trụ

2.1. Cấu tạo móng, trụ cầu

- Mố : Hai mố đối xứng, dùng loại móng chữ U, bằng BTCT tầng thẳng, đặt trên nền móng cọc khoan nhồi đường kính D1,0m.
- Bản quá độ : Hay bản giảm tải có tác dụng làm tăng độ cứng nền đường khi vào đầu cầu, tạo điều kiện cho xe chạy êm thuận, giảm tải cho móng hoạt tải đứng trên lăng thể trượt. Bản quá độ bằng BTCT dày 30cm, dài 5,6 m, rộng 1m. Bản quá độ được đặt nghiêng 10%, một đầu gối kê lên vai kê, một đầu gối lên dầm bằng BTCT, được thi công lắp ghép.
- Trụ cầu: Trụ đặc BTCT, được đặt trên nền móng cọc khoan nhồi D1,0m.



Hình 4.6. Cấu tạo móng M0



Hình 4.7. Cấu tạo trụ T2

2.2. Công tác mố cầu

Khối lượng mố cầu :

➤ Khối lượng t-ờng cánh : $V_{tc} = 2 \times (2 \times 4.3 + 5.1 \times 4.3 \times 1/2 + 9 \times 3) \times 0.5 = 46.565 \text{ m}^3$

➤ Khối lượng thân mố :

$$V_m = (7.15 \times 1.5 \times 11) = 117.97 \text{ m}^3$$

Khối lượng t-ờng đỉnh: $V_{td} = 0.5 \times 1.85 \times 11 = 10.175 \text{ m}^3$

➤ Khối lượng bệ mố : $V_{bm} = 6 \times 2 \times 12 = 144 \text{ m}^3$

➤ Ta có khối lượng một mố : $V_M = 46.565 + 117.97 + 10.175 + 144 = 318.71 \text{ m}^3$

➤ Khối lượng hai mố : $V = 318.71 \times 2 = 637.42 \text{ (m}^3\text{)}$

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

Khối lượng cốt thép trong 2 mố là : $G = 0.08 \times 637.2 = 50.99 \text{ T}$

2.3. Công tác trụ cầu

Khối lượng trụ cầu :

❖ Khối lượng trụ liên tục :

Hai trụ có MCN giống nhau nên ta tính gộp cả hai trụ T2:

➤ Khối lượng thân trụ :

$$V_{tt} = [(5 \times 2 + 3.14 \times 1^2) \times 8] = 105.12 \text{ (m}^3\text{)}$$

➤ Khối lượng móng trụ : $V_{mt} = (2 \times 8 \times 11) = 176 \text{ (m}^3\text{)}$

➤ Khối lượng trụ T3 : $V = 105.12 + 176 = 281.12 \text{ (m}^3\text{)}$

➤ Khối lượng 2 trụ : $V=281.12 \times 2=562.24 \text{ (m}^3\text{)}$

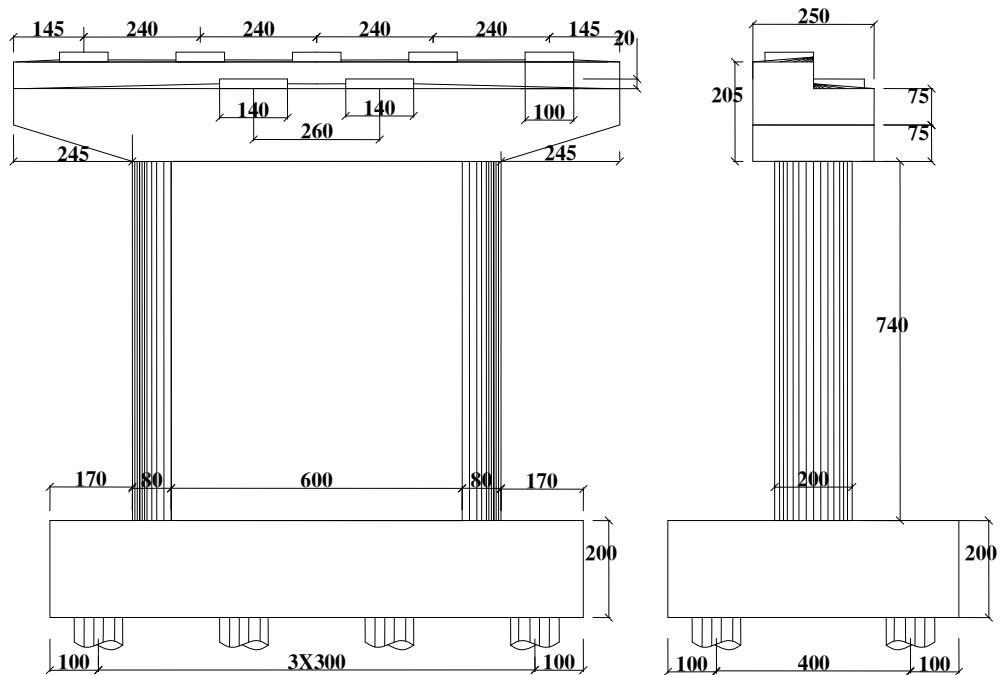
Sơ bộ chọn hàm lượng cốt thép thân trụ là : 120 kg/m^3 , hàm lượng thép trong móng trụ là 80 kg/m^3

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

$$G=2 \times (0.08 \times 176 + 0.12 \times 105.12) = 53.39 \text{ T}$$

❖ Khối lượng trụ dẫn :

➤ Trụ T1 :



Hình 4.8. Cấu tạo trụ T1

+ Khối lượng BTCT mũ trụ :

$$V_{\text{mũ}} = [12 \times 2.5 \times 1.5 + 12 \times 0.55 \times 1.25 - 2 \times \frac{2.5 \times 2.2 \times 0.75}{2}] = 49.13 \text{ (m}^3\text{)}$$

+ Khối lượng BTCT thân trụ :

$$V_{\text{thân}} = [6 \times 1.6 \times 7.4 + 3.14 \times 0.8^2 \times 7.4] = 85.91 \text{ (m}^3\text{)}$$

+ Khối lượng BTCT móng trụ : $V_{\text{mũ}} = [11 \times 8 \times 2] = 176 \text{ (m}^3\text{)}$

+ khối lượng trụ T1: $V_{T1} = 49.13 + 85.91 + 176 = 311.04 \text{ m}^3$

+ Khối lượng hai trụ : $V=311.04 \times 2=622.08 \text{ (m}^3\text{)}$

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 2 Trụ T1(T1') :

$$G_{\text{th}} = 2 \times (0.08 \times 176 + 0.1 \times 49.13 + 0.12 \times 85.91) = 58.6 \text{ T}$$

3 . Tính toán sơ bộ số lượng cọc trong móng

Tính toán sơ bộ số cọc trong móng cho móng 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.

3.1. Xác định tải trọng tác dụng lên đầu cọc

❖ Xác định số cọc trong móng M0

- 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 để lấy theo bảng 3.4.1-2 (22TCN272-05)

➤ Do tính tải

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

$$g_1 = 1.25 \times 156.222 \times 2.5 / 33 = 14.79 \text{ T/m}$$

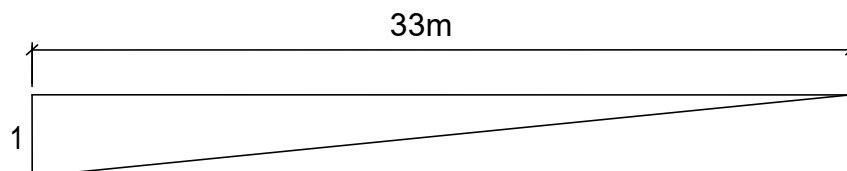
- Tính tải lớp phủ và lan can, gờ chắn phân bố đều trên nhịp

$$g_2 = 1.5 \times 2.835 + 1.25 \times (2 \times 0.1688 + 2 \times 0.6006) = 6.176 \text{ T/m}$$

- Tổng tính tải phân bố đều là:

$$g = g_1 + g_2 = 14.79 + 6.176 = 20.966 \text{ t/m}$$

Ta có đồ hình ảnh hưởng áp lực lên móng do tính tải như hình vẽ:



Đồ hình ảnh hưởng áp lực lên móng M0

- Diện tích đồ hình ảnh hưởng áp lực móng: $\omega = 16.5 \text{ m}^2$

+ Phản lực do tính tải nhịp

$$DC_{nhịp} = 16.5 \times 14.79 = 244.04 \text{ T}$$

+ Phản lực do tính tải bản thân móng

$$DC_{mố} = 318.71 \times 2.5 \times 1.25 = 995.97 \text{ T}$$

+ Phản lực do tính tải lớp phủ và lan can

$$DW = 16.5 \times 6.176 = 101.9 \text{ T}$$

➤ Do hoạt tải

- Do tải trọng HL93 + ng-ời (LL + PL)

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

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 đồ ảnh hưởng.

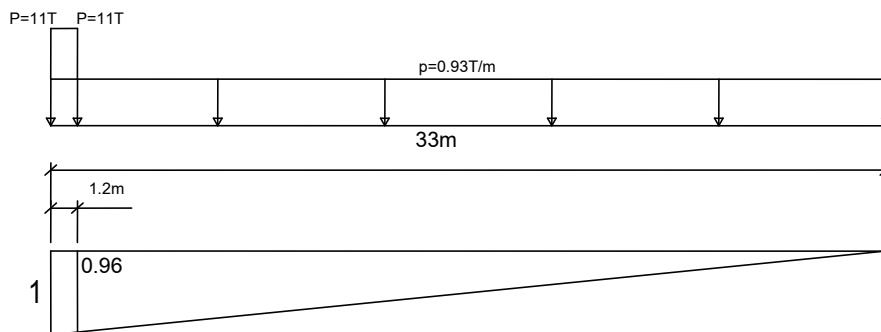
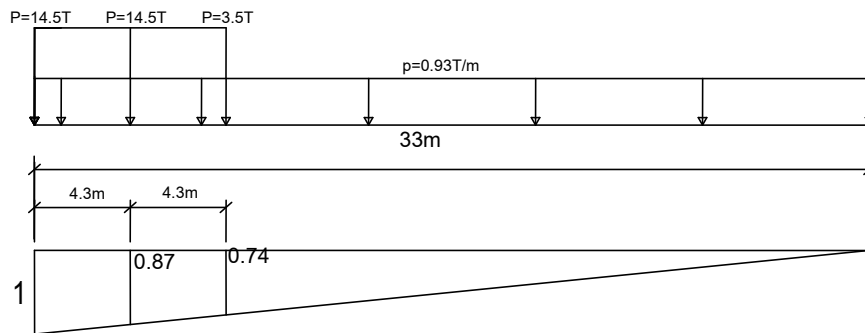
ω : Diện tích đồ ảnh hưởng.

+ 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 $L = 33 \text{ m}$

+ Đồ ảnh hưởng phản lực và sơ đồ xếp xe thể hiện nh- sau:



Sơ đồ xếp tải lên đồ 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)

$$LL_{HL-93K} = 14.5 \times (1+0.87) + 3.5 \times 0.74 + 16.5 \times (2 \times 0.45 + 0.93) = 59.9 \text{ T}$$

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

$$LL_{HL-93M} = 11 \times (1+0.96) + 16.5 \times 0.93 = 36.9 \text{ T}$$

$$\Rightarrow LL_{\max} = \max(LL_{HL-93K}; LL_{HL-93M}) = LL_{HL-93K} = 59.9 \text{ T}$$

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

$$LL = 2 \times 1 \times 1.75 \times 1.25 \times [14.5 \times (1+0.87) + 3.5 \times 0.74] + 1.75 \times 16.5 \times (2 \times 0.45 + 0.93) = 182.8 \text{ T}$$

Tổng tải trọng tác dụng lên đáy đài

$$P_{\text{Đáy đài}} = 244.04 + 995.97 + 101.9 + 182.8 = 1524.7 \text{ T}$$

-Xác định sức chịu tải của cọc:

+Theo vật liệu làm cọc:

-Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đường kính $D = 1.0\text{m}$, khoan xuyên qua các lớp đất dính có góc ma sát $(\varphi_f)_i$ và lớp Sét pha có góc ma sát $\varphi_f = 30^\circ$.

+ Bê tông mác 300 có $R_n = 130 \text{ kg/cm}^2$

+ Cốt chịu lực $18 \varnothing 25 \text{ AII}$ có $F = 88,36 \text{ cm}^2$, $R_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$

❖ Xác định sức chịu tải của cọc

➤ **Sức chịu tải của cọc theo vật liệu :**

$$\Rightarrow P_{VL}^c = \varphi \cdot (m_1 \cdot m_2 \cdot R_b \cdot F_b + R_a \cdot F_a)$$

Trong đó :

- φ : hệ số uốn dọc $\varphi = 1$
- m_1 : hệ số điều kiện làm việc, do cọc đổ nhồi bê tông theo phương đứng nên $m_1 = 0,85$
- m_2 : hệ số điều kiện làm việc kể đến biện pháp thi công $m_2 = 0,7$
- F_b : Diện tích tiết diện cọc $F_b = 0,7850 \text{ m}^2$
- R_n : Cường độ chịu nén của bê tông cọc
- R_a : Cường độ của thép chịu lực
- F_a : Diện tích cốt thép chịu lực

$$\Rightarrow P_{VL}^c = 0,85 \times 0,7 \times \left[0,130 \times \left(\frac{\pi \cdot 100^2}{4} \right) + 2,4 \times 88,36 \right] = 733.37 \text{ (T)}$$

➤ **Theo đất nền**

Sức chịu tải của cọc khoan nhồi tính theo công thức:

$$P = k \cdot m \cdot (\alpha_1 R_i F_b + U \sum \alpha_2 T_i L_i)$$

Trong đó: m - hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất $m = 1$

k - Hệ số đồng nhất của đất $k = 0,7$

U – Chu vi tiết diện ngang cọc $U = 3,14 \text{ m}$

T_i - Cường độ tính toán của lớp đất thứ i theo mặt xung quanh cọc

L_i – Chiều dày của lớp đất thứ i tiếp xúc với cọc (m)

α_1 - hệ số điều kiện làm việc của đất d-ới mũi cọc $\alpha_1 = 1$

R_i - Cường độ chịu tải của đất d-ới mũi cọc (dự kiến cọc dài 25m nên độ sâu chân cọc là 25 m) đất d-ới chân cọc là sét dẻo cứng $B = 0,4$

$$\Rightarrow R_i = 340 \text{ T/m}^2$$

α_2 - Hệ số điều kiện làm việc của đất ở mặt bên cọc phụ thuộc vào phương pháp tạo lỗ $\alpha_2 = 0,7$ (tra bảng)

$$\Rightarrow P_{\text{đn}}^c = 0,7 \cdot [1.340 \cdot 0,785 + 3,14 \cdot 0,7 (8 \cdot 3.8 + 6 \cdot 6.6 + 22 \cdot 4.4)] = 443.47 \text{ T}$$

$$\text{Vậy } P = \text{Min} (P_{\text{đ}}, P_{\text{vl}}) = 443.47 \text{ (T)}$$

• **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:

$$R_{\text{Đáy dài}} = 1524.7 \text{ T}$$

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 :

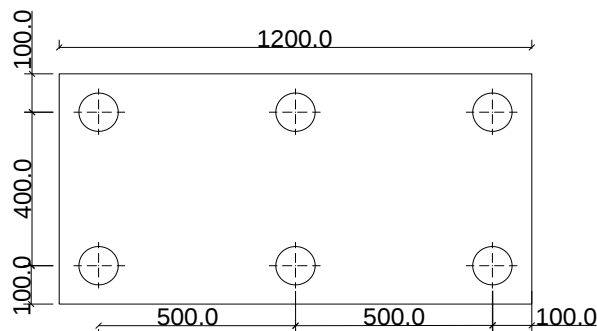
$$\text{Với } P = 443.47 \text{ T}$$

Vậy số l-ợng cọc sơ bộ là :

$$n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 1.5 \times \frac{1524.7}{443.47} = 5.2 \text{ (cọc)}.$$

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.



Hình 4.9. Mặt bằng móng mố M_0

3.2. 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

$$g_1 = 1,25 \cdot \frac{156.222 \times 2.5 + 1061.15}{33 + 52} = 21.3 \text{ T/m}$$

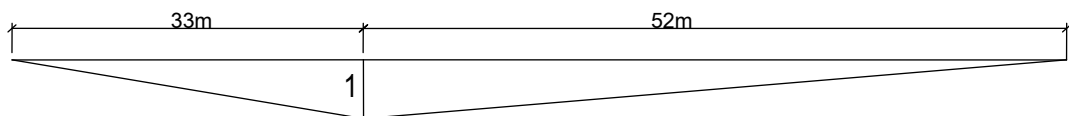
- Tĩnh tải lớp phủ và lan can, gờ chắn phân bố đều trên nhịp

$$g_2 = 1.5 \times 2.835 + 1.25 \times (2 \times 0.1688 + 2 \times 0.6006) = 6.176 \text{ T/m}$$

Tổng tĩnh tải phân bố đều là:

$$g = g_1 + g_2 = 21.3 + 6.176 = 21.026 \text{ t/m}$$

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



Đường ảnh hưởng áp lực lên trụ T1

- Diện tích đ-ờng ảnh h-ởng áp lực gối: $\omega = 42.5 \text{ m}^2$

+ Phản lực do tĩnh tải nhịp

$$DC_{\text{nhịp}} = 42.5 \times 21.3 = 905.25 \text{ T}$$

+ Phản lực do tĩnh tải bản thân trụ

$$DC_{trụ} = 1.25 \times 311.04 \times 2.5 = 972 \text{ T}$$

+ Phản lực do tĩnh tải lớp phủ và lan can

$$DW = 42.5 \times 6.176 = 262.48 \text{ T}$$

➤ Do hoạt tải

- Do tải trọng HL93 + ng-ời (LL + PL)

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

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, $\gamma = 1.75$

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

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

ϖ : Diện tích đ-ờng ảnh h-ởng.

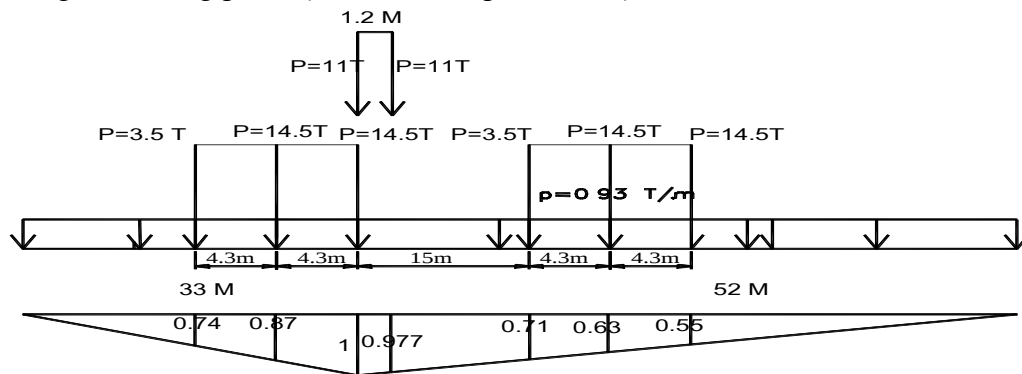
+ Tải trọng làn (LL): Tải trọng làn thiết kế gồm tải trọng 9,3KN/m phân bố đều theo chiều dọc.

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

- Tính phản lực lên mô do hoạt tải

+ Chiều dài tính toán của nhịp L = 85 m

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



Sơ đồ xếp tải lên đ-ờng ảnh h-ởng 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 làn)

$$LL_{HL-93K} = [14.5 \times (1+0.87+0.63+0.55) + 3.5 \times (0.74+0.71)] + 42.5 \times (2 \times 0.45+0.93) = 127.1 \text{ T}$$

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

$$LL_{HL-93M} = 11 \times (1+0.977) + 42.5 \times 0.93 = 61.27 \text{ T}$$

$$\Rightarrow LL_{\max} = \max(LL_{HL-93K}; LL_{HL-93M}) = LL_{HL-93K} = 127.1 \text{ T}$$

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

$$LL = 2 \times 1 \times 1.75 \times 1.25 \times [14.5 \times (1+0.87+0.63+0.55)+3.5 \times (0.74+0.71)]+$$

$$+1.75 \times 42.5 \times (2 \times 0.45 + 0.93) = 351.8 \text{ T}$$

Tổng tải trọng tác dụng lên đáy đài

Vậy :

$$P_{\text{Đáy đài}} = 905.25 + 972 + 262.48 + 351.8 = 2491.53 \text{ T}$$

• **Xác định số lượng cọc khoan nhồi cho móng trụ T1**

+Theo vật liệu làm cọc:

- Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đường kính $D = 1.0\text{m}$, khoan xuyên qua các lớp đất dính có góc ma sát $(\varphi_f)_i$ và lớp Sét pha có góc ma sát $\varphi_f = 30^\circ$.
- + Bê tông mác 300 có $R_n = 130 \text{ kg/cm}^2$
- + Cốt chịu lực $18 \varnothing 25 \text{ AII}$ có $F = 88,36 \text{ cm}^2$, $R_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$

❖ **Xác định sức chịu tải của cọc**

➤ Sức chịu tải của cọc theo vật liệu :

$$\Rightarrow P_{VL}^c = \varphi \cdot (m_1 \cdot m_2 \cdot R_b \cdot F_b + R_a \cdot F_a)$$

Trong đó :

- φ : hệ số uốn dọc $\varphi = 1$
- m_1 : hệ số điều kiện làm việc, do cọc đ-ợc nhồi bê tông theo ph-ơng đứng nên $m_1 = 0,85$
- m_2 : hệ số điều kiện làm việc kể đến biện pháp thi công $m_2 = 0,7$
- F_b : Diện tích tiết diện cọc $F_{bt} = 0,7850 \text{ m}^2$
- R_n : C-ờng độ chịu nén của bê tông cọc
- R_a : C-ờng độ của thép chịu lực
- F_a : Diện tích cốt thép chịu lực

$$\Rightarrow P_{VL}^c = 0,85 \times 0,7 \times \left[0,130 \times \left(\frac{\pi \cdot 100^2}{4} \right) + 2,4 \times 88,36 \right] = 733.37 \text{ (T)}$$

➤ Theo đất nền

Sức chịu tải của cọc khoan nhồi tính theo công thức:

$$P = k \cdot m (\alpha_1 R_i F_b + U \sum \alpha_2 T_i L_i)$$

Trong đó: m - hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất $m = 1$

k - Hệ số đồng nhất của đất $k = 0,7$

U – Chu vi tiết diện ngang cọc $U = 3,14 \text{ m}$

T_i - C-ờng độ tính toán của lớp đất thứ i theo mặt xung quanh cọc

L_i – Chiều dày của lớp đất thứ i tiếp xúc với cọc (m)

α_1 - hệ số điều kiện làm việc của đất d-ới mũi cọc $\alpha_1 = 1$

R_i - C-ờng độ chịu tải của đất d-ới mũi cọc (dự kiến cọc dài 25m nên độ sâu chân cọc là 30 m) đất d-ới chân cọc là sét dẻo cứng $B = 0,4$

$$\Rightarrow R_i = 340 \text{ T/m}^2$$

α_2 - Hệ số điều kiện làm việc của đất ở mặt bên cọc phụ thuộc vào ph-ơng pháp tạo lỗ $\alpha_2 = 0,7$ (tra bảng)

$$\Rightarrow P_{dn}^c = 0,7 \cdot [1.340 \cdot 0,785 + 3,14 \cdot 0,7(8 \cdot 3,8 + 6 \cdot 6,6 + 22 \cdot 4,4)] = 443,47 \text{ T}$$

$$\text{Vậy } P = \min(P_d, P_{vl}) = 443,47 \text{ (T)}$$

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

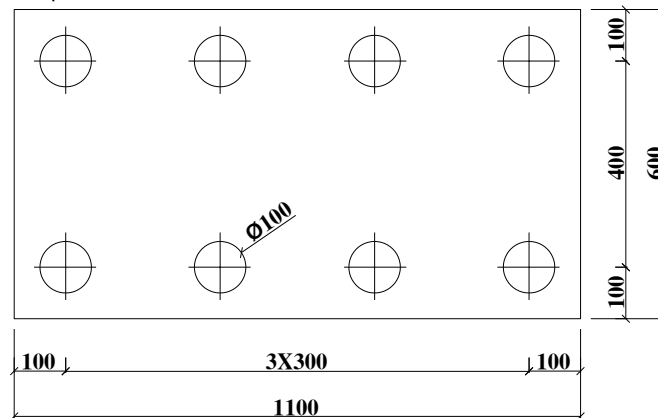
Các cọc đ- ợc bố trí trong mặt phẳng sao cho khoảng cách giữa tim các cọc $a \geq 3d$ (d : Đ- ờng kính cọc khoan nhồi).

Vậy số l- ợng cọc sơ bộ là :

$$n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 1,5 \times \frac{2491,53}{443,47} = 7,2 \text{ (cọc)}.$$

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 4.10. Mặt bằng móng trụ T1

❖ Xác định số cọc tại trụ T2

- Số cọc của trụ T2:

-Xác định tải trọng tác dụng lên trụ T2:

➤ Do tĩnh tải

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

$$g_1 = 1,25 \cdot \frac{1061,15 + 1569,55}{52 + 74} = 26,09 \text{ T/m}$$

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

$$g_2 = 1,5 \times 2,835 + 1,25 \times (2 \times 0,1688 + 2 \times 0,6006) = 6,176 \text{ T/m}$$

Tổng tĩnh tải phân bố đều là:

$$g = g_1 + g_2 = 26,09 + 6,176 = 32,266 \text{ T/m}$$

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



Đ- ờng ảnh h- ỡng áp lực lên trụ T2

- Diện tích đ- ờng ảnh h- ỡng áp lực gối : $\omega = 63 \text{ m}^2$

+ Phản lực do tĩnh tải nhịp

$$DC_{nhịp} = 63 \times 26.09 = 1643.67 \text{ T}$$

+ Phản lực do tĩnh tải bản thân trụ

$$DC_{trụ} = 281.12 \times 2.5 \times 1.25 = 878.5 \text{ T}$$

+ Phản lực do tĩnh tải lớp phủ và lan can

$$DW = 63 \times 6.176 = 389.1 \text{ T}$$

➤ Do hoạt tải

- Do tải trọng HL93 + ng-ời (LL + PL)

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

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, $\gamma = 1.75$

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

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

ω : Diện tích đ-ờng ảnh h-ởng.

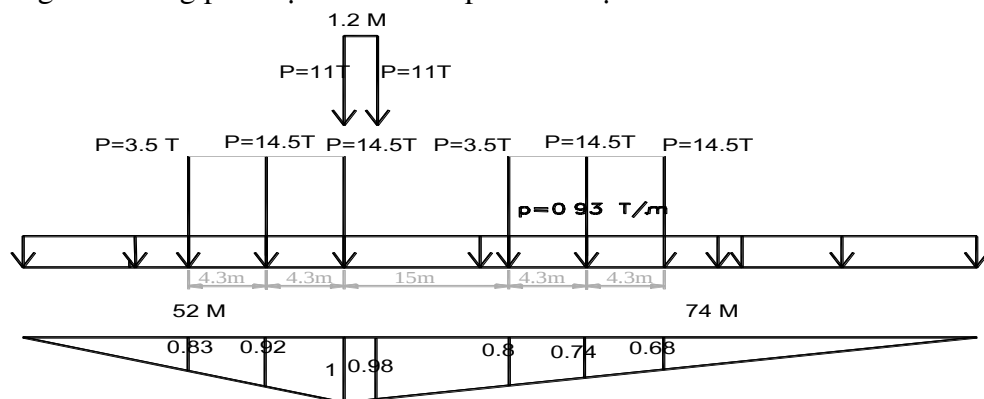
+ Tải trọng làn (LL): Tải trọng làn thiết kế gồm tải trọng 9,3KN/m phân bố đều theo chiều dọc.

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

- Tính phản lực lên mô do hoạt tải

+ Chiều dài tính toán của nhịp L = 126 m

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



Sơ đồ xếp tải lên đ-ờng ảnh h-ởng 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 ng-ời)

$$LL_{HL-93K} = 14.5 \times (1+0.92+0.74+0.68) + 3.5 \times (0.83+0.8) + 63 \times (2 \times 0.45 + 0.93) = 169.425 \text{ T}$$

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

$$LL_{HL-93M} = 11 \times (1+0.98) + 63 \times 0.93 = 80.37 \text{ T}$$

$$\Rightarrow LL_{\max} = \text{Max}(LL_{HL-93K}; LL_{HL-93M}) = LL_{HL-93K} = 169.425 \text{ T}$$

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

$$LL = 2 \times 1 \times 1.75 \times 1.25 \times [14.5 \times (1+0.92+0.74+0.68) + 3.5 \times (0.83+0.8)] + 1.75 \times 63 \times (2 \times 0.45 + 0.93) = 435.0 \text{ T}$$

Tổng tải trọng tác dụng lên đáy đài

Vậy :

$$P_{\text{Đáy đài}} = 1643.67 + 878.5 + 389.1 + 435.0 = 3346.27 \text{ T}$$

• Xác định số l-ợc cọc khoan nhồi cho móng trụ T2

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

$$P_{\text{Đáy đài}} = 3346.27 \text{ T}$$

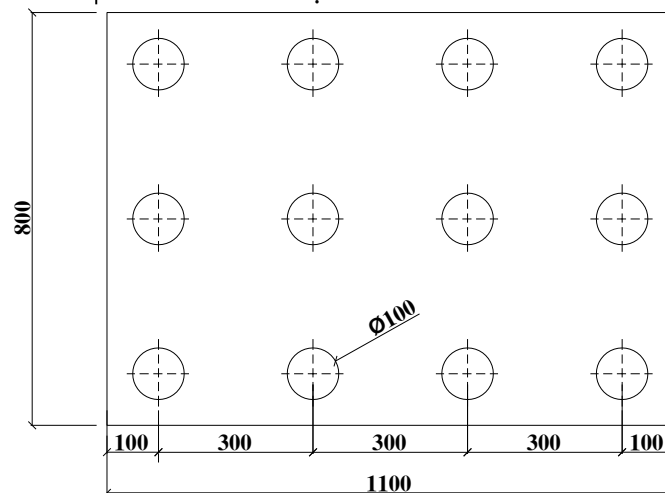
Các cọc đ-ợc bố trí trong mặt phẳng sao cho khoảng cách giữa tim các cọc $a \geq 3d$ (d : Đ-ờng kính cọc khoan nhồi).

Vậy số l-ợc cọc sơ bộ là :

$$n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 1.5 \times \frac{3346.27}{443.47} = 11.3 \text{ (cọc)}.$$

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

Dùng 12 cọc khoan nhồi $\phi 1 \text{ m}$ bố trí thể hiện trên hình vẽ.



Hình 4.11. Mặt bằng móng trụ T2

4. Giá trị dự toán xây lắp ph-ơng án I

Tổng mức đầu t- ph-ơng án I

TT	Hạng mục công trình	Đơn vị	Khối l-ợng	Đơn giá	Thành tiền
				1000 đ	1000 đ
	Tổng mức đầu t- pa I			A+B+C	60,431,978.75
A,	Giá trị dự toán xây lắp			I+II+III	38,789,822.72
I,	Kết cấu phần trên				

1	BTCT Nhịp 33 m.	m ³	312.444	8,000	2,499,552.00
2	BTCT nhịp liên tục	m ³	1476.74	8,000	11,813,920.00
3	Gối dầm liên tục	Cái	8	100,000	800,000.00
4	Gối dầm giản đơn	Cái	20	8,000	160,000.00
5	Khe co giãn	m	48	2,000	96,000.00
6	Lớp phòng n- ốc	m ²	2928	100	292,800.00
7	Bê tông át phan mặt cầu	m ³	307.44	1,300	399,672.00
8	Bê tông lan can, gờ chắn	m ³	150.06	1,000	150,060.00
9	ống thoát n- ốc	Cái	18	150	2,700.00
10	Đèn chiếu sáng	Cột	12	8,500	102,000.00
Tổng I					16,316,704.00
II,	Kết cấu phần d- ới				
1	Bê tông mố	m3	637.42	800	509,936.00
2	Cốt thép mố	T	50.59	8,000	404,720.00
3	Bê tông trụ	m3	1224.32	1,000	1,224,320.00
4	Cốt thép trụ	T	112.5	8,000	900,000.00
5	Cọc khoan nhồi D100	m	1500	8,500	12,750,000.00
6	Công trình phụ trợ	%	20	1+2+3+4+5	3,157,795.20
Tổng II					18,946,771.20
I+II					35,263,475.20
III	Xây lắp khác(%)	%	10%		3,526,347.52
A=I+II+III					38,789,822.72
B,	Chi phí khác(%)		10%	I+II	3,526,347.52
1	Khảo sát thiết kế, QLDA	%			
2	Đền bù , giải phóng mặt bằng	%			
3	Rà phá bom mìn	%			
Tổng B					3,526,347.52
A+B					42,316,170.24
C,	Chi phí dự phòng(%)	%	5	A+B	2,115,808.51
D	Chỉ tiêu toàn bộ 1 m ² cầu				14,251.982

4.2. Ph- ơng án 2: Cầu dầm đơn giản

- Khổ cầu: Cầu đ- ợc thiết kế cho 2 làn xe và 2 làn ng- ời đi

$$K = 9 + 2 \times 1 = 11 \text{ (m)}$$

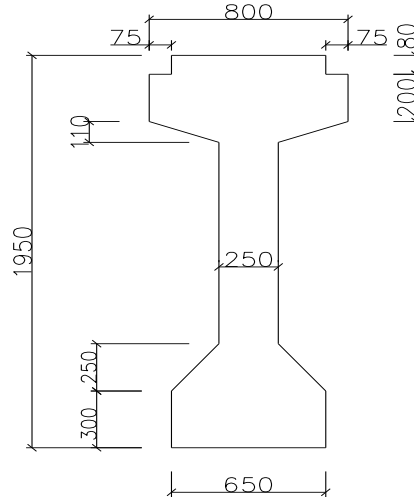
- Tổng bề rộng cầu kể cả lan can và giải phân cách:

$$B = 9 + 2 \times 1 + 2 \times 0,5 + 2 \times 0,25 = 12,5 \text{ (m)}$$

- Sơ đồ nhịp: $36+4 \times 42+36=240$ (m)

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

- Cầu được xây dựng với bốn nhịp 42(m) ở giữa cầu và hai nhịp biên 31(m) với 6 dầm I thi công theo phương pháp bán lắp ghép.



1. Tính tải trọng tác dụng:

a) Tính tải giai đoạn 1(DC):

*Ta có diện tích tiết diện dầm chủ được xác định như sau (nhịp 42m):

$$F_{V2} = 0.65 \times 0.075 + 0.2 \times 0.8 + 2 \times 0.11 \times 0.275 + 0.2 \times 1.12 + 2 \times (0.5 \times 0.2 \times 0.25 + 0.3 \times 0.2) = 0.8 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$F_{g\text{oi}} = 0.65 \times 1.9 + 2 \times (0.056 \times 0.21 + 0.21 \times 0.25) = 1.364 \text{ (m}^2\text{)}$$

+ Trọng lượng hệ dầm mặt cầu trên 1m dài:

$$g_{\text{dầm}} = n \cdot F \cdot \gamma = 6 \times 0.8 \times 24 = \mathbf{109.25 \text{ KN/m}}$$

Trong đó: n: số dầm

F: diện tích mặt cắt ngang dầm

*Ta có diện tích tiết diện dầm chủ được xác định như sau (nhịp 31m): $h=170$

$$F_{V2} = 0.65 \times 0.075 + 0.2 \times 0.8 + 2 \times 0.11 \times 0.275 + 0.2 \times 0.87 + 2 \times (0.5 \times 0.2 \times 0.25 + 0.3 \times 0.2) = 0.6 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$F_{g\text{oi}} = 0.65 \times 1.7 + 2 \times (0.056 \times 0.21 + 0.21 \times 0.25) = 0.832 \text{ (m}^2\text{)}$$

+ Trọng lượng hệ dầm mặt cầu trên 1m dài:

$$g_{\text{dầm}} = n \cdot F \cdot \gamma = 6 \times 0.6 \times 24 = \mathbf{86.4 \text{ KN/m}}$$

Trong đó: n: số dầm

F: diện tích mặt cắt ngang dầm

b) Tính tải giai đoạn 2(DW):

+ Ta có diện tích tiết diện dầm ngang :

$$F_{\text{dn}} = 1.9 \times 1.25 + 1.25 \times 1.6 = 4.375 \text{ m}^2$$

$$g_{dn} = 2 \times 1.9 \times 1.25 + 3 \times 1.25 \times 1.6 = 10.75 \text{ KN/m}$$

$$\Rightarrow DC = DC_{dc} + DC_{dn} = 109.25 + 10.75 = \mathbf{116.014 \text{ KN/m}}$$

+ Trọng lượng kết cấu bản mặt cầu trên 1m dài:

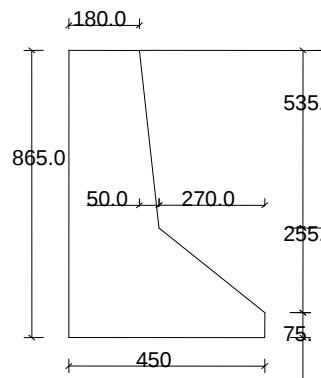
$$g_{bản} = h.b.\gamma = 0.2 \times 11.4 \times 24 = \mathbf{54.72 \text{ KN/m}}$$

+ trọng lượng tấm đan :

$$g_d = 0.5 \times 1.25 = \mathbf{0.625 \text{ KN/m}}$$

c) *Tính tải giai đoạn 3(DW):*

+ Trọng lượng lan can:



$$g_{lc} = 2 \times [(0.865 \times 0.180) + (0.45 - 0.18) \times 0.075 + 0.050 \times 0.255 + 0.535 \times 0.050 / 2 + (0.45 - 0.230) \times 0.255 / 2] \times 2.5 = 0.575 \text{ T/m} = \mathbf{11.5 \text{ KN/m}}$$

+ Trọng lượng lớp phủ trên 1m dài:

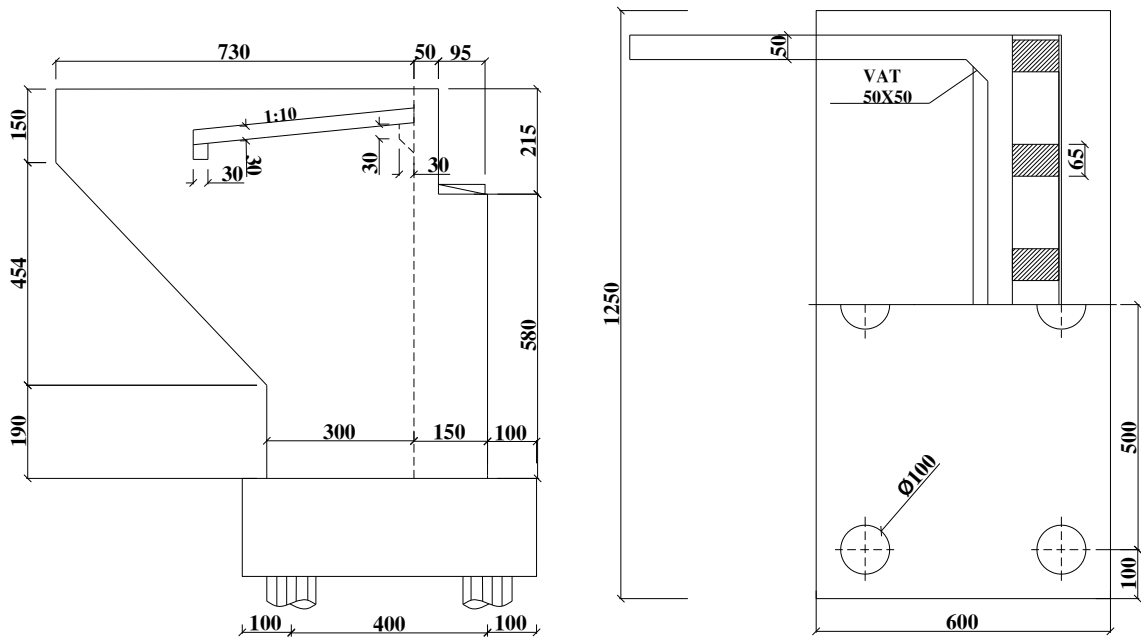
$$g_{lớp phủ} = h_{tb} \cdot \gamma \cdot b_b = 0.18 \times 24 \times 10.4 = \mathbf{44.928 \text{ KN/m}}$$

2..Chọn các kích thước sơ bộ kết cấu phần dầm:

Kích thước sơ bộ của mố cầu:

*Mố cầu được thiết kế sơ bộ là mố chữ U, được đặt trên hệ cọc đóng. Mố chữ U có nhiều ưu điểm như nói chung tốn vật liệu nhất là khi có chiều cao lớn, mố này có thể dùng cho nhịp có chiều dài bất kỳ.

Cấu tạo của mố như hình vẽ



-Kích thước trụ cầu:

Trụ cầu gồm có 5 trụ với 3 trụ chính được thiết kế sơ bộ có chiều cao 13.33m, hai trụ còn lại giảm dần chiều cao từ 10m – 6m.

Kích thước sơ bộ của trụ cầu như hình vẽ :

2.1. Khối lượng bê tông cốt thép kết cấu phần dầm:

2.1.1. Thể tích và khối lượng:

a. Thể tích và khối lượng:

-Thể tích bệ móng một mố

$$V_{bm} = 2 \times 6 \times 12.5 = 150 (m^3)$$

-Thể tích tầng cánh

$$V_{tc} = 2 \times (3 \times 6.4 + 1/2 \times 3.3 \times 3.3 + 1.5 \times 3.3) \times 0.5 = 27.03 (m^3)$$

-Thể tích thân mố

$$V_{tm} = (0.4 \times 1.9 + 4.5 \times 1.4) \times 11.1 = 78.36 (m^3)$$

-Tổng thể tích một mố

$$V_{1mố} = V_{bm} + V_{tc} + V_{tm} = 150 + 27.03 + 78.36 = 255.39 (m^3)$$

-Thể tích hai mố

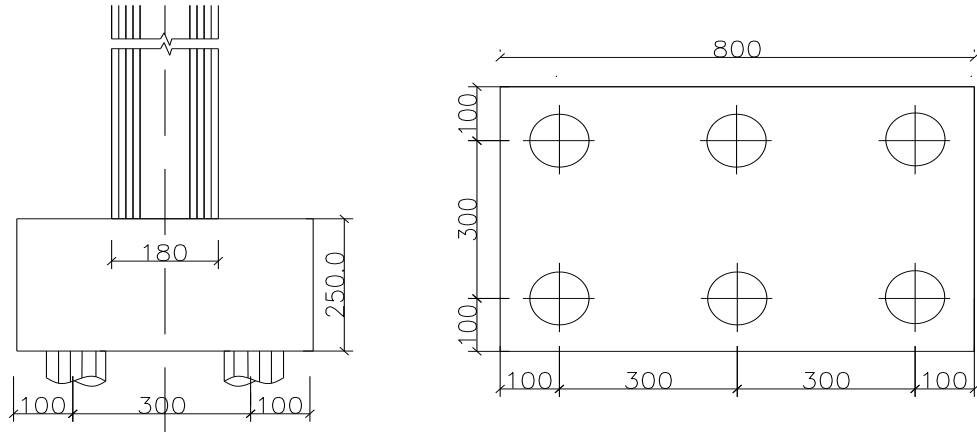
$$V_{2mố} = 2 \times 255.39 = 510.78 (m^3)$$

-Hàm lượng cốt thép mố lấy 80 (kg/m³)

$$80 \times 510.78 = 40862.4 (kg) = 40.86 (T)$$

b. Móng trụ cầu:

Khối lượng trụ cầu:



❖ Khối lượng trụ chính :

Năm trụ có MCN giống nhau nên ta tính gộp cả năm trụ :

- Khối lượng thân trụ : $V_{tt} = (4.4 \times 1.8 + 3.14/4 \times 1.8^2) \times 10.5 = 110 (m^3)$
- Khối lượng móng trụ : $V_{mt} = 5 \times 2.5 \times 8 = 100 (m^3)$
- Khối lượng mũ trụ : $V_{xm} = 11.6 \times 1.5 \times 2.5 - 2(2.8 \times 0.75 \times 0.75 \times 2.5) = 35.625 m^3$
- Khối lượng 1 trụ là : $V_{1tr\grave{u}} = 35.625 + 100 + 110 = 245.625 m^3$
- Khối lượng 5 trụ là : $V = 5 \times 245.625 = 1228.125 m^3$

Khối lượng trụ: $G_{tr\grave{u}} = 1.25 \times 245.625 \times 2.5 = 767.58 T$

Thể tích BTCT trong công tác trụ cầu: $V = 767.58 m^3$

Sơ bộ chọn hàm lượng cốt thép thân trụ là $150 kg / m^3$, hàm lượng thép trong móng trụ là $80 kg / m^3$

Nên ta có : khối lượng cốt thép trong 1 trụ là

$$m_{th} = 110 \times 0.15 + 100 \times 0.08 + 19.87 \times 0.1 = 26.487 (T)$$

c. Xác định sức chịu tải của cọc:

+ Theo vật liệu làm cọc:

- Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đường kính $D = 1.0m$, khoan xuyên qua các lớp đất dính có góc ma sát $(\varphi_f)_i$ và lớp Sét pha có góc ma sát $\varphi_f = 30^\circ$.

+ Bê tông mác 300 có $R_n = 130 kg/cm^2$

+ Cốt chịu lực $18 \varnothing 25 AII$ có $F = 88,36 cm^2$, $R_a = 2400 kg/cm^2$

➤ **Sức chịu tải của cọc theo vật liệu :**

$$\Rightarrow P_{VL}^c = \varphi \cdot (m_1 \cdot m_2 \cdot R_b \cdot F_b + R_a \cdot F_a)$$

Trong đó :

- φ : hệ số uốn dọc $\varphi = 1$
- m_1 : hệ số điều kiện làm việc, do cọc được nhồi bê tông theo phương đứng nên $m_1 = 0,85$
- m_2 : hệ số điều kiện làm việc kể đến biện pháp thi công $m_2 = 0,7$
- F_b : Diện tích tiết diện cọc $F_{bt} = 0,7850 m^2$
- R_n : Cường độ chịu nén của bê tông cọc
- R_a : Cường độ của thép chịu lực

- F_a : Diện tích cốt thép chịu lực

$$\Rightarrow P_{VL}^c = 0,85 \times 0,7 \times \left[0,130 \times \left(\frac{\pi \cdot 100^2}{4} \right) + 2,4 \times 88,36 \right] = 733,37 \text{ (T)}$$

➤ **Theo đất nền**

Sức chịu tải của cọc khoan nhồi tính theo công thức:

$$P = k \cdot m (\alpha_1 R_i F_b + U \sum \alpha_2 T_i L_i)$$

Trong đó: m - hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất $m = 1$

k - Hệ số đồng nhất của đất $k = 0,7$

U - Chu vi tiết diện ngang cọc $U = 3,14 \text{ m}$

T_i - Cường độ tính toán của lớp đất thứ i theo mặt xung quanh cọc

L_i - Chiều dày của lớp đất thứ i tiếp xúc với cọc (m)

α_1 - hệ số điều kiện làm việc của đất d-ới mũi cọc $\alpha_1 = 1$

R_i - Cường độ chịu tải của đất d-ới mũi cọc (dự kiến cọc dài 25m nên độ sâu chân cọc là 25 m) đất d-ới chân cọc là sét dẻo cứng $B = 0,4$

$$\Rightarrow R_i = 340 \text{ T/m}^2$$

α_2 - Hệ số điều kiện làm việc của đất ở mặt bên cọc phụ thuộc vào phương pháp tạo lỗ $\alpha_2 = 0,7$ (tra bảng)

$$\Rightarrow P_{dn}^c = 0,7 \cdot [1 \cdot 340 \cdot 0,785 + 3,14 \cdot 0,7 (8 \cdot 3,8 + 6 \cdot 6,6 + 22 \cdot 4,4)] = 443,47 \text{ T}$$

$$\text{Vậy } P = \min (P_d, P_{vl}) = 443,47 \text{ (T)}$$

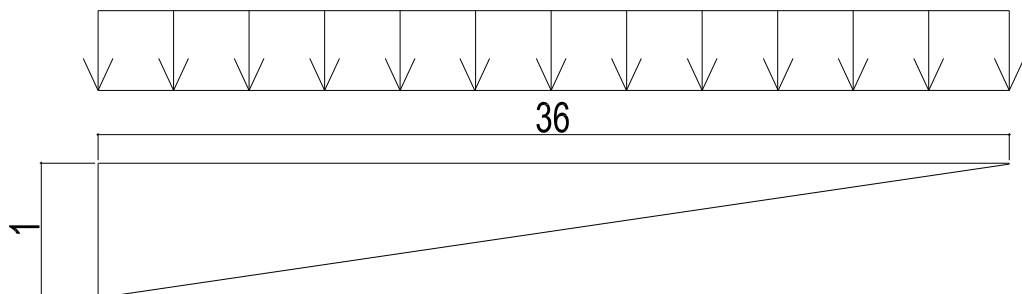
3. Tính toán số lượng cọc móng mố và trụ cầu:

Tính tải

*Gồm trọng lượng bản thân mố và trọng lượng kết cấu nhịp

A. Xác định tải trọng tác dụng lên mố:

- Cường độ ảnh hưởng tải trọng tác dụng lên mố :



Hình 2-1 Cường độ ảnh hưởng áp lực lên mố

$$DC = P_{mố} + (g_{dầm} + g_{bmc} + g_{lan\ can} + g_{tấm\ đan}) \times \omega$$

$$= (255,39 \times 24) + ((86,4 + 54,72 + 11,5 + 0,625) \times 0,5 \times 36) = 8798,895 \text{ KN} = 879,9 \text{ T}$$

$$DW = g_{lốp\ phũ} \times \omega = 44,928 \times 0,5 \times 36 = 808,704 \text{ KN} = 80,8 \text{ T}$$

-Hoạt tải:

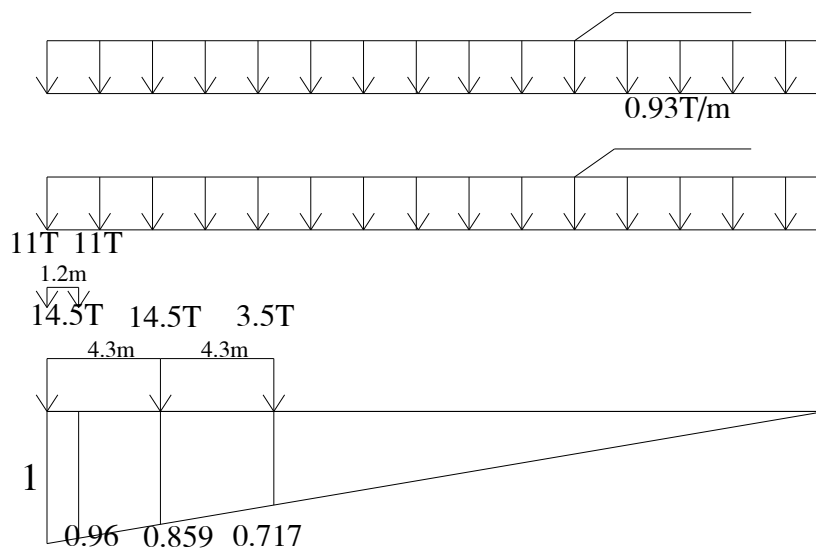
Theo quy định của tiêu chuẩn 22tcvn272-05 thì tải trọng dùng thiết kế là giá trị bất lợi nhất của tổ hợp:

- +Xe tải thiết kế và tải trọng làn thiết kế
- +Xe tải 2 trục thiết kế và tải trọng làn thiết kế
- +(2 xe tải 3 trục+tải trọng làn+ tải trọng ng- ời)x0.9

Tính phản lực lên mố do hoạt tải:

- +Chiều dài nhịp tính toán: 35.4

Đ- ờng ảnh h- ưởng phản lực và sơ đồ xếp tải thể hiện nh- sau:



Hình 2-2 Sơ đồ xếp tải lên đ- ờng ảnh h- ưởng áp lực mố

Từ sơ đồ xếp tải ta có phản lực gối do hoạt tải tác dụng nh- sau

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

$$LL=n.m.(1+IM/100)(P_i y_i)+n.m.W_{làn}\omega$$

$$PL = 2.p_{ng\ddot{u}o\ddot{i}}.B_{ng}\omega$$

Trong đú:

- + n : Số làn xe , n = 2
- + m : Hệ số làn xe, m = 1
- + IM : Lực xung kích của xe, $(1 + \frac{IM}{100}) = 1.25$
- + P_i, y_i : Tải trọng trục xe và tung độ đường ảnh hưởng
- + ω : Diện tích đường ảnh hưởng
- + $W_{làn}, p_{ng\ddot{u}o\ddot{i}}$: Tải trọng làn và tải trọng người.

$$W_{làn} = 9.3KN/m.$$

$$p_{ng\ddot{u}o\ddot{i}} = 3KN/m^2$$

- + Do xe 3 trục thiết kế và tải trọng làn thiết kế :

$$LL_{(Xe \text{ tải})} = 2 \times 1 \times 1.25 \times [(1+0.859) \times 145 + 0.717 \times 35] + 2 \times 1 \times 9.3 \times 0.5 \times 35.4 = 1395.065 \text{KN} = 139.5 \text{T}$$

$$PL = (2 \times 3.0 \times 17.2) \times 2 = 206.4 \text{KN}$$

+ Do xe 2 trục thiết kế và tải trọng làn thiết kế :

$$LL_{(Xe \text{ 2 trục})} = 2 \times 1 \times 1.25 \times (1+0.96) \times 110 + 2 \times 1 \times 9.3 \times 17.2 = 858.92 \text{KN} = 85.9 \text{T}$$

$$\Rightarrow \text{Vậy: } LL = \max(LL_{(Xe \text{ tải})}, LL_{(Xe \text{ 2 trục})}) = 139.5 \text{T}$$

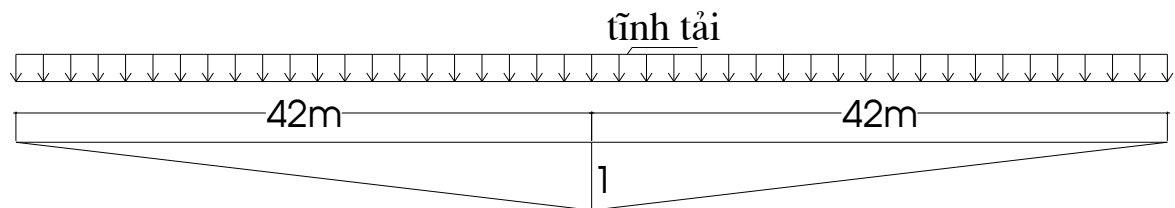
Vậy tổ hợp HL đ- ợc chọn làm thiết kế

Vậy toàn bộ hoạt tải và tĩnh tải tính toán tác dụng lên bộ mố là:

Nội lực	Nguyên nhân				Trạng thái giới hạn C- ờng độ I
	DC ($\gamma_D=1.25$)	DW ($\gamma_W=1.5$)	LL ($\gamma_{LL}=1.75$)	PL ($\gamma_{PL}=1.75$)	
P(T)	879.9x1.25	80.8 x1.5	139.5T x1.75	206.4x1.75	1826.4

B.Xác định tải trọng tác dụng trụ:

- Đ- ờng ảnh h- ớng tải trọng tác dụng lên móng:



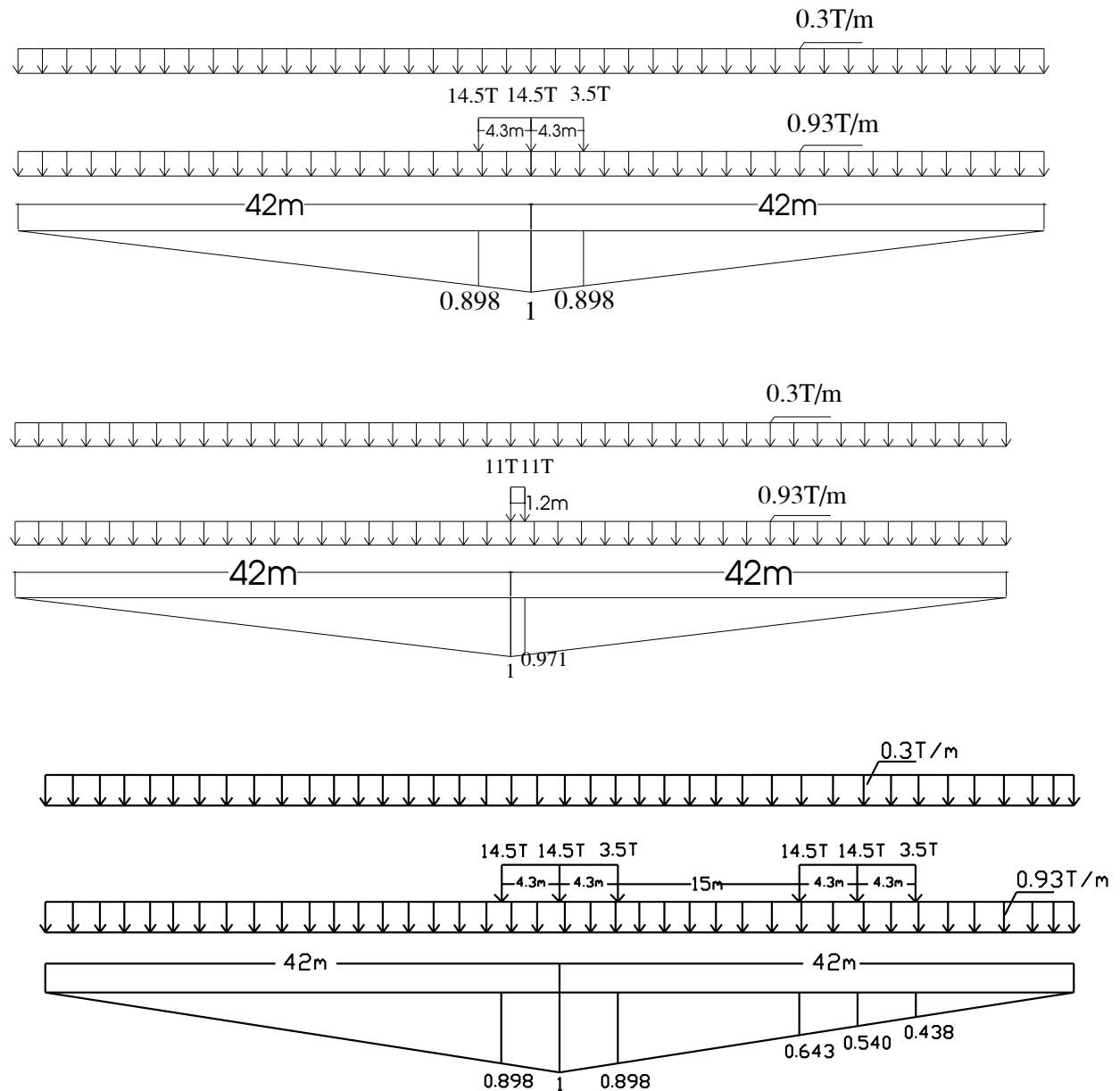
Hình 2-3 Đ- ờng ảnh h- ớng áp lực lên móng

$$\begin{aligned} DC &= P_{\text{trụ}} + (g_{\text{dầm 1}} + g_{\text{lan can}} + g_{\text{tấm dầm}}) \times \omega \\ &= (245.625 \times 2.5) + (1.75 \times 6 + 0.6 + 0.65) \times 42 \\ &= 1073.9 \text{T} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} DW &= g_{\text{lốp phủ}} \times \omega = 3.85 \times 42 \\ &= 161.7 \text{T} \end{aligned}$$

-Hoạt tải:

Đ- ờng ảnh h- ớng tải trọng tác dụng lên trụ:



Hình 2-4 Đường ảnh hưởng áp lực lên móng

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

$$LL = n.m.(1 + IM/100)(P_i y_i) + n.m.W_{làn} \omega$$

$$PL = 2.p_{người} \cdot B_{ng} \cdot \omega$$

Trong đó:

+ n : Số làn xe , $n = 2$

+ m : Hệ số làn xe, $m = 1$

+ IM : Lực xung kích của xe, $(1 + \frac{IM}{100}) = 1.25$

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

+ ω : Diện tích đường ảnh hưởng

+ $W_{làn}, p_{người}$: Tải trọng làn và tải trọng người.

$$W_{\text{làn}} = 9.3 \text{ KN/m.}$$

$$p_{\text{người}} = 3 \text{ KN/m}^2$$

+Tổ hợp 1: 1 xe tải 3 trục+ tt làn+tt ng- òi:

$$LL_{\text{xtải}} = 2 \times 1 \times 1.25 \times (14.5 + 14.5 \times 0.898 + 3.5 \times 0.898) + 2 \times 1 \times 0.93 \times 42 = \mathbf{154.78}$$

$$PL = 2 \times 0.45 \times 42 = 37.8 \text{ T}$$

+Tổ hợp 2: 1 xe tải 2 trục+ tt làn+tt ng- òi:

$$LL_{\text{xe tải 2 trục}} = 2 \times 1 \times 1.25 \times (11 + 11 \times 0.971) + 2 \times 1 \times 0.93 \times 42 = \mathbf{132.323 \text{ T}}$$

$$PL = 2 \times 0.3 \times 42 = 25.2 \text{ T}$$

+Tổ hợp 3: 2 xe tải 3 trục+ tt làn+tt ng- òi:

$$LL_{\text{xtải}} = (2 \times 1 \times 1.25 \times (14.5 + 14.5 \times 0.898 + 3.5 \times 0.795 + 14.5 \times 0.438 + 14.5 \times 0.540 + 3.5 \times 0.643) + 2 \times 1 \times 0.93 \times 42) \times 0.9 = 187.15 \text{ T}$$

$$PL = 2 \times 0.3 \times 42 = 25.2 \text{ T}$$

Vậy tổ hợp HL đ- ợc chọn làm thiết kế

Tổng tải trọng tính đ- ới đáy đài là

Nội lực	Tính tải x hệ số				Trạng thái giới hạn C- òng độ I
	DC ($\gamma_D=1.25$)	DW ($\gamma_W=1.5$)	LL ($\gamma_{LL}=1.75$)	PL ($\gamma_{PL}=1.75$)	
P(T)	1073.9×1.25	161.7×1.5	187.15×1.75	25.2×1.75	1955.7

Tính số cọc cho móng trụ, mố:

$$n = \beta \times P / P_{\text{cọc}}$$

Trong đó:

β : hệ số kể đến tải trọng ngang;

$\beta=1.5$ cho trụ, $\beta= 2.0$ cho mố (mố chịu tải trọng ngang lớn do áp lực ngang của đất và tác dụng của hoạt tải truyền qua đất trong phạm vi lăng thể tr- ợt của đất đắp trên mố).

P(T) : Tải trọng thẳng đứng tác dụng lên móng mố, trụ đã tính ở trên.

$$P_{\text{cọc}} = \min (P_{\text{vl}}, P_{\text{nd}})$$

Hạng mục	Tên	P _{vl}	P _{nd}	P _{cọc}	Tải trọng	Hệ số	số cọc	Chọn
Trụ giữa	T2	733.37	443.47	443.47	1955.7	1.5	3.6	6
Mố	M1	733.37	443.47	443.47	1826.4	2	3.4	6

Lập tổng mức đầu t-

Bảng thông kê vật liệu ph- ơng án cầu dầm giản đơn

Hạng mục	Đơn vị	Khối l - ợng	Đơn giá (đ)	Thành tiền (đ)
Tổng mức đầu t□	đ	(A+B+C+D)		64,101,916,810
Giá thành trên 1m2				14,057,438
Giá trị dự toán xây lắp	đ	AI+All		37,216,807,435
Giá trị dự toán xây lắp chính	đ	I+II+III		32,362,441,248
Kết cấu phần trên	đ			30,997,809,600
Dầm BTCT DUỖ giản đơn	m ³	2,589.00	8,000,000	20,712,000,000
Bê tông át phan mặt cầu	m ³	226.80	1,300,000	294,840,000
Bê tông BMC	m ³	793.80	800,000	635,040,000
Lớp phòng n- ớc	m ³	45.36	110,000	4,989,600
Bê tông lan can+gờ chắn	m ³	271.95	800,000	217,560,000
Cốt thép	T	1,110.83	8,000,000	8,886,624,000
Gối cầu	T	4.32	800,000	3,456,000
Khe co giãn nhỏ	md	108.00	2,000,000	216,000,000
Ống thoát n- ớc	ống	80.00	150,000	12,000,000
Đèn chiếu sáng	Cột	18.00	850,000	15,300,000
Kết cấu phần d□ ới				1,256,028,648
Bê tông mố	m ³	304.33	800,000	243,464,800
Bê tông trụ	m ³	391.81	100,000	39,181,000
Cốt thép mố	kg	24.35	800,000	19,477,184
Cốt thép trụ	kg	31.34	800,000	25,075,840
Cọc khoan nhồi D = 1.0m	m	900.00	850,000	765,000,000
Công trình phụ trợ	%	15.00	(1+2+3+4+5)	163,829,824
Đ□ ờng hai đầu cầu				108,603,000
Đắp đất	m ³	1,881.00	22,000	41,382,000
Móng + mặt đ- - ờng	m ²	693.00	97,000	67,221,000
Giá trị xây lắp khác	%	15.00	AI	4,854,366,187
Chi phí khác	%	10.00	A	3,721,680,743
Tr□ ợt giá	%	3.00	A	1,116,504,223
Dự phòng	%	5.00	A+B	2,046,924,409

Ch- ơng V

So sánh và lựa chọn ph- ơng án

5.1. Ph- ơng án cầu liên tục +nhịp dẫn

❖ Ưu điểm

- + Dáng cầu đẹp, phù hợp với cảnh quan kiến trúc thành phố.
- + V- ợt đ- ọc nhịp lớn.
- + Không cần mặt bằng thi công rộng do đúc hẫng tại chỗ
- + 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, đảm bảo giao thông thủy tốt, mặt bằng cầu thông thoáng.
- + 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.
- + 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.
- + 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.
- + Tốn kém và t- ơng đối phức tạp khi chuẩn bị hệ đà giáo đúc đoạn sát trụ

5.2. Ph- ơng án cầu dầm đơn giản

Ưu điểm

- Đạt đ- ọc các chỉ tiêu kinh tế, kỹ thuật, chịu tải trọng trùng phù hợp tốt hơn cầu bê tông th- ờng.
- Dáng đẹp, thanh thoát. Phù hợp với điều kiện, năng lực, thiết bị thi công của n- ớc ta hiện nay. Tận dụng đ- ọc nguồn vật liệu địa ph- ơng

b.Nh- ọc điểm

- Trọng l- ợng bản thân t- ơng đối nặng, nên khi vận chuyển lao lắp cần phải có thiết bị chuyên dụng hiện đại
- Phải nhập ngoại một số thiết bị đặc chủng: Cáp dự ứng lực, leo cáp, thiết bị căng kéo cốt thép. Xe chạy không êm thuận vì phải lắp nhiều khe co giãn

5.3. Lựa chọn ph- ơng án và kiến nghị

Qua so sánh, phân tích - u, nh- ọc điểm, chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật của các ph- ơng án. Xét năng lực, trình độ công nghệ, khả năng vật t- thiết bị của các đơn vị xây lắp trong n- ớc, nhằm nâng cao trình độ, tiếp cận với công nghệ thiết kế và thi công tiên tiến, đáp ứng cả hiện tại và t- ơng lai

phát triển của khu kinh tế. Cảnh quan kiến trúc xung quanh. Nhận thấy phương án 1 là hợp lý. Cầu thi công theo công nghệ đúc hẫng cân bằng là công nghệ khá phổ biến hiện nay. Do đó có thể tận dụng tốt kinh nghiệm của các nhà thầu trong nước.

Kiến nghị: Xây dựng cầu A theo phương án 1

Cầu liên tục 3 nhịp liên tục+nhịp dẫn : 32+52+74+52+33 m có tiết diện với chiều cao thay đổi. Tổng chiều dài toàn cầu là 259.8 m.

Vị trí xây dựng

Lý trình: Km 0+00 đến Km 0+270

Quy mô và tiêu chuẩn

Cầu vĩnh cửu bằng BTCT UST và BTCT thông

Khổ thông thuyền ứng với sông cấp IV là: B = 40m, H = 6m

Khổ cầu: B= 9 + 2x1m

Tải trọng: xe HL93 và người 300 kg/cm²

Tần suất lũ 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 II
Thiết kế kỹ thuật

Giới thiệu chung về ph- ơng án thiết kế

- Sơ đồ kết cấu: 33+52+74+52+33 m. Tổng chiều dài cầu tính đến đuôi 2 mố là 259.8 m
- Chiều cao dầm chính:
 - Tại vị trí đỉnh trụ $H = 4.5$ m
 - Tại vị trí giữa nhịp $h = 2.2$ m
 - Phần đáy dầm có dạng đ- ờng cong parabol: $y = \frac{(H-h)}{L^2} x^2 + h$ với L là chiều dài cánh hằng cong
- * Tiết diện ngang của dầm hộp:
 - Dầm liên tục có mặt cắt ngang là một hộp đơn thành nghiêng so với ph- ơng thẳng đứng một góc 10° , tiết diện dầm thay đổi trên chiều dài nhịp
 - Chiều dày bản mặt cầu ở cuối cánh vút: 25 cm
 - Chiều dày bản mặt cầu ở đầu cánh vút: 50 cm
 - Chiều dày bản mặt cầu tại vị trí giữa nhịp: 25 cm, có đoạn vát về s- ườn 150 cm
- * Phần nhịp dẫn dùng kết cấu nhịp dầm dài 33 m. Mặt cắt ngang gồm có 5 dầm, khoảng cách giữa các dầm là 2,4m, chiều cao dầm 1,65m.
- Cấu tạo mặt cầu:
 - Mặt cầu đ- ợc thiết kế theo đ- ờng cong bán kính 4000m
 - Độ dốc ngang cầu là 2% về hai phía
 - 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
- Cấu tạo trụ:
 - Thân trụ rộng 2-1.6 m theo ph- ơng dọc cầu và 7-7.6 m theo ph- ơng ngang cầu và đ- ợc vuốt tròn theo đ- ờng tròn bán kính $R = 1-0.8$ m.
 - Bệ móng cao 2m, rộng 8.0-6.0 m theo ph- ơng ngang cầu, 11m theo ph- ơng dọc cầu và đặt d- ới lớp đất phủ
 - Dùng cọc khoan nhồi D100cm, mũi cọc đặt vào lớp cát kết, chiều dài cọc là 30 m
- Cấu tạo mố:

- Dạng móng có tường cánh ngang- ọc bê tông cốt thép
- Bệ móng móng dày 2m, rộng 6m, dài 12m đặt d- ới lớp đất phủ
- Dùng cọc khoan nhồi D100cm, mũi cọc đặt vào lớp cát kết, chiều dài cọc là 25 m

Tính chất vật liệu và tải trọng thiết kế

II.1 VẬT LIỆU:

ii.1.1 Bê tông:

Bê tông thường có tỷ trọng $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$

Hệ số giãn nở nhiệt của bê tông tỷ trọng thường $10.8 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

(5.4.2.2)

Hệ số Poisson 0.2 (5.4.2.5)

Mô đun đàn hồi của bê tông tỷ trọng thường lấy nh- sau: $E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$

(5.4.2.4)

Trong đó:

γ_c = tỷ trọng của bê tông (kg/m^3)

f'_c = Cường độ qui định của bê tông (MPa)

Cường độ chịu nén của bê tông đầm dõp, nhịp cầu dõp, qui định ở tuổi 28 ngày là: $f'_c = 50 \text{ Mpa}$

Cường độ chịu nén của bê tông làm trụ cầu dõp, trụ chính, mố bản quá độ, sau 28 ngày: $f'_c = 40 \text{ Mpa}$

Cường độ chịu kéo khi uốn của bê tông tỷ trọng thường $f_r = 0.63 \sqrt{f'_c}$

(5.4.2.6)

Đối với các ứng suất tạm thời tr-ớc mất mát (5.9.4.1)

- Giới hạn ứng suất nén của cầu kiện bê tông căng sau, bao gồm các cầu XD phân đoạn: $0.60 f'_{ci}$
- Giới hạn ứng suất kéo của bê tông : $0.25 \sqrt{f'_{ci}}$

Trong đó:

f'_{ci} = c-ường độ nén qui định của bê tông lúc bắt đầu đặt tải hoặc tạo - st (MPa)

$$f'_{ci} = 0.9 \times f'_c = 0.9 \times 50 = 45 \text{ MPa}$$

Đối với các ứng suất ở trạng thái giới hạn sử dụng sau các mất mát (5.9.4.2)

- Giới hạn ứng suất nén của bê tông ust ở TTGHSD sau mất mát : $0.45 f'_c$ (MPa)
- Giới hạn ứng suất kéo của bê tông : $0.50 \sqrt{f'_c}$ (cầu xây dựng phân đoạn)

Tỷ số giữa chiều cao vùng chịu nén có ứng suất phân bố đều t-ơng đ-ơng đ-ợc giả định ở trạng thái GH c-ường độ trên chiều cao vùng nén thực (5.7.2.2) là:

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7}$$

Độ ẩm trung bình hàng năm: $H = 80\%$

ii.1.2 Thép th-êng (A5.5.3)

Thép sử dụng là cốt thép có gai

Mô đun đàn hồi của thép th-êng: $E_s = 200,000 \text{ Mpa}$

Giới hạn chảy của cốt thép : $f_y = 400 \text{ Mpa}$

ii.1.3 Thép ống suÊt tr-íc

Vật liệu	Mác thép hoặc loại	Đ-ờng kính(mm)	C-ờng độ chịu kéo f_{pu} (MPa)	Giới hạn chảy f_{py} (Mpa)
Tao thép	1860 Mpa (Mác 270)	9.53 đến 15.24	1860	$90\% f_{pu} = 1674 \text{ MPa}$

Mô đun đàn hồi của tao thép $E_p = 197000 \text{ Mpa}$

Giới hạn ứng suất cho bó thép UST ở trạng thái giới hạn sử dụng [A5.9.3-1 AASHTO]

f_{pt} = ứng suất trong thép - st ngay sau khi truyền lực (MPa)

Cáp sử dụng là loại có độ trùng dẫn thấp của hãng VSL – tiêu chuẩn ASTM A416M Grade 270

Loại tao 12.7mm và 15.2mm

Hệ số ma sát của tao thép với ống bọc (ống thép mạ cứng) $\mu = 0.2$ (5.9.5.2.2b-1)

Hệ số ma sát lặc (trên mm của bó thép): $K = 6.6 \times 10^{-7}$

Chiều dài tụt neo, lấy trung bình: $\Delta L = 0.006 \text{ m/neo}$

II.2 HOẠT TẢI THIẾT KẾ(3.6.1.2)

Hoạt tải xe ô tô trên mặt cầu hay kết cấu phụ trợ đ-ợc đặt tên là HL-93 sẽ bao gồm một tổ hợp của:

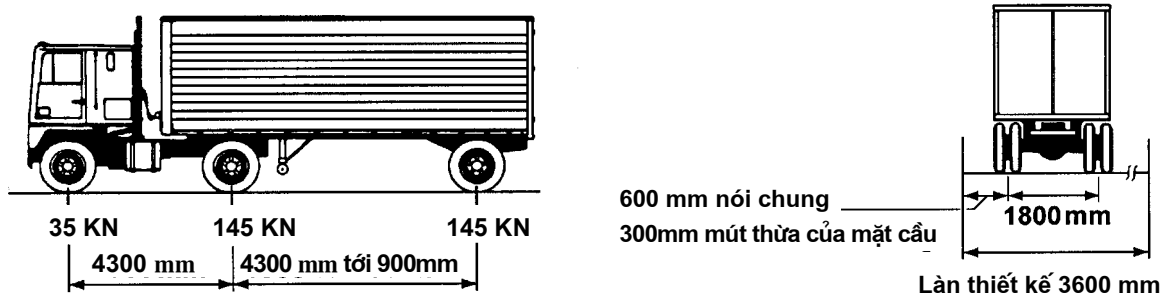
- Xe tải thiết kế hoặc xe hai trục thiết kế
- Tải trọng làn thiết kế

Trừ tr-ờng hợp qui định trong điều (3.6.1.3.1), mỗi làn thiết kế đ-ợc xem xét phải đ-ợc bố trí hoặc xe tải thiết kế hoặc xe hai trục (Tandem) chồng với tải trọng làn khi áp dụng đ-ợc. Tải trọng đ-ợc giả thiết chiếm 3000mm theo chiều ngang một làn thiết kế.

ii.2.1 Xe t¶i thiÕt kÕ

Trọng l-ợng và khoảng cách các trục và bánh xe của tải thiết kế phải lấy theo hình d-ới, lực xung kích lấy theo điều 3.6.2.

Trừ quy định trong điều 3.6.1.3.1 và 3.6.1.4.1 cự ly giữa hai trục 145.000N phải thay đổi giữa 4300 và 9000mm để gây ra hiệu ứng lực lớn nhất.



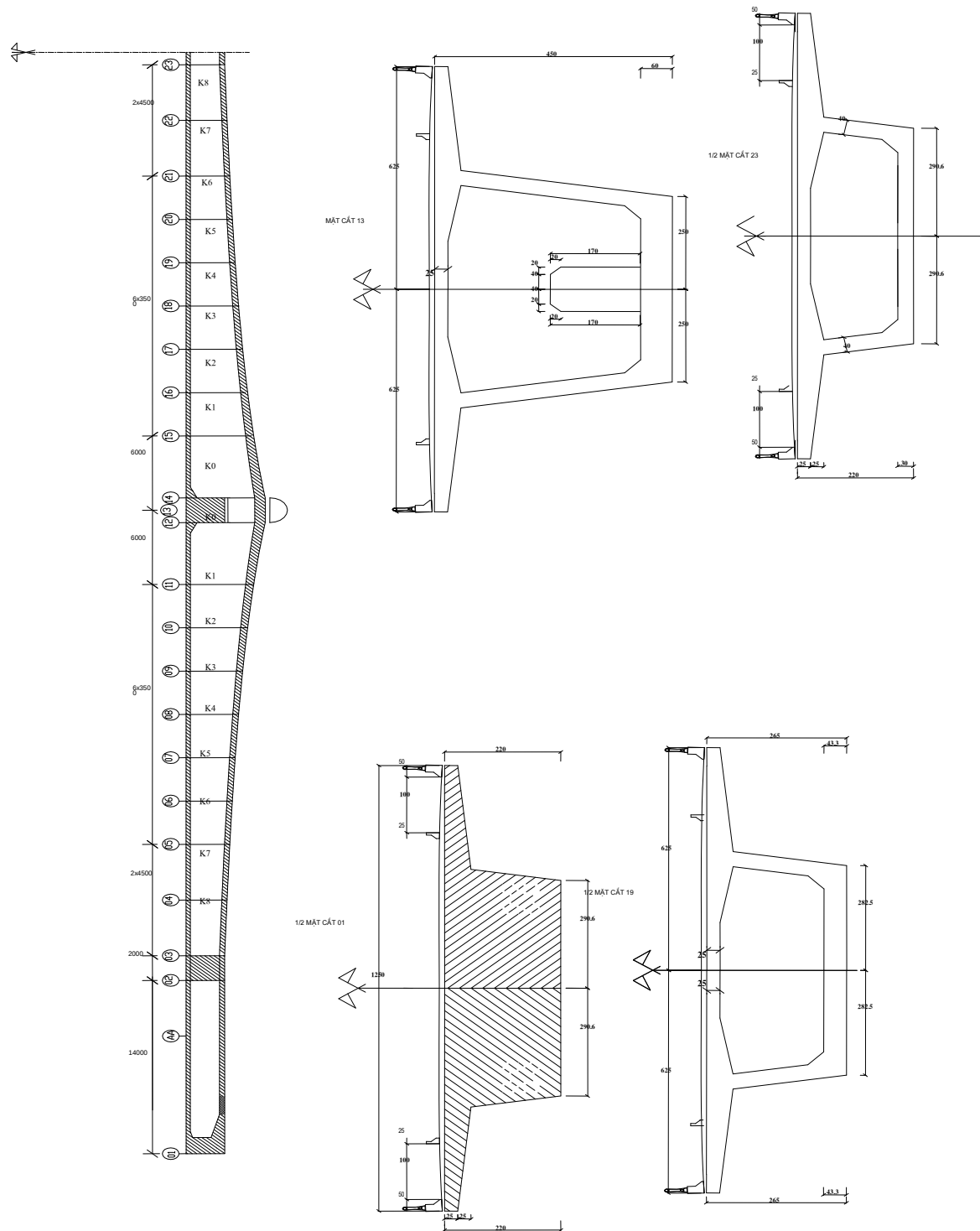
ii.2.2Xe hai trục thiỐt kỐ

Xe hai trục gồm một cặp trục 110 000N cách nhau 1200mm. Cự ly chiều ngang của các bánh xe lấy bằng 1800mm. Tải trọng động cho phép lấy theo điều 3.6.2.

ii.2.3 TỈi trắng lựn thiỐt kỐ

Tải trọng làn thiết kế gồm tải trọng 9,3N/mm phân bố đều theo chiều dọc. Theo chiều ngang cầu đ-ợc giả thiết phân bố đều trên chiều rộng 3000mm. Hiệu ứng lực của tải trọng làn thiết kế không xét lực xung kích.

II.3 KÍCH THỚC KỸ THUẬT LỰA CHỌN THIẾT KẾ.



Tính toán bản mặt cầu

III.1 THIẾT KẾ CẤU TẠO MẶT CẦU

III.1.1 Cấu tạo của bản mặt cầu

Chiều cao mặt cầu bê tông không bao gồm bất kỳ dự phòng nào về mài mòn, xói rãnh và lớp mặt bỏ đi, không được nhỏ hơn 175mm. (9.7.1.1)

Theo bảng A2.5.2.6.3-1 chiều cao tối thiểu thông thường của bản mặt cầu được xác định dựa trên chiều dài nhịp của (L) bản là :

$$h_{\min} = 0.027L = 0.027 \cdot 6500 = 175.5\text{mm}$$

Chọn chiều dày bản phải thỏa mãn các điều kiện sau:

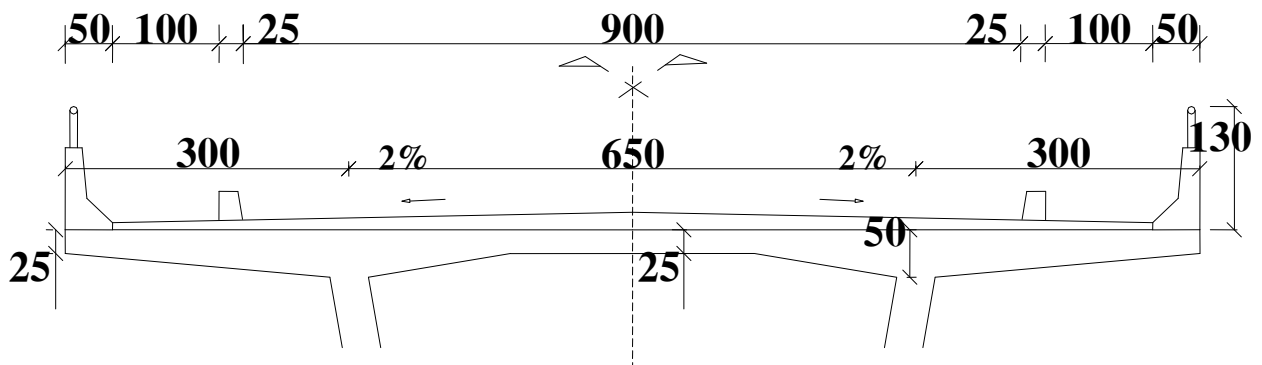
- Độ dày bản phải đủ để coi là bản cánh chịu nén đối với mô men dương chính hoặc bản cánh chịu kéo với mô men âm.
- Độ dày cần thiết được coi là phần bản chịu hoạt tải trực tiếp.
- Độ dày cần thiết để bố trí thép (thép - st căng ngang, dọc và thép thường) (FCC)

Chiều dài nhịp của bản L lấy tại giữa nhịp là lớn nhất nên trong đồ án này thiết kế bản tại giữa nhịp.

Bản mặt cầu được thiết kế với kích thước như sau:

- Chiều dày bản tại giữa nhịp là 250mm
- Chiều dày bản tại vị trí tiếp giáp với sườn dầm là 500mm
- Chiều dày bản tại vị trí mép là 250mm (bố trí neo của cáp căng ngang)

Chi tiết thể hiện như hình vẽ sau (mặt cắt tại giữa nhịp)



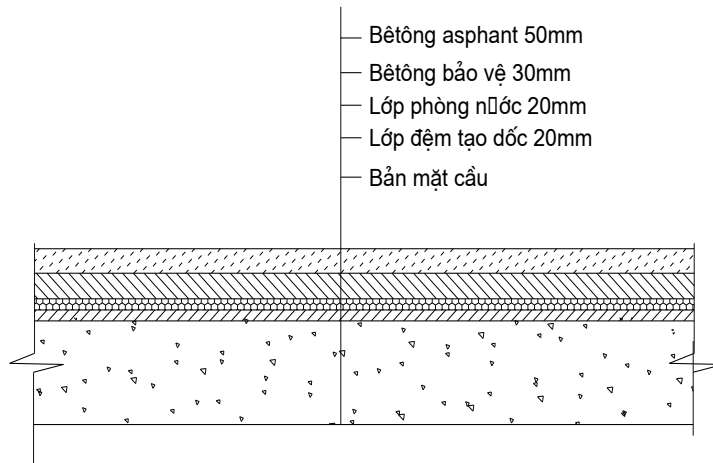
Mặt cắt ngang tính toán bản

Lan can được xây dựng liền với bản mặt cầu ở hai bên có 2 khối bê tông dày 15cm để che chắn các lỗ neo cáp (2 khối này không đưa vào tính toán)

iii.1.2 Cấu tạo lớp mặt cầu

Lớp mặt cầu được thiết kế với cấu tạo cơ bản sau:

- + Bê tông asphat 5 cm
- + Lớp bảo vệ (bê tông l-ới thép) 3 cm
- + Lớp phòng n-ớc 2cm
- +Lớp đệm tạo dốc 2 cm
- +Bản mặt cầu



Cấu tạo chung lớp mặt cầu

III.2 PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN NỘI LỰC.

III.2.1 SƠ ĐỒ TÍNH:

Các dải phải được coi như dầm liên tục hoặc dầm giản đơn, chiều dài nhịp phải được lấy bằng khoảng cách tâm đến tâm giữa các cầu kiện đỡ. Nhằm điều chỉnh xác định hiệu ứng lực trong các dải, các cầu kiện đỡ được coi là cứng vô hạn.

Mặt cắt thiết kế cho các mô men âm và lực cắt có thể được lấy như sau: Cho dầm hộp bê tông và đúc liền khối là ở mặt cầu kiện đỡ. (4.6.2.1.6)

Như vậy ta có thể có sơ đồ tính như sau:

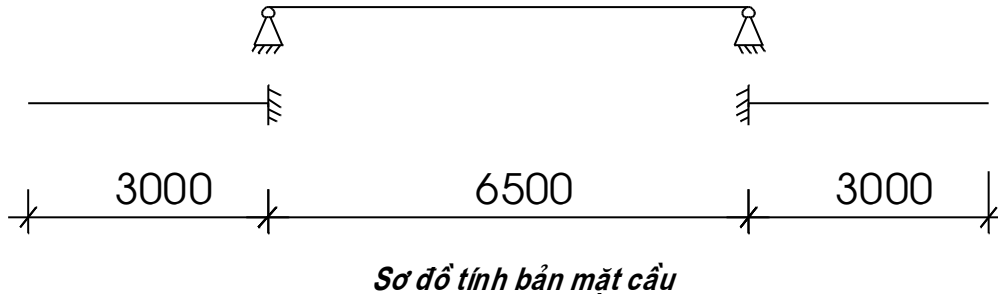
- Khi tính bản mút thừa ta coi nó như một công xôn 1 đầu ngàm, với chiều dài nhịp tính từ mép bản đến tim của cầu kiện đỡ.
- Khi tính bản giữa ta coi nó như một dầm 2 đầu ngàm, nhịp là khoảng cách từ tim đến tim các cầu kiện đỡ. Để đơn giản trong tính toán ta dùng phương pháp gần đúng của cơ học kết cấu như sau:

Quan niệm như một dầm giản đơn, hai đầu khớp, nhịp của bản là khoảng cách từ tim đến tim của cầu kiện đỡ. Sau khi tính được mô men giữa nhịp ta nhân với các hệ số kể đến ngàm sẽ ra được mô men tại ngàm và giữa nhịp đối với dầm hai đầu ngàm.

Hệ số đó lấy nh- sau:

- Đối với mô men giữa nhịp: Khi chiều cao bản / chiều cao dầm ≤ 0.25 thì hệ số là 0.5
- Đối với mô men trên gối hệ số đó là -0.7

Lực cắt xác định nh- dầm giản đơn t-ơng ứng.



III.2.2 TÍNH TOÁN NỘI LỰC

iii.2.2.1 Tính toán bản mặt cầu

Ta tính toán nội lực tại vị trí ngàm, bao gồm các loại tải trọng sau:

- Bản bê tông phần hẫng (DC1)
- Lan can (DC2)
- Lớp mặt cầu (DW)

Để có thể linh hoạt trong việc dùng hệ số tải trọng, mô men uốn sẽ đ-ợc xác định rõ từng phần do: phần hẫng, lan can, lớp mặt cầu, và hoạt tải.

1. Do lan can (Hình 1)

Coi là tải trọng tập trung có trọng l-ợng (đã tính ở phần sơ bộ)

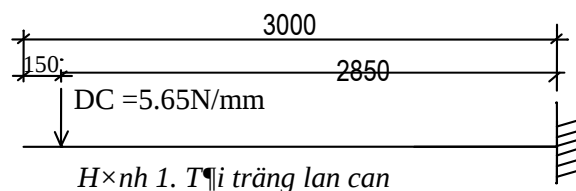
$$DC_2 = [(0.865 \times 0.180) + (0.50 - 0.18) \times 0.075 + 0.050 \times 0.255 + 0.535 \times 0.050 / 2 + (0.50 - 0.230) \times 0.255 / 2] = 0.240 \text{ m}^2$$

$$P_b = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 9.81 \text{ N/kg} \times 0.24 \text{ m}^2 = 5650.56 \text{ N/m} = 5.65 \text{ N/mm}$$

Lan can coi là tải trọng tập trung đặt tại trọng tâm của lan can $P_b = 5.65 \text{ N/mm}$, cách mép ngoài lan can là 150 mm $\rightarrow$ cách mép bản tính toán là 150 mm $\rightarrow$ cách ngàm là $3000 - 150 = 2850 \text{ (mm)}$

$$M_{DC2} = -5.65 \times 2850 = -16102.5 \text{ (Nmm/mm)} = -16.1025 \text{ KNm/m}$$

$$V_{DC2} = -P_b = -5.65 \text{ N/mm} = -5.65 \text{ KN/m}$$



2. Do lớp mặt cầu (Hình 2)

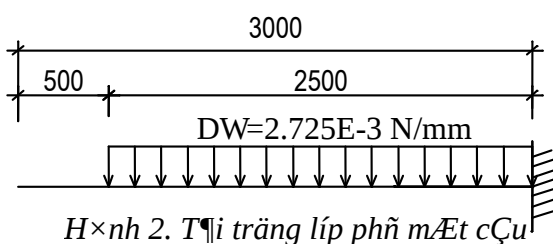
Coi là tải trọng phân bố đều với tỷ trọng bằng tỷ trọng trung bình của các lớp (2250 Kg/m^3)

$$w_{DW} = 2250 \times 9.81 \times 0.12 = 2648.7 \text{ N/m}^2 = 2.6487 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

Lớp mặt cầu là tải trọng phân bố tác dụng lên phần hằng trên chiều dài kể từ mép trong của lan can đến vị trí ngàm $L = 3000 - 500 = 2500 \text{ (mm.)}$

$$M_{DW} = -2.6487 \times 10^{-3} \times 2500^2 / 2 = -8277.19 \text{ (Nmm/mm)} = -8.277 \text{ KNm/m}$$

$$V_{DW} = -2.6487 \times 10^{-3} \times 2500 = -6.622 \text{ (N/mm)} = -6.622 \text{ KN/m}$$



3. Do bản bê tông phần hằng (Hình 3)

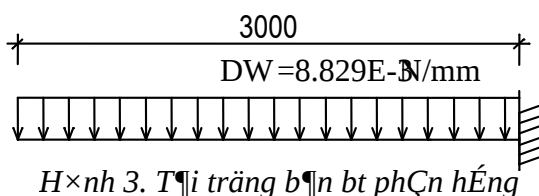
Coi là tải trọng phân bố đều có bề dày trung bình $(250+500)/2 = 375 \text{ (mm)}$

$$DC_1 = 2400 \times 9.81 \times 0.375 = 8829 \text{ N/m}^2 = 8.829 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

Bản bê tông là tải trọng phân bố đều trên toàn bộ phần hằng

$$M_{DC1} = -8.829 \times 10^{-3} \times 3000^2 / 2 = -39730.5 \text{ (Nmm/mm)} = -39.73 \text{ KNm/m}$$

$$V_{DC1} = -8.829 \times 10^{-3} \times 3000 = -26.487 \text{ (N/mm)} = -26.487 \text{ (KN/m)}$$



4. Do hoạt tải xe tác dụng – khi xe tải đi vào phần dành cho người đi (hình 4)

- Thiết kế bản mặt cầu dùng phương pháp dải [A4.6.2.1] và dải là ngang.
 - Khi thiết kế bản mút thừa: tải trọng lực bánh xe cách mép đá vữa hay lan can 300mm
 - Khi thiết kế các bộ phận khác: 600mm tính từ mép làn xe thiết kế. (3.6.1.3.1)
- Bề rộng của dải t-ong đ-ong bên trong (mm) đối với tải trọng bánh xe có thể phân bố theo phương dọc như sau [Bảng A4.6.2.1.3-1]
 - Phần hằng : $1140 + 0.833X = 1140 + 0.833 \times 2200 = 2972.6 \text{ mm}$
 - Mômen d-ong: $660 + 0.55S$ (đối với bản kê 2 cạnh)

$$\Rightarrow 660 + 0.55S = 660 + 0.55 \times 6000 = 3960 \text{ mm}$$

- Mômen âm: $1220 + 0.25S$ (đối với bản kê 2 cạnh)

$$\Rightarrow 1220 + 0.25S = 1220 + 0.25 \times 6000 = 2720 \text{ mm}$$

Trong đó:

+ $X = 2200$ (mm) khoảng cách từ tải trọng đến điểm gối tựa

+ $S = 6000$ (mm) khoảng cách của các cấu kiện đỡ

- Trong thiết kế này, hiệu ứng lực sẽ tính toán bằng cách sử dụng tải trọng bánh xe tập trung.
- Số làn xe thiết kế NL đ-ợc xác định bởi phần nguyên của tỷ số $w/3500$, ở đây w là bề rộng tịnh của lòng đ-ờng giữa hai đá vĩa hoặc hai rào chắn, đơn vị mm. (3.6.1.1.1)

$$N_L = INT\left(\frac{9000}{3500}\right) = 2.5$$

- Hệ số làn xe là 1.2 cho một làn đặt tải, 1.0 cho hai làn đặt tải, 0.85 cho 3 làn đặt tải. (3.6.1.1.2)
- Bề rộng của phần đ-ờng dành cho ng-ời đi bộ là 1000mm, dải phân cách bằng bó vĩa rộng 250mm, tải trọng xe tải tác dụng lên là 600mm

Bề rộng t-ờng đ-ờng của dải ngang là:

$$1140 + 0.833X = 1140 + 0.833 \times 2200 = 2972.6 \text{ mm} \text{ và hệ số làn } m = 1$$

$$M_{Tr}^1 = -1 \times \left(\frac{72.5 \times 10^3}{2972.6} \times 2200 + \frac{72.5 \times 10^3}{2972.6} \times 400 \right) = -63412 \text{ Nmm/mm} = -63.412 \text{ KNm/m}$$

$$V_{Tr}^1 = -1 \times \frac{72.5}{2972.6} = -24.38 \text{ (KN/m)}$$

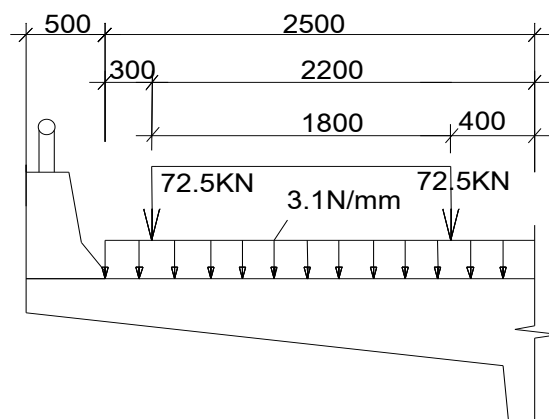
$$M_{Ln} = -1 \times 3.1 \times 10^{-3} \times 2500^2 / 2 = -9688 \text{ (Nmm/mm)} = -9.688 \text{ KNm/m}$$

$$V_{Ln} = -1 \times 3.1 \times 2500 = -7750 \text{ (Nmm/mm)} = -7.750 \text{ (KN/m)}$$

Vậy ta có:

$$M_{LL+IM} = M_{Tr} \left(1 + \frac{IM}{100}\right) + M_{Ln} = -1.25 \times 63.412 - 9.688 = -88.953 \text{ (KNm/m)}$$

$$V_{LL+IM} = V_{Tr} \left(1 + \frac{IM}{100}\right) + V_{Ln} = -1.25 \times 24.38 - 7.750 = -38.225 \text{ (KN/m)}$$



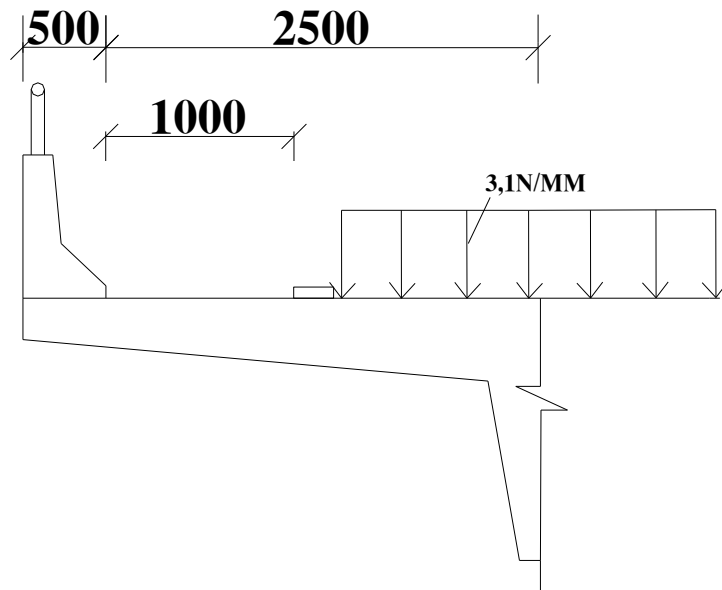
Hình 4: Hoạt tải tác dụng lên phần hằng

5. Do hoạt tải xe tác dụng – khi xe tải không vi phạm phần đường ng-ời đi (hình 5)

Bề rộng của phần đường dành cho ng-ời đi bộ là 1000mm ,đãi phân cách là 250mm nên khi xe tải không vi phạm phần đường dành cho ng-ời đi bộ, phần hẫng chịu tải trọng xe tải tác dụng lên là 1000mm

$$M_{LL} = -1 \times 3.1 \times 10^{-3} \times 750^2 / 2 = -872 \text{ (Nmm/mm)} = -0.872 \text{ KNm/m}$$

$$V_{LL} = -1 \times 3.1 \times 10^{-3} \times 750 = -2.325 \text{ N/mm} = -2.325 \text{ KN/m}$$



Hình 5: Hoạt tải tác dụng lên phần hẫng khi có ng-ời đi bộ

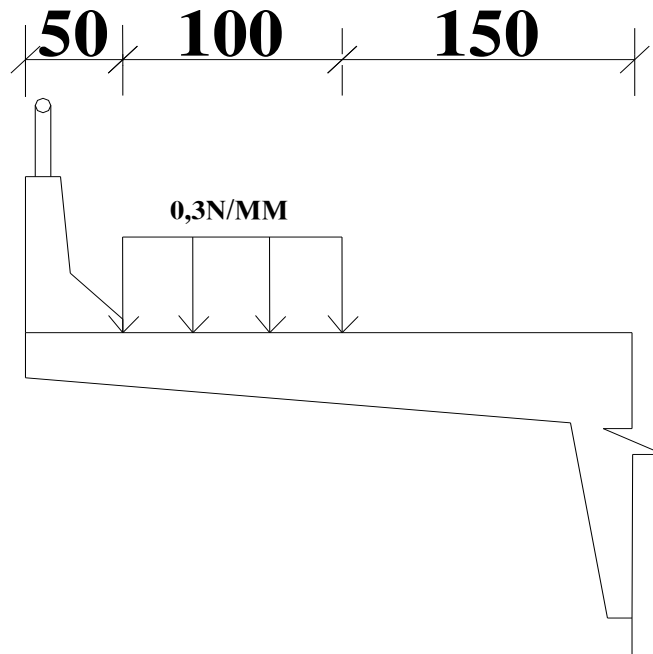
6. Do tải trọng ng-ời đi bộ (hình 6)

Theo điều [A3.6.1.5] Đối với tất cả đường bộ hành rộng hơn 600mm phải lấy tải trọng ng-ời đi bộ bằng $3 \times 10^{-3} \text{ Mpa} = 3 \times 10^{-4} \text{ Kg/mm}^2$ và phải tính đồng thời cùng hoạt tải thiết kế.

$$PL = 3 \times 10^{-4} \text{ Kg/mm}^2 \times 9.81 \text{ N/kg} = 29.43 \times 10^{-4} \text{ N/mm}^2$$

$$M_{PL} = -29.43 \times 10^{-4} \times 1000 \times (1000/2 + 1500) = -7725.37 \text{ Nmm/mm} = -7.725 \text{ KNm/m}$$

$$V_{PL} = -29.43 \times 10^{-4} \times 1000 = -2.943 \text{ N/mm} = -2.943 \text{ KN/m}$$



Hình 6: Hoạt tải người đi bộ

7. Tổ hợp nội lực theo trạng thái giới hạn.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i = \sum \eta_i [\gamma_{P1} DC_i + \gamma_{P2} DW + \gamma_L (LL + IM)] + \gamma_{PL} PL$$

η : Hệ số điều chỉnh tải trọng. Đối với tải trọng sử dụng các giá trị cực đại của hệ số tải trọng η_i hệ số điều chỉnh tải trọng tính theo công thức :

$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0,95$$

η_D : Hệ số xét đến tính dẻo.

Cốt thép dẻo thiết kế đến chảy $\eta_D = 0,95$ A1.3.3

η_I : Hệ số xét đến tầm quan trọng khai thác.

Cầu quan trọng $\eta_I = 1.05$ A1.3.5

Do đó $\eta = 1$ với TTGHCD1

$\eta = 1$ với TTGHSD

Vậy ta có:

TTGHCD1:

$$M_h = \eta \cdot \gamma_{P1} \cdot M_{DC1} + \gamma_{P1} \cdot M_{DC2} + \gamma_{P1} \cdot M_{DC3} + \gamma_{P2} \cdot M_{DW} + \gamma_n \cdot M_{LL+IM} + \gamma_{PL} \cdot M_{PL}$$

$$M_h = 1 \cdot 1,25 \times (39.73 + 16.1025) + 1,5 \times 8.277 + 1,75 \times 88.953 + 1,75 \times 7.725$$

$$M_h = 215.39 (KNm / m)$$

$$V_h = \eta \cdot \gamma_{P1} \cdot V_{DC1} + \gamma_{P1} \cdot V_{DC2} + \gamma_{P2} \cdot V_{DW} + \gamma_n \cdot V_{LL+IM} + \gamma_{PL} \cdot V_{PL}$$

$$V_h = 1 \cdot 1,25 (26.487 + 5.65) + 1,5 \times 6.622 + 1,75 \times 38.225 + 1,75 \times 2.943 = 122.15 (KN/m)$$

TTGHSD:

$$M_h = M_{DC1} + M_{DC2} + M_{DC3} + M_{DW} + M_{LL+IM} + M_{PL}$$

$$M_h = 160.78 (KNm / m); V_h = 79.89 (KN/m)$$

iii.2.2.2 Tính toán hiệu ứng lực cho nhịp giữa nhịp

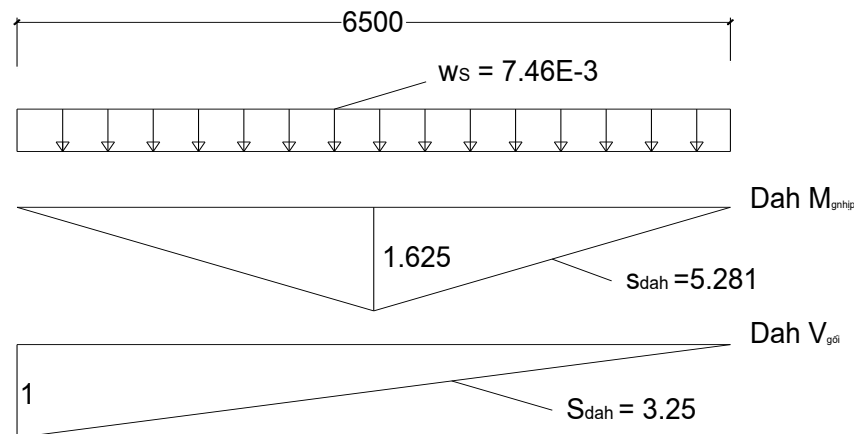
Ta tính mômen tại giữa nhịp và lực cắt tại gối của dầm giản đơn

1. Do tải trọng phân bố của lớp mặt cầu (hình 7)

$$M_{DW} = w_{DW}(\text{Diện tích } DahM_{0.5}) = 2.6487 \times 10^{-3} \times 5.281 \times 10^6 = 13987 \text{ Nmm/m} = 13.987 \text{ KNm/m}$$

$$V_{DW} = w_{DW}(\text{Diện tích } DahV_{\text{gối}}) = 2.6487 \times 10^{-3} \times 3.25 \times 10^3 = 8.606 \text{ KN/m}$$

2. Do tải trọng của bản bê tông (hình 8)



Bản bê tông coi là tải trọng phân bố đều, có bề dày trung bình là:

$$2060000/6500 = 316.923 \text{ mm} \approx 0.315 \text{ m}$$

$$w_s = 2400 \times 9.81 \times 0.315 = 7416.36 \text{ N/m}^2 = 7.46 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

$$+ M_s = w_s(\text{Diện tích } DahM_{0.5}) = 7.46 \times 10^{-3} \times 5.281 \times 10^6 = 39396.26 \text{ Nmm/mm} = 39.396 \text{ KNm/m}$$

$$+ V_s = w_s(\text{Diện tích } DahV_{\text{gối}}) = 7.46 \times 10^{-3} \times 3.25 \times 10^3 = 24.245 \text{ KN/m}$$

c. Do hoạt tải xe (LL)

Bề rộng dải tải ứng với mômen dương: $660 + 0.55S = 660 + 0.55 \times 6500 = 4235 \text{ mm}$

Bề rộng dải tải ứng với mômen âm: $1220 + 0.25S = 1220 + 0.25 \times 6500 = 2845 \text{ mm}$

áp dụng bề rộng dải đối với lực cắt, do qui trình không qui định nên giả thiết là theo mômen. Lực cắt tại gối là vị trí có mômen âm.

- Giá trị của mô men dương ở khu vực giữa nhịp bản:

$$M_{Tr} = \frac{P}{660 + 0.55S} \sum y_i$$

$$M_{Ln} = w_{Ln} \omega_{\text{Đahmômen}}$$

- Giá trị lực cắt tại khu vực gối bản:

$$V_{Tr} = \frac{P}{1220 + 0.25S} \sum y_i$$

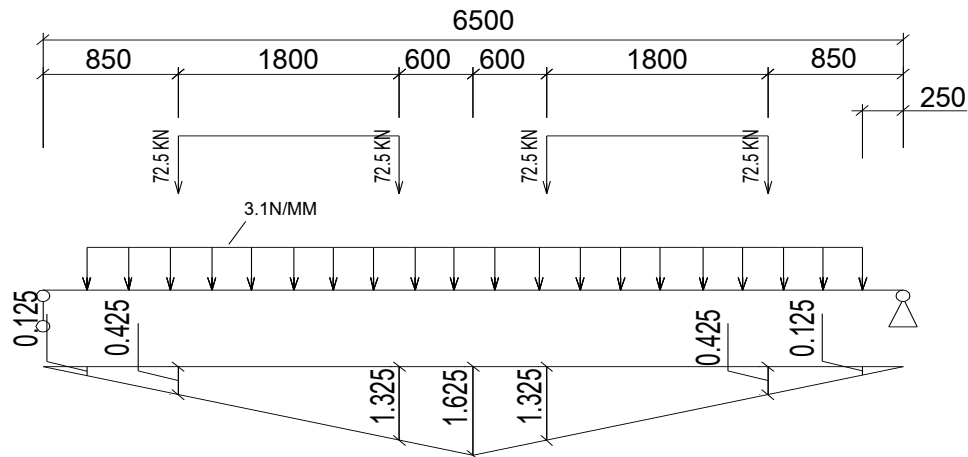
$$V_{Ln} = w_{Ln} \omega_{\text{Đahlựccắt}}$$

Trong đó

- $P = 72.5 \text{ KN}$ (Tải trọng nửa trục bánh xe Truck)

- ❖ **Tính toán Mômen:**

$$\omega_{\text{Dah}} = 5.25$$

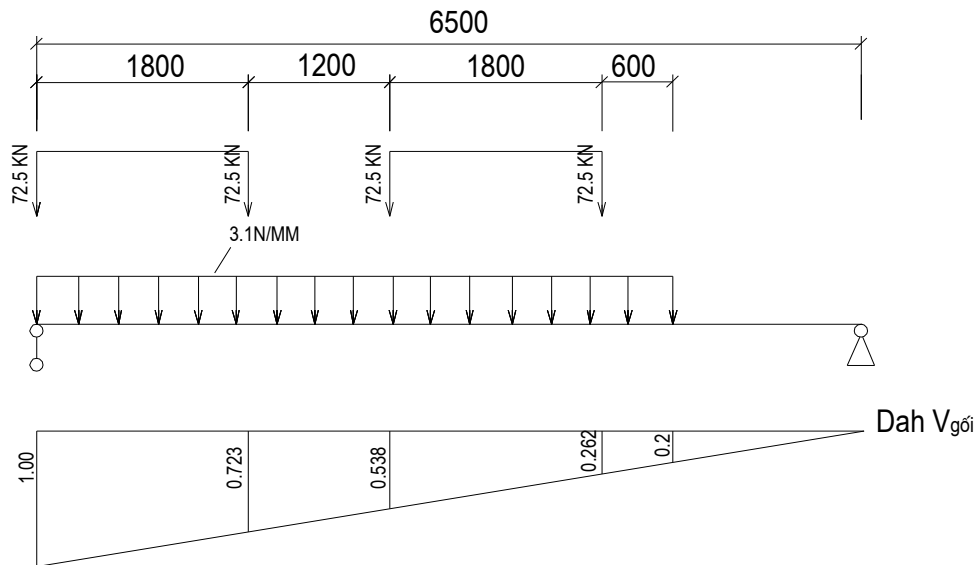

$$M_{Tr} = \frac{P}{660 + 0.55S} \sum y_i = \frac{72.5}{4235 \times 10^{-3}} \times 3.5 = 59.917 \text{ KNm/m (Hệ số làn xe } m=1)$$

$$M_{L_n} = W_{L_n} \omega_{\text{Dahmômen}} = 3.1 \times 5.25 = 16.275 \text{ KN/m}$$

$$M_{LL+IM} = m(1.75 \times M_{Tr} + M_{Ln}) = 1 \times (1.25 \times 59.917 + 16.275) = 91.17 \text{ KNm/m}$$

$$\omega_{\text{Dah}}=3.228$$

Sơ đồ tính toán:



Xếp hoạt tải lên đường ảnh hưởng lực cắt

$$V_{Tr} = \frac{P}{1220 + 0.25S} \sum y_i = \frac{72.5}{2845 \times 10^{-3}} \times 2.523 = 64.294 \text{ (KN/m)}$$

$$V_{Ln} = w_{Ln} \omega_{\text{Đảnh lực cắt}} = 3.1 \times 3.228 = 10.006 \text{ (KN/m)}$$

$$V_{LL+IM} = m(1.75 \times V_{Tr} + V_{Ln}) = 1 \times (1.25 \times 64.294 + 10.006) = 90.37 \text{ (KN/m)}$$

iii.3 Tæ híp nái lúc

1. Bảng kết quả tính nội lực

Bảng tổng hợp nội lực

	M_{DC2} DC2	V_{DC2} DC2	M_{DC1} DC1	V_{DC1} DC1	M_{DW} DW	V_{DW} DW	M_{PL} PL	V_{PL} PL	M_{LL+IM} LL	V_{LL+IM} LL
Phần giữa	-	-	39.396	24.245	13.98	8.606	-	-	91.17	90.37

Đơn vị mômen là (KNm/m), lực cắt là (KN/m)

. Tæ híp nái lúc theo c, c tr¹ng th, i giú h¹n.

Tổng hiệu ứng lực tính toán phải lấy nh- sau [A3.4.1]

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

Trong đó:

- γ_i = Hệ số tải trọng bảng [A3.4.1-1] và [A3.4.1-2]

TTGH	DC	DW	LL
TTGH sử dụng	1	1	1
TTGH c- ờng độ	1.25	1.5	1.75

- Q_i = Tải trọng qui định ở đây.

- η_i = Hệ số điều chỉnh tải trọng

$$\rightarrow \eta_i = \eta_D \eta_R \eta_L$$

ở trạng thái giới hạn c- ờng độ:

- $\eta_D = 1.00$ cho các thiết kế thông th- ờng

- $\eta_R = 1.00$ cho các mức d- thông th- ờng

- $\eta_L = 1.05$ cho các cầu quan trọng

$$\rightarrow \eta_i = \eta_D \eta_R \eta_L = 1.05$$

Các trạng thái giới hạn khác: $\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_L = 1 \times 1 \times 1 = 1.0$

Đối với trạng thái GHCD1

$$M_u = 0.95[1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75(M_{LL+IM} + M_{PL})]$$

Đối với trạng thái GH sử dụng I

$$M_u = M_{DC} + M_{DW} + M_{LL+IM} + M_{PL}$$

▪ Giá trị mô men uốn vừa tính ở trên là của sơ đồ bản kê tự do lên gối. Để kể đến ảnh hưởng của liên kết của bản với dầm ngang, ta đưa vào hệ số ngàm k. Khi đó, mô men dùng để tính toán sẽ bằng mô men đã tính ở trên nhân với hệ số ngàm k:

$$M_u = k.M$$

Trong đó:

M : Là mô men giữa nhịp của bản khi coi bản là dầm đơn giản.

k : Là hệ số ngàm.

Tính gần đúng: $k = 0,5$ cho tiết diện giữa nhịp, $k = 0.7$ cho tiết diện tại gối.

Bảng tổ hợp nội lực của bản mặt cầu

	Nội lực tính toán theo sơ đồ				Nội lực tính toán của bản			
	TTGHCDI		TTGHSDI		TTGHCDI		TTGHSDI	
	M_u	V_u	M_u	V_u	M_u	V_u	M_u	V_u
Ngàm	215.39	122.15	160.78	79.89	197.96	204.45	119.76	121.42
Tại giữa nhịp	219.75	209.34	174.51	155.372	109.875	209.34	87.25	122.15

Đơn vị mômen (KNm/m), lực cắt (KN/m)

III.4 THIẾT KẾ CỐT THÉP BẢN MẶT CẦU

iii.4 .1 TÍNH TOÁN DIỆN TÍCH CỐT THÉP

- Ứng suất giới hạn cho cấp ứng suất tr-óc ở các TTGH (theo bảng 5.9.3.1-22TCN 272-05) với loại thép đã đ-ợc khử ứng suất d-.

Trạng thái ứng suất	Ký hiệu	Giá trị(MPa)
Giới hạn ứng suất kéo	f_{pu}	1860
Giới hạn chảy : tr-óc khi đệm neo	$f_{py} = 0,90 f_{pu}$	1674
Ứng suất lúc kích	$f_{pj} = 0,70 f_{pu}$	1302
Ứng suất lúc truyền	$f_{pt} = 0,70 f_{pu}$	1302
Ứng suất sau toàn bộ mất mát	$f_{pe} = 0,80 f_{py}$	1339

Từ kết quả tính nội lực ở trên, ta có cặp mômen để thiết kế là:

Mômen âm tại gối: $M^- = -197.96 \text{ KNm/m}$

Mômen d-ơng tại giữa nhịp: $M^+ = 109.875 \text{ KNm/m}$

Các đặc tr-ng vật liệu thiết kế

C-ờng độ chịu nén của bê tông qui định ở tuổi 28 ngày là $f'_c = 50 \text{ Mpa}$

C-ờng độ bê tông khi căng cáp $0.9 f'_c$

Mô đun đàn hồi của bê tông tỷ trọng th-ờng lấy nh- sau: $E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c} = 35750 \text{ Mpa}$

Lớp bảo vệ

- Lớp bê tông bảo vệ phía trên: 50 mm
- Lớp bê tông bảo vệ phía d-ới : 50 mm

Khoảng cách từ trọng tâm bó cáp đến mép ngoài chịu kéo là 60mm → Chiều cao làm việc của bê tông là:

- Vùng chịu mômen âm: $z = 500 - 60 = 440 \text{ mm}$
- Vùng chịu mômen d-ơng: $z = 250 - 60 = 190 \text{ mm}$

Diện tích cốt thép UST đ-ợc chọn sơ bộ theo công thức: $A_{ps} = \frac{M_u}{z \cdot f_{pj}}$

Trong đó:

- M_u = Mômen tính toán Nmm/mm
- A_{ps} = Diện tích cốt thép ứng suất tr-óc (mm^2)
- f_{pj} = C-ờng độ kéo qui định của thép - st trong giai đoạn khai thác (N/mm^2)

$$f_{pj} = 1302 \text{ N/mm}^2$$

Tại tiết diện chịu mômen âm: $A_{ps} = \frac{M_u}{z \cdot f_{pj}} = \frac{197.96 \cdot 10^6}{440 \cdot 1302} = 345.55 \text{ (mm}^2\text{)}$

Tại tiết diện chịu mômen d- ơng: $A_{ps} = \frac{M_u}{z \cdot f_{pj}} = \frac{109.875 \cdot 10^6}{190 \cdot 1302} = 444.15 \text{ (mm}^2\text{)}$

Chọn số l- ợng bó cáp trên 1m bản:

$$n = A_{ps}/A_{1bó}$$

Trong đó:

$A_{1bó}$ = diện tích một bó cáp.

Bó cáp sử dụng của hãng VSL có dạng dẹt, mỗi bó 4 tao $\phi 12.7$ diện tích mỗi tao là 98.7 mm^2

$$\rightarrow A_{1bó} = 4 \times 98.7 = 394.8 \text{ mm}^2$$

Bảng chọn cáp

Tiết diện	M_u (Nmm/mm ²)	h mm	z mm	$0.7f_{pu}$ N/mm ²	$A_{1bó}$ mm ²	A_{ps} mm ²	$n_{\text{tính}}$	n chọn bó	$A_{ps \text{ Thực}}$ mm ²
Gối	197960	500	440	1302	394.8	345.55	0.87	2	789.6
Giữa nhịp	109875	250	190	1302	394.8	444.15	1.13	2	789.6

Vậy ta chọn chung là 2 bó/1m.

Kích th- ớc ống Gen t- ơng ứng là: cao x rộng = $25 \times 80 = 2000 \text{ mm}^2$

Sử dụng neo loại VSL type S5-4

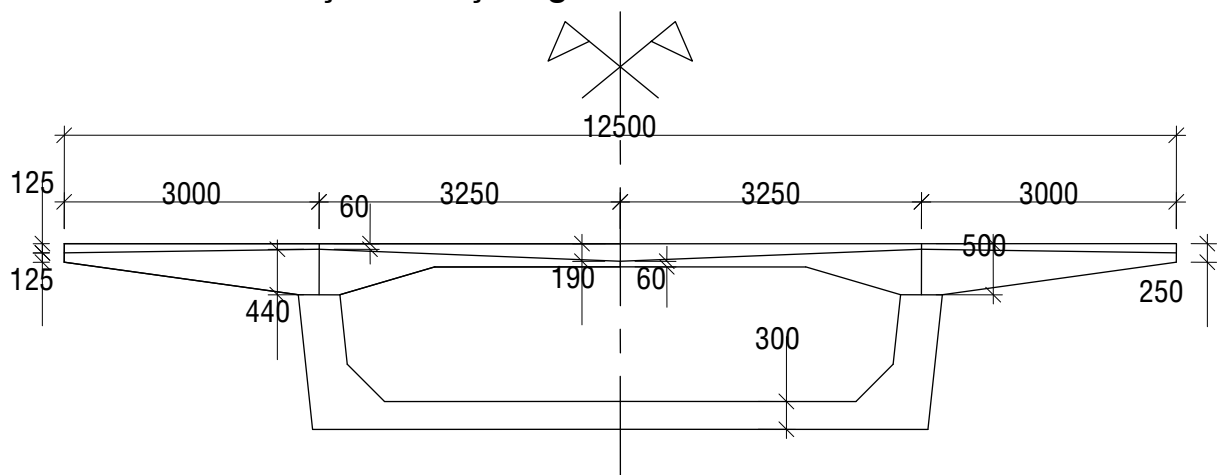
Chọn loại kích căng đơn : ZPE-23PJ của hãng VSL

Các bó thép kéo sau của bản không đ- ợc đặt xa nhau, từ tim đến tim không quá 4 lần chiều dày tối thiểu của bản.

[A5.10.3.4]

Khoảng cách giữa các bó cáp là $500 \text{ mm} < 4 \times 200 = 800 \text{ mm}$

iii.4 .2 TÝnh to, n mÊt m, t ơng suÊt tr-íc



Hình 11: Đường đi của cáp ngang qua bản mặt cầu

Cáp - st của bản mặt cầu là cáp có một đầu neo cố định, căng một đầu. Trong đồ án này sẽ trình bày tính mất mát tại các tiết diện: gối 1 (là gối gần vị trí kích căng nhất), giữa nhịp, gối 2 (gối gần neo chết). Các bó thép trong 1m tính toán đặt tên là B1, B2.

Trong tính toán mất mát - st coi nh- bó cáp đ- ọc căng một lúc (không kể đến căng từng tao)

Các mất mát ứng suất tr- ớc trong các cấu kiện đ- ọc xây dựng và đ- ọc tạo ứng suất tr- ớc trong một giai đoạn duy nhất có thể lấy bằng:

Trong các cấu kiện kéo sau:

$$\Delta f_{PT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR}$$

(5.9.5.1-2)

ở đây:

- Δf_{PT} = Tổng mất mát (MPa)
- Δf_{pF} = Mất mát do ma sát (MPa)
- Δf_{pA} = Mất mát do thiết bị neo (MPa)
- Δf_{pES} = Mất mát do co ngắn đàn hồi (MPa)
- Δf_{pSR} = Mất mát do co ngót (MPa)
- Δf_{pCR} = Mất mát do từ biến của bê tông (MPa)
- Δf_{pR} = Mất mát do trùng đảo cốt thép (MPa)

Trong các mất mát phân ra làm 2 loại:

- Mất mát tức thời gồm các mất mát : Δf_{pF} , Δf_{pA} , Δf_{pES}
- Mất mát theo thời gian gồm các mất mát sau: Δf_{pSR} , Δf_{pCR} , Δf_{pR}

1. Mất mát do ma sát

Mất mát do ma sát giữa bó thép và ống bọc có thể lấy nh- sau:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}(1 - e^{-(kx + \mu\alpha)})$$

(5.9.5.2b-1)

Trong đó:

- f_{pj} : ứng suất trong thép - st khi kích $f_{pj} = 0.8 f_u = 0.8 \times 1860 = 1488$ (Mpa)
- x : chiều dài bó thép - st từ đầu kích đến điểm bất kì đang xem xét (mm)
- K : hệ số ma sát lắ; $K = 6.6 \times 10^{-7} / \text{mm}^{-1}$
- μ : Là hệ số ma sát; $\mu = 0.25$
- α : Tổng giá trị tuyệt đối của thay đổi góc của đ- ờng cáp thép UST từ đầu kích đến điểm đang xét (rad)

- e : cơ số logarit tự nhiên

Bảng tính mất mát do ma sát

Tiết diện	Tên bó thép	$\alpha(\text{rad})$	X(mm)	$Kx+\mu\alpha$	$f_{pj}(\text{MPa})$	$\Delta f_{pF}(\text{MPa})$
Gèi 1	B1, B2	0.018	3000	0.00558	1488	7.245
$G_{i \div a}$ nhép	B1, B2	0.069	6000	0.01776	1488	22.919
Gèi 2	B1, B2	0.122	9000	0.03034	1488	38.909

2. Mất mát do thiết bị neo

Công thức tính toán:

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta_L}{L} E_p$$

Trong đó:

- Δ_L : biến dạng do tụt neo ; $\Delta_L = 6\text{mm/neo}$
- E_p : mô đun đàn hồi của thép; $E_p = 197000\text{Mpa}$
- L : chiều dài của bó cáp; $L=12.35\text{ m}$

$$\Delta f_{pA} = \frac{0.006}{12.35} \times 197000 = 95.71\text{Mpa}$$

3. Mất mát do co ngắn đàn hồi

Mất mát do co ngắn đàn hồi trong hệ bản đối với cốt thép UST đ- ọc lấy bằng 25% giá trị tính theo công thức sau:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (5.9.5.2.3a-1)$$

- f_{cgp} : tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm của các bó thép ứng suất tr- ớc do lực ứng suất tr- ớc khi truyền và tự trọng của bộ phận ở mặt cắt có mômen max (MPa)
- E_p : mô đun đàn hồi của thép - st (MPa); $E_p = 197000\text{ MPa}$
- E_{ci} : mô đun đàn hồi của bê tông lúc truyền lực (MPa)

$$E_{ci} = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f_{ci}} = 0.043 \times 2400^{1.5} \sqrt{0.9 \times 50} = 33915\text{ MPa}$$

$$f_{cgp} = -\frac{F_i}{A_g} - \frac{F_i e^2}{I_g} + \frac{M_g e}{I_g}$$

$$F_i = (0.7f_{pu} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pA}) A_{ps}$$

- e = độ lệch tâm của bó cáp so với trục trung hoà(mm)

- A_g = diện tích của tiết diện tại vị trí tính toán (mm^2) (là hình chữ nhật có bề rộng 1m, chiều cao phụ thuộc vị trí tính toán)
- I_g = Mômen quán tính của tiết diện tính toán (mm^4)
- M_g = mômen do trọng lượng bản thân của bản (Nmm)

Thấy rằng diện tích tiết diện và mômen quán tính của tiết diện nguyên trừ lỗ và tiết diện nguyên tính toán của bản mặt cầu là gần bằng nhau, nên trong tính toán sử dụng tiết diện nguyên.

Bảng tính mất mát do co ngắn đàn hồi

Tiết diện	Tên bố thép	M_g (Nmm)	e (mm)	A_g (mm^2)	I_g (mm^4)	F_i KN	f_{cgp} (MPa)	Δf_{pES} (MPa)	$0.25\Delta f_{pES}$ (MPa)
Gối 1	B1, B2	39730000	190	500000	$1.04E+10$	946.77	-4.45	25.87	6.47
Giữa nhịp	B1, B2	37080000	65	250000	$1.30E+09$	934.39	-4.92	28.58	7.15
Gối 2	B1, B2	39730000	190	500000	$1.04E+10$	921.77	-4.32	25.08	6.27

4. Mất mát do co ngót

Mất mát ứng suất tr-ớc do co ngót có thể lấy bằng:

Đối với cấu kiện kéo sau: $\Delta f_{pSR} = (93 - 0.85H) = 93 - 0.85 \times 80 = 25 \text{ Mpa}$

(5.9.5.4.2-2)

H = độ ẩm t-ơng đối bao quanh, lấy trung bình hàng năm(%) = 80%

5. Mất mát do từ biến của bê tông

$$\Delta f_{pCR} = 12.0f_{cgp} - 7.0\Delta f_{cdp} \geq 0 \quad (5.9.5.4.3-1)$$

Trong đó:

- f_{cgp} = ứng suất bê tông tại trọng tâm cốt thép - st lúc truyền lực (MPa)

$$f_{cgp} = -\frac{F_i}{A_g} - \frac{F_i e^2}{I_g} + \frac{M_g e}{I_g}$$

$$F_i = (0.7f_{pu} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pA})A_{ps}$$

- e = độ lệch tâm của bố cáp so với trục trung hoà(mm)
- A_g = diện tích của tiết diện tại vị trí tính toán (mm^2) (là hình chữ nhật có bề rộng 1m, chiều cao phụ thuộc vị trí tính toán)
- I_g = Mômen quán tính của tiết diện tính toán (mm^4)
- M_g = mômen do trọng lượng bản thân của bản(Nmm)

- Δf_{cdp} = Thay đổi ứng suất trong bê tông tại trọng tâm thép - st do tải trọng th- òng xuyên, trừ tải trọng tác động lúc thực hiện dự ứng lực. Giá trị Δf_{cdp} cần đ- ợc tính ở cùng mặt cắt hoặc các mặt cắt đ- ợc tính f_{cgp} (MPa)

$$\Delta f_{cdp} = \frac{(M_{DC} + M_{DW})}{I_g} e$$

- M_{DC} = mômen do tĩnh tải chất thêm sau khi bê tông đông cứng ($M_{DC2} = M_b$) Nmm
- M_{DW} = Mômen do lớp mặt cầu (Nmm)

Bảng tính mất mát do từ biến

Tiết diện	Tên bó thép	M_g (Nmm)	e (mm)	A_g (mm ²)	I_g (mm ⁴)	$-f_{cgp}$ (MPa)	$M_{DC2} + M_{DW}$ (Nmm)	Δf_{cdp} (MPa)	Δf_{pCR} (MPa)
Gối 1	B1,B2	39730000	190	500000	1.04E+10	4.45	24622000	0.45	50.30
Giữa nhịp	B1,B2	37080000	65	250000	1.30E+09	4.92	12260000	0.61	54.75
Gối 2	B1,B2	39730000	190	500000	1.04E+10	4.32	24622000	0.45	48.66

6. Mất mát do trùng dao cốt thép

Mất mát sau khi truyền lực - đối với tạo thép đ- ợc khử ứng suất kéo sau:

$$\Delta f_{pR} = 0.3[138 - 0.3\Delta f_{pF} - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})] \quad (5.9.5.4.4c-2)$$

ở đây:

- Δf_{pF} : Mất mát do ma sát d- ối mức $0,70f_{pu}$ ở thời điểm xem xét tính theo Điều 5.9.5.2.2.(Mpa)
- Δf_{pES} : Mất mát do co ngắn đàn hồi (Mpa)
- Δf_{pSR} : Mất mát do co ngót (Mpa)
- Δf_{pCR} : Mất mát do từ biến (Mpa)

Bảng tính mất mát do trùng dao cốt thép

Tiết diện	Tên bó thép	Δf_{pF} MPa	Δf_{pES} MPa	Δf_{pSR} MPa	Δf_{pCR} MPa	Δf_{pR} MPa
Gối 1	B1, B2	7.245	6.47	25	50.30	35.45
Giữa nhịp	B1,B2	22.919	7.15	25	54.75	33.69
Gối 2	B1,B2	38.909	6.27	25	48.66	32.73

7. Tổng mất mát ứng suất tr- ớc

Bảng tổng kết mất mát UST

Tiết diện	Tên bó thép	Δf_{pA} MPa	Δf_{pF} MPa	Δf_{pES} MPa	Δf_{pSR} MPa	Δf_{pCR} MPa	Δf_{pR} MPa	Δf_{pT} MPa
Gối 1	B1,B2	95.71	7.245	6.47	25	50.30	35.45	220.17
Giữa nhịp	B1,B2	95.71	22.919	7.15	25	54.75	33.69	239.22
Gối 2	B1,B2	95.71	38.909	6.27	25	48.66	32.73	247.27

III.5 KIỂM TRA TIẾT DIỆN THEO CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

Trong bản mặt cầu kiểm tra các trạng thái giới hạn sau:

- Trạng thái giới hạn sử dụng: Kiểm tra ứng suất, nứt.
- Trạng thái giới hạn c-ờng độ: Kiểm tra sức kháng uốn, kháng cắt của tiết diện.

iii.5 .1 Trạng th, i giới h¹n số đông

➤ Giới hạn ứng suất cho cấp - st:

$f_{pu} = 1860 \text{ Mpa}$, với loại tạo thép đã đợc khử ứng suất d 12.70, tạo 4 sợi

$A_{ps} = 789.6 \text{ mm}^2$, $E_p = 197000 \text{ Mpa}$

Yêu cầu:

- Sau khi truyền lực: $f_{pj} = 0.7f_{pu} = 0.7 \times 1860 = 1302 \text{ Mpa}$
- C-ờng độ chảy qui định: $f_{py} = 0.9f_{pu} = 0.9 \times 1860 = 1674 \text{ Mpa}$
- Sau toàn bộ mất mát: $f_{pe} = 0.8f_{py} = 0.8 \times 1674 = 1339 \text{ Mpa}$

➤ Giới hạn ứng suất cho bê tông:

- Đối với các ứng suất ở trạng thái giới hạn sử dụng trước mất mát:

$f'_c = 50 \text{ Mpa}$, sau 28 ngày

$f'_{ci} = 0.9 \times 50 = 45 \text{ Mpa}$ c-ờng độ bê tông lúc truyền lực.

Giới hạn ứng suất nén: $-0.6f'_{ci} = -0.6 \times 45 = -27 \text{ Mpa}$

Giới hạn ứng suất kéo: $0.25\sqrt{f'_{ci}} = 1.677 \text{ Mpa}$

- Đối với các ứng suất ở trạng thái giới hạn sử dụng sau mất mát:

Giới hạn ứng suất nén: $-0.45f'_c = -22.5 \text{ Mpa}$

Giới hạn ứng suất kéo : $0.5\sqrt{f'_c} = 3.535 \text{ Mpa}$

1. Kiểm tra ứng suất bê tông khi truyền lực căng

Công thức kiểm tra:

Thở chịu nén:

$$f_{tg} = -\frac{F}{A} + \frac{Fe}{I} y_b - \frac{M_s}{I} y_b \geq -0.6f'_{ci} = -27 \text{ Mpa}$$

Thớ chịu kéo:

$$f_{bg} = -\frac{F}{A} - \frac{Fe}{I} y_t + \frac{M_s}{I} y_t \leq 0.25\sqrt{f'_c} = 1.677 \text{ Mpa}$$

Trong đó:

- F = lực căng của cáp ứng suất tr- ớc lúc truyền lực (MPa)

$$F_t = A_{ps}(0.7f_{pu} - \Delta f_{pA} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pES}) \text{ Mpa}$$

- e = độ lệch tâm của lực F so với trục trung hoà tại tiết diện (mm)
- M_s = mômen do tải trọng bản thân của bản tại tiết diện lúc truyền lực (Nmm)
- y_t, y_b = khoảng cách từ thớ ngoài cùng chịu kéo và nén tới trục trung hoà (mm)
- A = diện tích tiết diện (mm^2)
- I = mômen quán tính tiết diện (mm^4)

Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông khi truyền lực

Tiết diện	A mm^2	I mm^4	e mm	M_s Nm	y_t mm	y_b mm	F KN	f_{bg} MPa	f_{tg} MPa	Duyệt
Gối 1	500000	1.04E+10	190	3973000 0	250	250	941.660	-5.229	1.46	Đạt
Giữa nhịp	250000	1.30E+09	65	3708000 0	125	125	928.749	-5.954	-1.47	Đạt
Gối 2	500000	1.04E+10	190	3973000 0	250	250	916.815	-5.066	1.39	Đạt

2. Kiểm tra ứng suất bê tông sau mất mát

Thớ chịu nén:

$$f_{tg} = -\frac{F}{A} + \frac{Fe}{I} y_b - \frac{M}{I} y_b \geq -0.45f'_c = -22.5 \text{ Mpa}$$

Thớ chịu kéo:

$$f_{bg} = -\frac{F}{A} - \frac{Fe}{I} y_t + \frac{M}{I} y_t \leq 0.5\sqrt{f'_c} = 3.535 \text{ Mpa}$$

Trong đó:

- F = lực căng của cáp ứng suất tr- ớc sau khi đã tính trừ mất mát (MPa)

$$F = A_{ps}(0.7f_{pu} - \Delta f_{pT}) \text{ Mpa}$$

- e = độ lệch tâm của lực F so với trục trung hoà tại tiết diện (mm)
- M = mômen tại tiết diện trong giai đoạn sử dụng lấy theo tổ hợp nội lực ở TTGH sử dụng (Nmm)
- y_t, y_b = khoảng cách từ thớ ngoài cùng chịu kéo và nén tới trục trung hoà (mm)
- A = diện tích tiết diện (mm^2)
- I = mômen quán tính tiết diện (mm^4)

Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông TTGHSD1

Tiết diện	A mm ²	I mm ⁴	e mm	M Nmm	y _t mm	y _b mm	F KN	f _{bg} MPa	f _{tg} MPa	Duyệt t
Gối 1	500000	1.04E+10	190	119760000	250	250	854.209	-2.73	-0.686	Đạt
Giữa nhịp	250000	1.30E+09	65	65970000	125	125	839.171	-2.25	-4.455	Đạt
Gối 2	500000	1.04E+10	190	119760000	250	250	832.813	-2.59	-0.741	Đạt

3. Kiểm tra nứt: kiểm tra ứng suất nh- trên đã đảm bảo chống nứt

iii.5 .2 Trạng thái giới hạn c-êng ®é 1

1. Kiểm tra sức kháng uốn cho tiết diện

Công thức kiểm tra sức kháng uốn

$$M_u \leq \phi M_n \quad (5.7.3.2.1-1)$$

Trong đó:

- M_u = mômen tính toán ở trạng thái GHCDI (MPa)
- ϕ = Hệ số sức kháng đ-ợc lấy theo điều 5.5.4.2; $\phi=1.0$

Dùng cho uốn và kéo bê tông cốt thép - st $\phi = 1.0$

- M_n = Sức kháng danh định của mặt cắt (MPa)

Với mặt cắt hình chữ nhật:

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \quad (5.7.3.2.2-1)$$

- A_{ps} : Diện tích thép ứng suất tr-ớc (mm²)
- a : chiều dày của khối ứng suất t-ơng đ-ợng (mm)-chiều cao chịu nén

$$a = c \beta_1$$

- β_1 : Hệ số chuyển đổi biểu đồ ứng suất qui định trong điều 5.7.2.2

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(50 - 28)}{7} = 0.6928$$

- f_{ps} : ứng suất trung bình trong thép UST ở sức kháng uốn danh định (MPa)

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad (5.7.3.1.1-1)$$

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) = 2 \left(1.04 - \frac{1674}{1860} \right) = 0.28 \quad (5.7.3.1.1-2)$$

- d_p : Khoảng cách từ thớ nén ngoài cùng đến trọng tâm cốt thép ứng suất tr-ớc (mm)

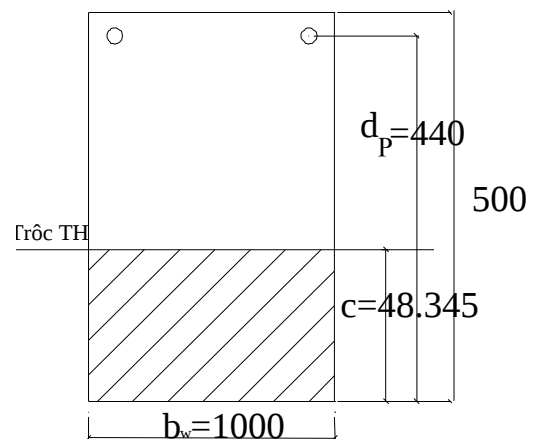
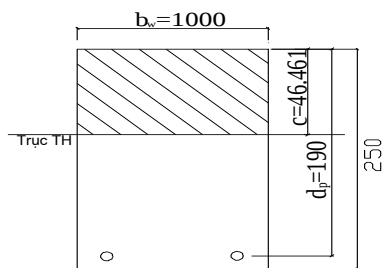
$d_p = 440$ mm tại gối

$d_p = 190$ mm tại giữa bản

- c = khoảng cách từ trục trung hoà đến mặt cắt chịu nén (mm)

Đối với mặt cắt hình chữ nhật :

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu}}{0.85 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.7.3.1.1-4)$$



Tại giữa nhịp bản

Tại gối

Tại gối :

$$c = \frac{789.6 \times 1860}{0.85 \times 50 \times 0.6928 \times 1000 + 0.28 \times 789.6 \times \frac{1860}{440}} = 48.345$$

Tại giữa bản:

$$c = \frac{789.6 \times 1860}{0.85 \times 50 \times 0.6928 \times 1000 + 0.28 \times 789.6 \times \frac{1860}{190}} = 46.461$$

- f'_c : Cường độ chịu nén quy định của bê tông ở tuổi 28 ngày (Mpa)
- b_w : Chiều dày của phần chịu nén ; $b_w = 1000$ mm

Kết quả kiểm tra sức kháng uốn

Tiết diện	a mm	A_{ps} mm^2	f_{ps} MPa	d_p mm	ϕM_n KNm	M_u KNm	Duyệt
Gối 1	33.496	789.6	1802.777	440	602.49	407.91	Đạt
Giữa bản	32.191	789.6	1732.6479	190	237.92	157.7	Đạt
Gối 2	33.496	789.6	1802.777	440	602.49	407.91	Đạt

2. Kiểm tra hàm lượng cốt thép

2.1 Hàm lượng cốt thép tối đa [5.7.3.3.1]

L- ượng cốt thép - st và không ứng suất tr- ớc phải đ- ợc giới hạn sao cho :

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42 \quad (5.7.3.3.1-1)$$

$d_e = d_p$: khoảng cách có hiệu t- ượng ứng từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trọng tâm lực kéo của cốt thép chịu kéo (mm)

c : khoảng cách từ thớ nén ngoài cùng đến trục trung hoà (mm) đã đ- ợc tính toán ở trên

Kết quả kiểm tra hàm lượng thép tối đa

Tiết diện	d_e mm	c mm	$\frac{c}{d_e}$	Duyệt
Gối 1	440	48.345	0.110	Đạt
Giữa nhịp	190	46.461	0.245	Đạt
Gối 2	440	48.345	0.110	Đạt

2.2 Hàm lượng cốt thép tối thiểu [5.7.3.3.2]

Bất kỳ một mặt cắt nào của cấu kiện chịu uốn, l- ượng cốt thép th- ờng và cốt thép DƯL chịu kéo phải đủ để phát triển sức kháng uốn tính toán M_r phải nhỏ hơn trong 2 giá trị sau:

1,2 lần sức kháng nứt M_{cr} xác định trên cơ sở phân bố ứng suất đàn hồi và c- ờng độ chịu kéo khi uốn của bê tông

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

Trong đó M_{cr} đ- ợc tính bằng công thức :

$$M_{cr} = \frac{I}{y_t} (f_r + f_{pe} - f_d) \quad (\text{Handbook-C10})$$

- f_d : ứng suất do tải trọng bản thân M tính theo trạng thái giới hạn sử dụng tại thớ mà ứng suất kéo gây ra bởi các tải trọng ngoài (Mpa).

$$f_d = \frac{M}{I} y_b$$

- f_{pe} : ứng suất nén trong bê tông do ứng suất nén tr- ớc có hiệu (Mpa)

$$f_{pe} = -\frac{A_{ps} f_{ps}}{A_g} - \frac{A_{ps} f_{ps} e}{I} y_b$$

- f_r : c- ờng độ chịu kéo khi uốn của bê tông (Mpa)

$$f_r = 0.63 \sqrt{f'_c} = 0.63 \sqrt{50} = 4.454 \text{ Mpa}$$

- A_{ps} : Diện tích thép ứng suất tr- ớc (mm^2)

- f_{ps} : ứng suất trung bình trong thép UST ở sức kháng uốn danh định (MPa)

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad (5.7.3.1.1-1)$$

- A_g, I : diện tích và mô men quán tính của tiết diện (mm^2, mm^4)
- A_{ps} : diện tích cốt thép ứng suất tr- ốc (mm^2)
- y_t, y_b : khoảng cách từ thớ nén, kéo ngoài cùng đến trục trung hoà.(mm)
- ϕ : hệ số sức kháng đ- ọc lấy theo điều 5.5.4.2; $\phi=1.0$

1,33 lần momen tính toán cần thiết d- ối tổ hợp tải trọng- c- ờng độ

$$\phi M_n > 1.33 M_u \quad (3.4.1.1)$$

Kết quả kiểm toán đ- ọc đ- a ra ở các bảng sau:

Bảng tính toán sức kháng nứt $1.2M_{cr}$

Tiết diện	A mm^2	I mm^4	M Nmm	e mm	y_t mm	y_b mm	f_{pc} Mpa	f_d Mpa	$1.2M_{cr}$ kNm
Gối 1	500000	1.04E+10	39730000	190	250	250	-9.348	0.955	291.9651
Giữa nhịp	250000	1.30E+09	37080000	65	125	125	-14.023	3.565	163.9076
Gối 2	500000	1.04E+10	39730000	190	250	250	-9.348	0.955	291.9651

Bảng kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu

Tiết diện	ϕM_n kNm	$1.2M_{cr}$ kNm	$1.33M_u$ kNm	Duyệt
Gối 1	602.49	291.9651	542.52	Đạt
Giữa nhịp	237.92	163.9076	209.741	Đạt
Gối 2	602.49	291.9651	542.52	Đạt

3. Kiểm tra sức kháng cắt

Kiểm tra theo công thức :

$$V_u \leq \phi V_n \quad (5.8.2.4-1)$$

Trong đó :

- V_u : Lực cắt tính toán lấy theo TTGHCD1
- ϕ : Hệ số sức kháng dùng cho cắt $\phi = 0.9$
- V_n : Sức kháng cắt danh định:

$$V_n = \min \begin{cases} V_c + V_s + V_p \\ 0.25f_c b_v d_v + V_p \end{cases} \quad (5.8.3.3-1)$$

$$(5.8.3.3-2)$$

Trong đó : $V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c} b_v d_v$

$$(5.8.3.3-3)$$

$$V_s = \frac{A_v d_v f_y (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \quad (5.8.3.3-4)$$

ở đây :

- b_v : Bề rộng bụng có hiệu lấy bằng bề rộng bụng nhỏ nhất trong chiều cao d_v (mm)
- d_v : Chiều cao chịu cắt có hiệu đ-ợc xác định theo điều 5.7.2.8 (mm)
- s : Cự li cốt thép đai (mm)
- β : Hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo truyền lực kéo đ-ợc qui định trong điều 5.8.3.4
- θ : Góc nghiêng của ứng suất nén chéo đ-ợc xác định theo điều 5.8.3.4 (độ)
- α : Góc nghiêng của cốt thép ngang đối với trục dọc (độ)
- A_v : Diện tích cốt thép chịu cắt trong cự li s (mm²)

- V_p : Thành phần lực ứng suất tr- ốc có hiệu trên h- ống lực cắt tác dụng, là d- ơng nếu ng- ợc chiều lực cắt(N)
- V_c : Sức kháng cắt danh định của bê tông(N).
- V_s : Sức kháng cắt danh định của cốt thép(N).

Kiểm toán lực cắt có thể kiểm tra tại mặt của cấu kiện đỡ, trong đồ án này sẽ kiểm tra tại tim cấu kiện đỡ (có lực cắt lớn)

Mômen và lực cắt tính toán theo TTGHCD 1 (tại gối)

$$M_u = 197.96 \text{ KNm}$$

$$V_u = 204.45 \text{ KN}$$

Xác định V_p

Vì tại tiết diện gối và tiết diện ở mặt cấu kiện đỡ, đ- ờng cáp đi ngang nên thành phần V_p trên h- ống lực cắt là bằng 0

Xác định d_v và b_v

-Chiều cao chĐu c³/₄t h÷u hiĐu d_v :

$$d_v = \max \begin{cases} 0.9d_e \\ 0.72h \\ d_p - \frac{a}{2} \end{cases}$$

Ta có $d_p = 440 \text{ mm}$ tại gối

$$a = \beta_1 c = 0.6928 \times 48.345 = 33.493$$

$$\begin{cases} 0.9d_e = 0.9 \times 440 = 396 \text{ mm} \\ 0.72h = 0.72 \times 500 = 360 \text{ mm} \\ d_p - \frac{a}{2} = 440 - \frac{33.493}{2} = 423.25 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Rightarrow d_v = 423.25 \text{ mm}$$

-Bề rộng bụng chịu cắt hữu hiệu b_v :

$$b_v = 1000 \text{ mm}$$

Xác định β và θ

Để xác định đ- ợc θ và β ta phải thông qua các giá trị sau v/f'_c và ε_x .

ứng suất cắt trong bê tông

$$v = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} = \frac{204.45 \times 10^3}{0.9 \times 1000 \times 423.25} = 0.537 \text{ MPa} \quad (5.8.3.4.2-1)$$

$$\frac{v}{f'_c} = \frac{0.537}{50} = 0,0107$$

øng biến trong cột thép ở phía chịu kéo do uốn của cầu kiện x_c ®nh theo :

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + 0.5V_u \cot \theta - A_{ps} f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \leq 0.002 \quad (5.8.3.4.2-2)$$

Trong đó:

- A_{ps} : Diện tích cốt thép - st trong phía chịu kéo uốn của cầu kiện (m²)
- M_u : Mô men tính toán (Nmm)
- N_u : Lực dọc trục tính toán (N)
- V_u : Lực cắt tính toán (N)
- E_s : Môđun đàn hồi của cốt thép không - st (MPa)
- E_p : Môđun đàn hồi của cốt thép - st (MPa)
- A_s : Diện tích cốt thép không - st (mm²)
- f_{po} : ứng suất trong thép - st khi ứng suất trong bê tông xung quanh bằng 0 (MPa)

$$f_{po} = f_{pe} + f_{pc} \frac{E_p}{E_c}$$

- f_{pc} : ứng có hiệu suất trong thép - st sau mất mát.

$$f_{pc} = 0.7f_{pu} - \Delta f_{pT} = 1302 - 220.17 = 1081.83 \text{ MPa}$$

- f_{pc} : ứng suất trong bê tông tại trọng tâm các bó cáp do lực - st sau tất cả mất mát, để an toàn lấy f_{pc} = 0

$$\Rightarrow f_{po} = 1150.9 \text{ MPa}$$

Giả thiết $\theta = 30^\circ$

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{197.96 \cdot 10^6}{423.25} + 0.5 \cdot 204.45 \cdot 10^3 \cdot \cot 30 - 789.6 \cdot 1081.83}{197000 \cdot 789.6} = -1.3 \text{ E-3}$$

Tra bảng 5.8.3.4.2-1 Ta đ-ợc $\theta = 27^\circ$, $\beta = 6.6$

Xác định V_c và V_s

$$V_c = 0.083\beta \sqrt{f'_c} b_v d_v$$

$$V_c = 0.083 \times 6.6 \times \sqrt{50} \times 1000 \times 423.25 = 1639471.9 \text{ N}$$

Trong bản mặt cầu không thiết kế cốt thép ngang (cốt đai, cốt xiên) nên V_s = 0

Tính sức kháng danh định của tiết diện

$$V_n = \min \begin{cases} V_c + V_s + V_d = 1639471.9 + 0 + 0 = 1639471.9 \text{ N} = 1639.47 \text{ KN} \\ 0.25f'_c b_v d_v + V_d = 0.25 \times 50 \times 1000 \times 423.25 + 0 = 5,291 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow V_n = 1639.47 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \phi V_n = 0.9 \times 1639.47 = 1475.5 \text{ KN}$$

Kiểm tra theo công thức : $V_u = 204.45 \text{ KN} \leq \phi V_n$

4. Cốt thép chống co ngót và nhiệt độ

Cốt thép chống co ngót và nhiệt độ phải được đặt gần các bề mặt bê tông lộ ra trước các thay đổi nhiệt độ hàng ngày.

Diện tích cốt thép trong mỗi hướng không được nhỏ hơn :

$$A_s \geq 0.75 \frac{A_g}{f_y} \quad (5.10.8.2.-1)$$

ở đây :

- A_g = Tổng diện tích mặt cắt (mm^2) , ta tính cho 1mm rộng
- f_y = Cường độ chảy quy định của thanh thép (Mpa)

+Tiết diện giữa nhịp

$$A_g = 250 \times 1000 = 250000 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq 0.75 \times \frac{250000}{400} = 468.75 \text{ (mm}^2\text{/m)}$$

Chọn $N_616 @ 200 \text{ mm}$, có tổng diện tích 2 mặt theo mỗi hướng trên 1 m dài là $A_s = 2009.6 \text{ mm}^2\text{/m}$

+Tại tiết diện gối

$$A_g = 500 \times 1000 = 500000 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq 0.75 \times \frac{500000}{400} = 937.5 \text{ (mm}^2\text{/m)}$$

THIẾT KẾ KẾT CẤU DẦM CHỦ

IV. LỰA CHỌN KÍCH THƯỚC VÀ TÍNH TOÁN ĐẶC TRƯNG HÌNH HỌC

iv.1 kÝch th-íc kÕt c¸u vµ mÆt c¾t ngang d¸m

IV.1.1.Thiết kế đ-ờng cong biên dầm:

Ưu điểm của thiết kế dầm có chiều cao thay đổi.

Tiết kiệm vật liệu, bê tông và thép dự ứng lực đ-ợc bố trí phù hợp cả trong thi công và khai thác.

Giảm đ-ợc ứng suất cắt.

Kết cấu có hình dáng đẹp.

Để bố trí cốt thép chịu cắt phân bố đều, và bề rộng s-ờn dầm thay đổi đều theo chiều dài dầm, ta chọn đ-ờng cong biên dầm có bậc từ 1 ÷ 2. Trong tính toán đặc tr-ng hình học mặt cắt ngang dầm, lấy đ-ờng cong dạng bậc 2.

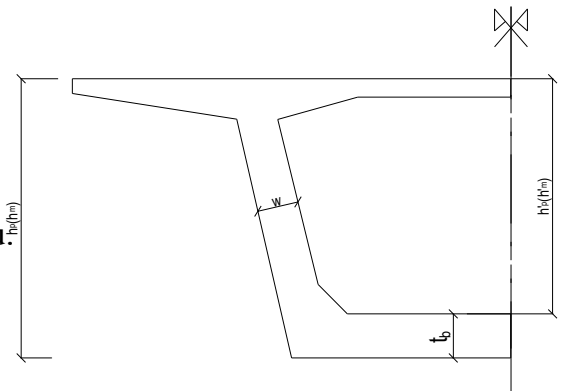
$$y_1 = a_1 x^2 + b_1$$

$$a_1 = \frac{h_p - h_m}{L^2}$$

$$b_1 = h_m$$

trong đó :

- h_p : Chiều cao dầm tại mặt cắt sát đỉnh trụ.
- h_m : Chiều cao dầm tại giữa nhịp.
- L : Chiều dài phân cánh hằng cong.
- y_1 : Chiều cao mặt cắt tại vị trí tính toán.
- x : Khoảng cách từ giữa nhịp đến mặt cắt tính toán



IV.1.2.Thiết kế bản đáy hộp:

Bản đáy hộp chịu tải trọng sau:

- Trọng l-ợng bản thân.
- Lực nén do mô men uốn và lực cắt gây ra.
- Trọng l-ợng của các thiết bị, ván khuôn trong quá trình thi công.

Để phù hợp với đặc điểm chịu lực, bản đáy hộp th-ờng có bề dày thay đổi.

Tại giữa nhịp: Chiều dày bản đáy hộp phụ thuộc vào yêu cầu về khoảng cách từ tim bó cáp dự ứng lực tới mép bê tông. Do có bố trí cáp dự ứng lực, chọn chiều dày bản đáy tại giữa nhịp bằng 300mm.

Tại khu vực gần trụ: Chiều dày bản đáy tăng lên để chịu lực nén lớn do mô men uốn và lực cắt gây ra, thường nằm trong khoảng $(\frac{1}{75} \div \frac{1}{200})L_{nh}$, tham khảo một số cầu đã xây dựng, ta chọn 600mm

Trong phạm vi giữa tiết diện giữa nhịp và gần trụ, đáy trên bản đáy thay đổi theo đường cong bậc 2 :

$$y_2 = a_2x^2 + b_2$$
$$a_1 = \frac{h'_p - h'_m}{L^2}$$
$$b_2 = h'_m$$

trong đó :

- h'_p : Khoảng cách tính từ mặt đường xe chạy đến bản đáy trên tại mặt cắt sát đỉnh trụ
- h'_m : Khoảng cách tính từ mặt đường xe chạy đến bản đáy trên tại giữa nhịp.
- L : Chiều dài phân cánh hằng cong.
- y_2 : Chiều cao mặt cắt tại vị trí tính toán.
- x : Khoảng cách từ giữa nhịp đến mặt cắt tính toán

Chiều dày đáy hộp được tính theo công thức:

$$t_b = y_1 - y_2$$

IV.1.3.Thiết kế sàn hộp

Sàn hộp chịu tải trọng như sau :

- Lực cắt do trọng lượng đầm và hoạt tải.
- Một phần mô men uốn truyền xuống từ bản mặt cầu, mô men xoắn do tải trọng lệch tâm gây ra.

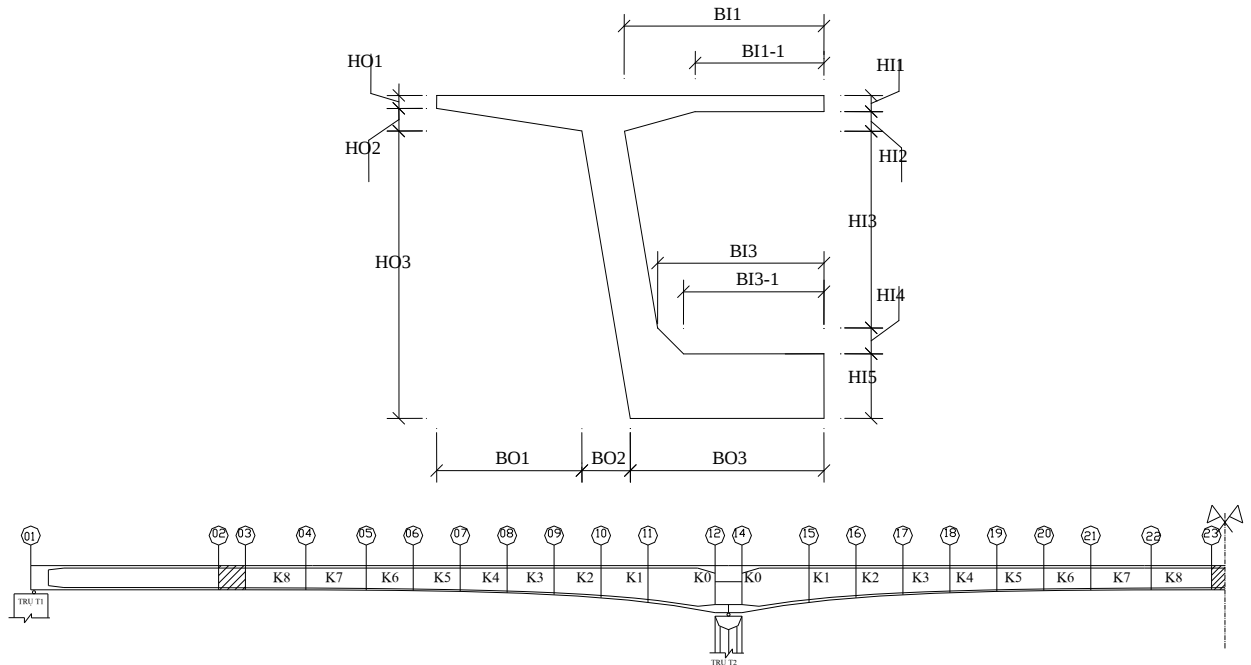
Chiều dày sàn phải đảm bảo hai yêu cầu:

- Đủ khả năng chịu lực
- Đủ tính không để đổ bê tông.

Để phù hợp với yêu cầu chịu lực, ta chọn chiều dày sàn thay đổi tuyến tính với các đặc trưng như sau :

Mặt cắt ngang gồm một hộp có cấu tạo vách xiên. Bản đáy hộp rộng 5.0 m tại đỉnh trụ có chiều dày thay đổi từ 0.6 ÷ 0.3 m tại đỉnh trụ đến giữa nhịp, bản trên rộng 12m có chiều dày không thay đổi 0.25 m, sườn dầm dày 0.4 m.

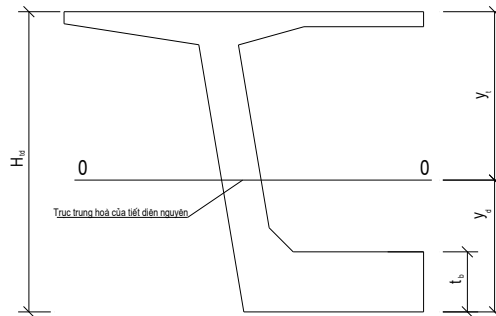
Sau đây là chiều cao, chiều dày dầm và bề dày sườn hộp của một số tiết diện



Th ø tù	Ti t đi n	HO 1	HO 2	HO3	BO1	BO2	BO3	HI1	HI2	HI3	HI 4	HI5	BI1	BI1- 1	BI3	BI3- 1
1	1	0.25	0.25	1.7	2.79 7	0.29 7	2.90 6	0.2 5	0.2 5	1.1	0.3	0.3	2.797	1.29 7	2.60 4	2.25
2	2	0.25	0.25	1.7	2.79 7	0.29 7	2.90 6	0.2 5	0.2 5	1.1	0.3	0.3	2.797	1.29 7	2.60 4	2.25
3	3	0.25	0.25	1.7	2.79 7	0.29 7	2.90 6	0.2 5	0.2 5	1.1	0.3	0.3	2.797	1.29 7	2.60 4	2.25
4	4	0.25	0.25	1.74	2.79 7	0.30 6	2.89 7	0.2 5	0.2 5	1.10 3	0.3	0.33 7	2.797	1.29 7	2.60 1	2.24 4
5	5	0.25	0.25	1.84	2.79 7	0.32 5	2.87 8	0.2 5	0.2 5	1.16 5	0.3	0.37 5	2.797	1.29 7	2.59	2.23 3
6	6	0.25	0.25	1.97 9	2.79 7	0.34 8	2.85 5	0.2 5	0.2 5	1.27 5	0.3	0.40 4	2.797	1.29 7	2.57 1	2.21 4
7	7	0.25	0.25	2.15	2.79 7	0.37 8	2.82 5	0.2 5	0.2 5	1.41 7	0.3	0.43 3	2.797	1.29 7	2.54 6	2.18 9
8	8	0.25	0.25	2.37	2.79 7	0.41 7	2.78 6	0.2 5	0.2 5	1.60 9	0.3	0.46	2.797	1.29 7	2.51 2	2.15 5
9	9	0.25	0.25	2.64	2.79 7	0.46 4	2.73 9	0.2 5	0.2 5	1.85	0.3	0.49	2.797	1.29 7	2.47	2.11 3
10	10	0.25	0.25	2.94	2.79 7	0.51 7	2.68 6	0.2 5	0.2 5	2.11 9	0.3	0.52	2.797	1.29 7	2.42 3	2.06 6
11	11	0.25	0.25	3.29	2.79 7	0.57 7	2.62 6	0.2 5	0.2 5	2.44	0.3	0.55	2.797	1.29 7	2.36 7	2.01
12	12	0.25	0.25	4	2.79 7	0.70 3	2.5	0.2 5	0.2 5	3.1	0.3	0.6	2.797	1.29 7	2.25 4	1.90 2
13	13T	0.25	0.25	4	2.79 7	0.70 3	2.5	0.2 5	0.2 5	3.1	0.3	0.6	2.797	1.29 7	2.25 4	1.90 2

iv.1.4. Tính toán σ_{max} trên hình học tiết diện

Bằng cách chia nhỏ tiết diện nguyên thành các tam giác và hình chữ nhật, ta lần lượt tính diện tích tiết diện, mômen tĩnh, vị trí trục trung hoà và cuối cùng là mômen quán tính của tiết diện. Đặc trưng hình học tiết diện được tính cho một nửa cầu, các mặt cắt còn lại mang tính chất đối xứng.



Tiết diện	K/c từ gối	A	S	I	y_t	y_d	H_d	t_b
	m	m ²	m ³	m ⁴	m	m	m	m
1	0.00	7.263	10.18	4.822	0.798	1.402	2.20	0.3
2	14.00	7.263	10.18	4.822	0.798	1.402	2.20	0.3
3	16.00	7.263	10.18	4.822	0.798	1.402	2.20	0.3
4	20.50	7.480	10.510	5.262	0.835	1.405	2.24	0.337
5	25.00	7.742	11.163	6.072	0.898	1.442	2.34	0.375
6	28.50	7.984	12.047	7.155	0.971	1.509	2.48	0.404
7	32.00	8.242	13.133	8.567	1.057	1.593	2.65	0.433
8	35.50	8.520	14.555	10.538	1.162	1.708	2.87	0.46
9	39.00	8.843	16.349	13.257	1.291	1.849	3.14	0.49
10	42.50	9.175	18.398	16.670	1.435	2.005	3.44	0.52
11	46.00	9.534	20.880	21.166	1.600	2.190	3.79	0.55
12	51	10.19	26.178	32.006	1.931	2.569	4.50	0.6
13T	52.00	10.19	26.178	32.006	1.931	2.569	4.50	0.6
13P	52.00	10.19	26.178	32.006	1.931	2.569	4.50	0.6
14	53	10.19	26.178	32.006	1.931	2.569	4.50	0.6
15	58.00	9.534	20.880	21.166	1.600	2.190	3.79	0.55
16	61.50	9.175	18.398	16.670	1.435	2.005	3.44	0.52
17	65.00	8.843	16.349	13.257	1.291	1.849	3.14	0.49
18	68.50	8.520	14.555	10.538	1.162	1.708	2.87	0.46
19	72.00	8.242	13.133	8.567	1.057	1.593	2.65	0.433
20	75.50	7.984	12.047	7.155	0.971	1.509	2.48	0.404
21	79.0	7.742	11.163	6.072	0.898	1.442	2.34	0.375
22	83.5	7.480	10.510	5.262	0.835	1.405	2.24	0.337
23	88.00	7.263	10.22	4.822	0.793	1.407	2.20	0.3

Trong đó:

+ H_d : chiều cao tiết diện

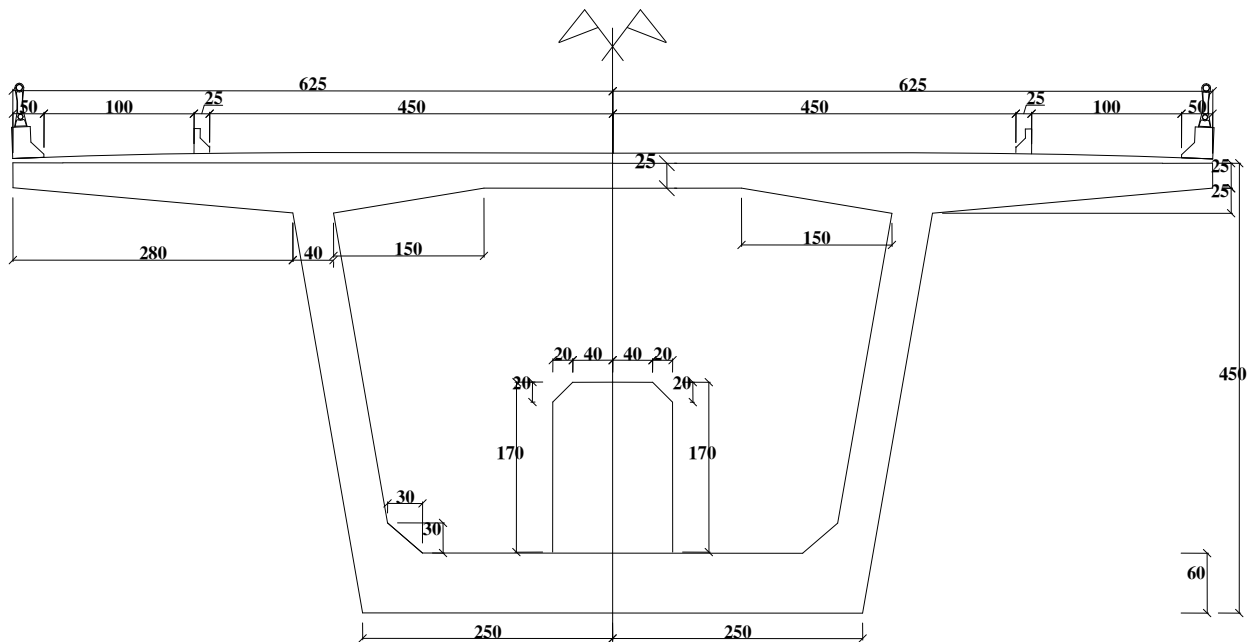
+ H_d : chiều dày bản đáy tiết diện

+ y_t : khoảng cách từ trục trung hoà đến mép trên tiết diện.

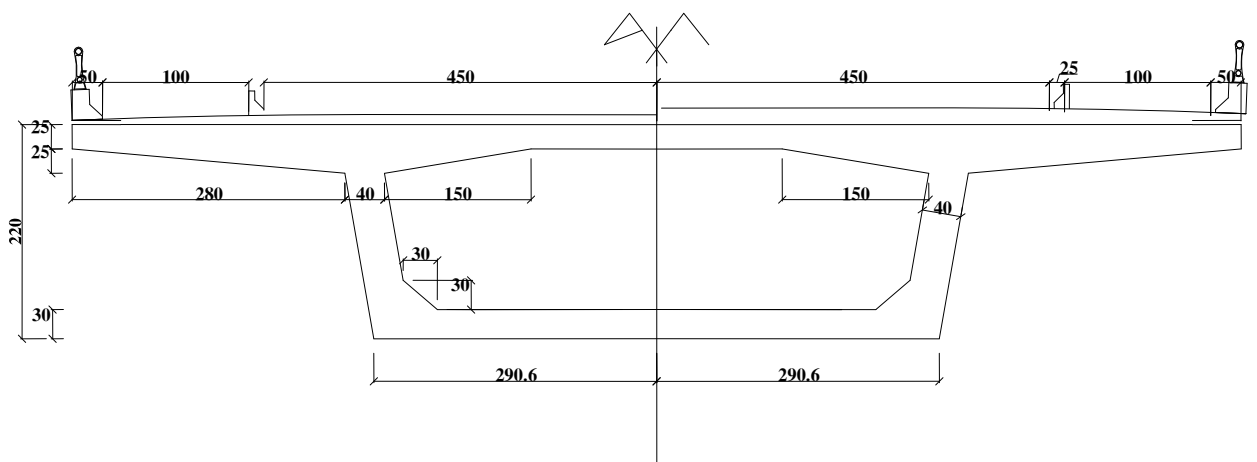
+ y_d : khoảng cách từ trục trung hoà đến mép dưới tiết diện.

+ I_{yy} : mômen quán tính của tiết diện đối với trục yy đi qua trọng tâm.

Kịch th-íc tiỐt diỐn t*i* mĐp trô



Kích th-ớc tiết diện tại giữa nhịp



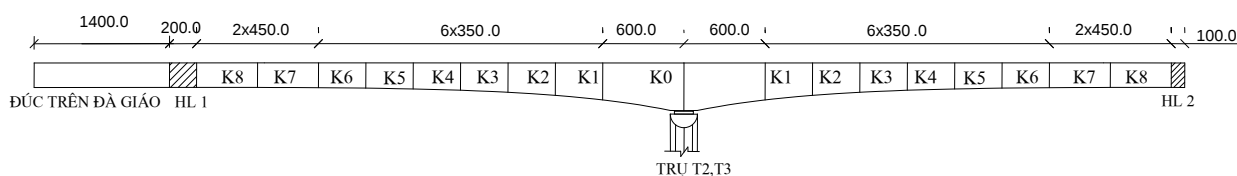
IV.2. TÍNH TOÁN NỘI LỰC TRONG DẦM

Vì trong quá trình thi công hẫng nội lực hình thành dần qua các bước thi công, nên để tính nội lực trong dầm chủ ta phải xem xét quá trình làm việc qua các giai đoạn thi công.

Nội lực hình thành dần qua các giai đoạn thi công và sơ đồ tính nội lực được mô hình hoá để tính toán sẽ trình bày sau đây. Tổng hợp nội lực của các giai đoạn thi công đó ta sẽ có biểu đồ bao nội lực thi công. Sau đó tính toán nội lực trong giai đoạn khai thác. Cuối cùng ta tổ hợp lấy được bao nội lực trong giai đoạn thi công và trong giai đoạn khai thác ta được nội lực thiết kế.

iv.2.1 Sơ đồ chia đốt thi công kết cấu nhịp

Sơ đồ chia đốt thi công kết cấu nhịp



iv.2.2 Các giai đoạn thi công kết cấu nhịp

a. Giai đoạn 1: Đúc hẫng cân bằng trên trụ T2, T3

Để thực hiện việc đúc hẫng ta phải thi công đốt K0 trên đà giáo mở rộng trụ. Các khối K0 phải liên kết tạm thời với đỉnh trụ thông qua các thanh c-ờng độ cao, riêng K0 trên trụ T3 là liên kết cố định vì đó là trụ ngầm.

Trong bước này tải trọng tác dụng lên dầm gồm có trọng lượng bản thân của các đốt đúc, trọng lượng xe đúc P (kể cả ván khuôn, thiết bị thi công và người).

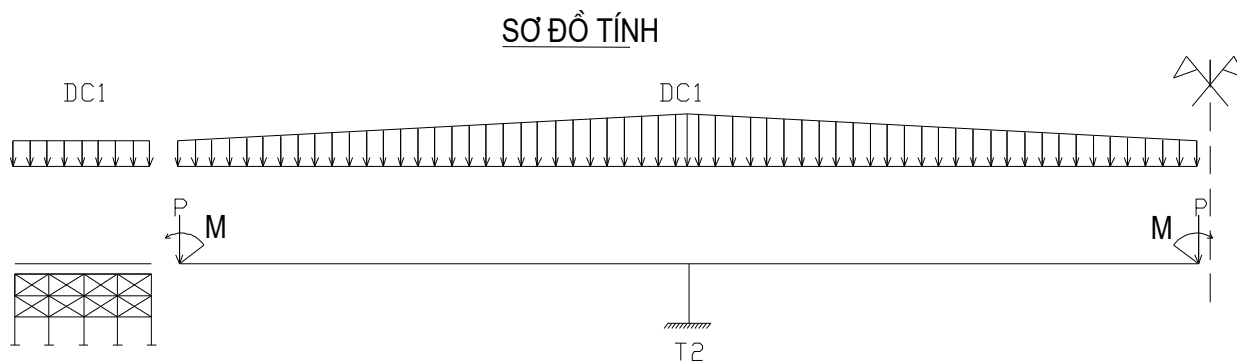
Sơ đồ tính là lúc đã đúc xong phần hẫng. Trên trụ T2, T3 hai xe đúc đứng ở K8.

Khi tính toán lấy tải trọng xe đúc là $P=400\text{KN}$, $M=200\text{ KN.m}$ tải trọng do trọng lượng bản thân dầm được tính là tải trọng phân bố theo hình thang trên mỗi đốt đúc và có giá trị bằng diện tích mặt cắt nhân với trọng lượng riêng của bê tông $\gamma = 2.4\text{ T/m}^3$.

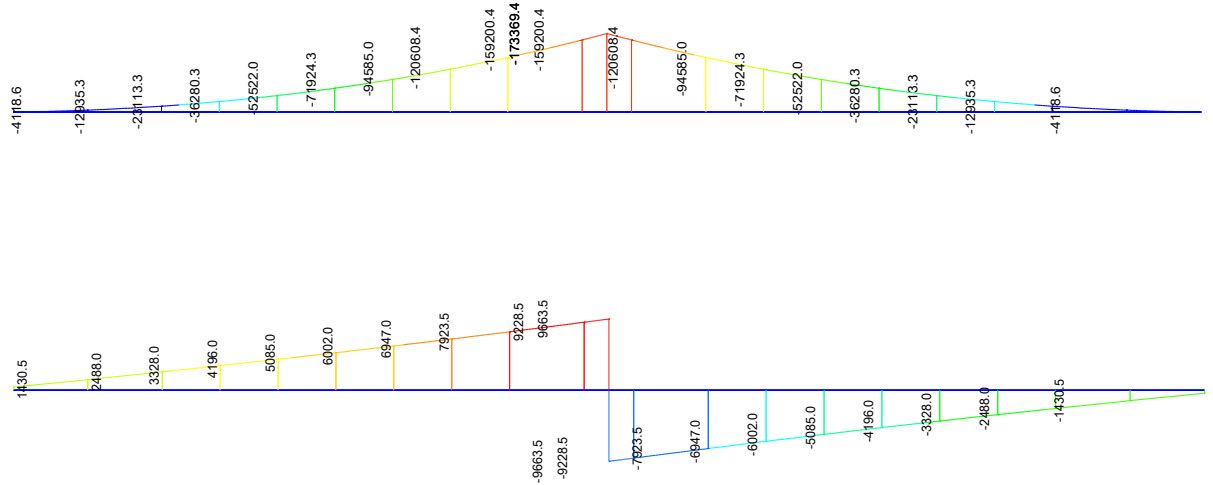
Khi thi công đúc hẫng từng cặp đốt đối xứng, khi bê tông đạt cường độ tiến hành căng cáp - st.

Sau khi tiến hành đúc hẫng cân bằng trên các trụ xong, tiến hành xây lắp đoạn đúc trên đà giáo phục vụ cho quá trình hợp long nhịp biên.

Ta có sơ đồ tính như sau:



Biểu đồ mômen thu được khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm midas



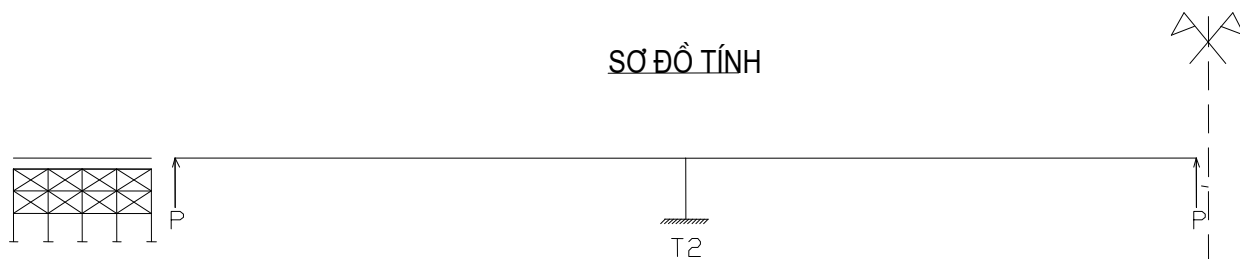
Nội lực trong các tiết diện khác bằng 0

Tiết diện	Khoảng cách	Tải trọng	Lực cắt	Mômen	Ptt<1	Mtt<1	Ptt>1	Mtt>1
	m		KN	KNm	KN	KNm	KN	KNm
1	0.00	DC1,XD	0	0	0	0	0	0
2	14.00	DC1,XD	0	0	0	0	0	0
3	16.00	DC1,XD	400	0	360	0	500	0
4	20.50	DC1,XD	1430.5	-4118.6	1235.43	-4173.12	1715.875	-5796
5	25.00	DC1,XD	2488.0	-12235.3	1940.58	-11314.8	2695.25	-15715
6	28.50	DC1,XD	3328.0	-23113.3	2501.64	-19086.3	3474.5	-26508.75
7	32.00	DC1,XD	4196.0	-36280.3	3078.99	-28851.3	4276.375	-40071.25
8	35.50	DC1,XD	5985.0	-52522.0	3676.95	-40674.6	5106.875	-56492.5
9	39.00	DC1,XD	6002.0	-71924.3	4299.75	-54639	5971.875	-75887.5
10	42.50	DC1,XD	6947.0	-94585.0	4951.62	-70840.8	6877.25	-98390
11	46.00	DC1,XD	7923.5	-120608.4	5635.98	-89392.5	7827.75	-124156.25
12	51	DC1,XD	9228.5	-159200.4	6699.87	-120231	9305.375	-166987.5
13T	52.00	DC1,XD	9663.5	-173369.4	7256.43	-127206	10078.375	-176675
13P	52.00	DC1,XD	-9663.5	-173369.4	-7256.43	-127206	-10078.375	-176675
14	53	DC1,XD	-9228.5	-159200.4	-6685.74	-120231	-9285.75	-166987.5
15	58.00	DC1,XD	-7923.5	-120608.4	-5639.31	-89392.5	-7832.375	-124156.25
16	61.50	DC1,XD	-6947.0	-94585.0	-4953.6	-70840.8	-6880	-98390
17	65.00	DC1,XD	-6002.0	-71924.3	-4301.19	-54639	-5973.875	-75887.5
18	68.50	DC1,XD	-5985.0	-52522.0	-3677.85	-40674.6	-5108.125	-56492.5
19	72.00	DC1,XD	-4196.0	-36280.3	-3079.62	-28851.3	-4277.25	-40071.25
20	75.50	DC1,XD	-3328.0	-23113.3	-2502	-19086.3	-3475	-26508.75
21	79.0	DC1,XD	-2488.0	-12235.3	-1940.76	-11314.8	-2695.5	-15715
22	83.5	DC1,XD	-1430.5	-4118.6	-1235.52	-4173.12	-1716	-5796
23	88.00	DC1,XD	400	0	-360	0	-500	0
24	90.00	DC1,XD	400	0	360	0	500	0
25	94.50	DC1,XD	1430.5	-4118.6	1235.52	-4173.12	1716	-5796

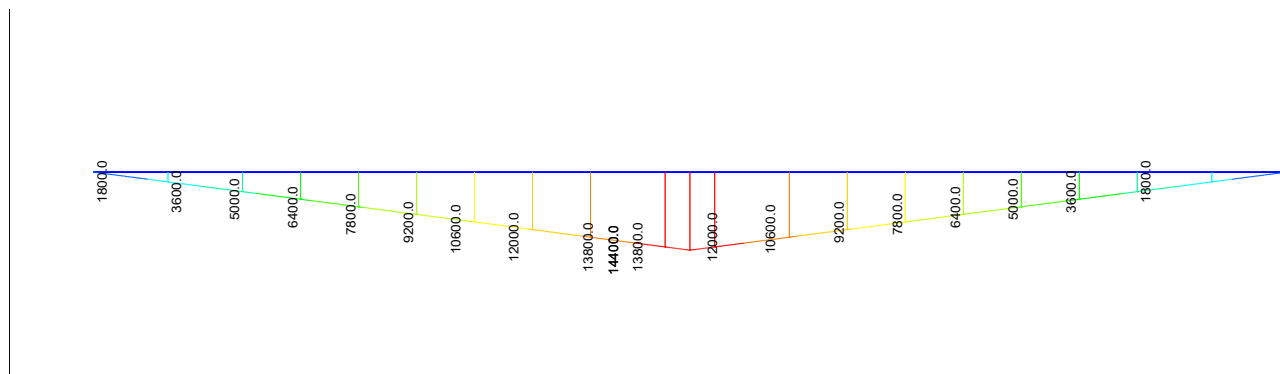
26	99.00	DC1,XD	2488.0	-12235.3	1940.76	-11314.8	2695.5	-15715
27	102.50	DC1,XD	3328.0	-23113.3	2502	-19086.3	3475	-26508.75
28	106.00	DC1,XD	4196.0	-36280.3	3079.62	-28851.3	4277.25	-40071.25
29	109.50	DC1,XD	5985.0	-52522.0	3677.85	-40674.6	5108.125	-56492.5
30	113.00	DC1,XD	6002.0	-71924.3	4301.19	-54639	5973.875	-75887.5
31	116.50	DC1,XD	6947.0	-94585.0	4953.6	-70840.8	6880	-98390
32	120.00	DC1,XD	7923.5	-120608.4	5639.31	-89392.5	7832.375	-124156.25
33	125	DC1,XD	9228.5	-159200.4	6685.74	-120231	9285.75	-166987.5
34T	126.00	DC1,XD	9663.5	-173369.4	7256.43	-127206	10078.375	-176675
34P	126.00	DC1,XD	-9663.5	-173369.4	-7256.43	-127206	-10078.375	-176675
35	127	DC1,XD	-9228.5	-159200.4	-6699.87	-120231	-9305.375	-166987.5
36	132.00	DC1,XD	-7923.5	-120608.4	-5635.98	-89392.5	-7827.75	-124156.25
37	135.50	DC1,XD	-6947.0	-94585.0	-4951.62	-70840.8	-6877.25	-98390
38	139.00	DC1,XD	-6002.0	-71924.3	-4299.75	-54639	-5971.875	-75887.5
39	142.50	DC1,XD	-5985.0	-52522.0	-3676.95	-40674.6	-5106.875	-56492.5
40	146.00	DC1,XD	-4196.0	-36280.3	-3078.99	-28851.3	-4276.375	-40071.25
41	149.50	DC1,XD	-3328.0	-23113.3	-2501.64	-19086.3	-3474.5	-26508.75
42	153.00	DC1,XD	-2488.0	-12235.3	-1940.58	-11314.8	-2695.25	-15715
43	157.50	DC1,XD	-1430.5	-4118.6	-1235.43	-4173.12	-1715.875	-5796
44	162.00	DC1,XD	-400	0	-360	0	-500	0
45	164.00	DC1,XD	0	0	0	0	0	0
46	178	DC1,XD	0	0	0	0	0	0

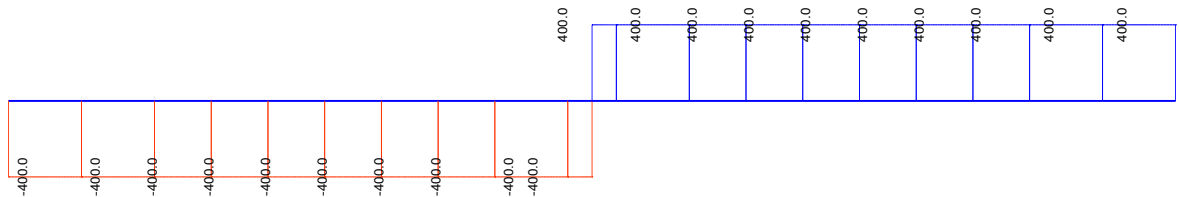
b. Giai đoạn 2 : tháo xe đúc

Sau khi thi công xong phần hẫng cấp xe đúc trên trụ T2, T3 được tháo ra. Sơ đồ tháo xe đúc tương ứng với việc tác dụng cặp lực ngược trở lại trên 2 cánh hẫng.
Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen thu được khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm midas7.01





Tiết diện	Khoảng cách	Tải trọng	Lực cắt	Mômen	Ptt<1	Mtt<1	Ptt>1	Mtt>1
	M		KN	KNm	KN	KNm	KN	KNm
1	0.00	<i>XD</i>	0	0	0	0	0	0
2	14.00	<i>XD</i>	0	0	0	0	0	0
3	16.00	<i>XD</i>	-400	0	-360	0	-500	0
4	20.50	<i>XD</i>	-400	1800	-360	1620	-500	3625
5	25.00	<i>XD</i>	-400	3600	-360	3240	-500	7000
6	28.50	<i>XD</i>	-400	5000	-360	4500	-500	9625
7	32.00	<i>XD</i>	-400	6400	-360	5760	-500	12250
8	35.50	<i>XD</i>	-400	7800	-360	7020	-500	14875
9	39.00	<i>XD</i>	-400	9200	-360	8280	-500	17500
10	42.50	<i>XD</i>	-400	10600	-360	9540	-500	20125
11	46.00	<i>XD</i>	-400	12000	-360	10800	-500	22750
12	51	<i>XD</i>	-400	13800	-360	12420	-500	26500
13T	52.00	<i>XD</i>	-400	14400	-360	12960	-500	27250
13P	52.00	<i>XD</i>	400	14400	-360	12960	-500	27250
14	53	<i>XD</i>	400	13800	-360	12420	-500	26500
15	58.00	<i>XD</i>	400	12000	-360	10800	-500	22750
16	61.50	<i>XD</i>	400	10600	-360	9540	-500	20125
17	65.00	<i>XD</i>	400	9200	-360	8280	-500	17500
18	68.50	<i>XD</i>	400	7800	-360	7020	-500	14875
19	72.00	<i>XD</i>	400	6400	-360	5760	-500	12250
20	75.50	<i>XD</i>	400	5000	-360	4500	-500	9625
21	79.0	<i>XD</i>	400	3600	-360	3240	-500	7000
22	83.5	<i>XD</i>	400	1800	-360	1620	-500	3625
23	88.00	<i>XD</i>	400	0	-360	0	-500	0
24	90.00	<i>XD</i>	-400	0	-360	0	-500	0
25	94.50	<i>XD</i>	-400	1800	-360	1620	-500	3625
26	99.00	<i>XD</i>	-400	3600	-360	3240	-500	7000
27	102.50	<i>XD</i>	-400	5000	-360	4500	-500	9625
28	106.00	<i>XD</i>	-400	6400	-360	5760	-500	12250
29	109.50	<i>XD</i>	-400	7800	-360	7020	-500	14875
30	113.00	<i>XD</i>	-400	9200	-360	8280	-500	17500
31	116.50	<i>XD</i>	-400	10600	-360	9540	-500	20125
32	120.00	<i>XD</i>	-400	12000	-360	10800	-500	22750
33	125	<i>XD</i>	-400	13800	-360	12420	-500	26500
34T	126.00	<i>XD</i>	-400	14400	-360	12960	-500	27250
34P	126.00	<i>XD</i>	400	14400	-360	12960	-500	27250
35	127	<i>XD</i>	400	13800	-360	12420	-500	26500
36	132.00	<i>XD</i>	400	12000	-360	10800	-500	22750

37	135.50	XD	400	10600	-360	9540	-500	20125
38	139.00	XD	400	9200	-360	8280	-500	17500
39	142.50	XD	400	7800	-360	7020	-500	14875
40	146.00	XD	400	6400	-360	5760	-500	12250
41	149.50	XD	400	5000	-360	4500	-500	9625
42	153.00	XD	400	3600	-360	3240	-500	7000
43	157.50	XD	400	1800	-360	1620	-500	3625
44	162.00	XD	400	0	-360	0	-500	0
45	164.00	XD	0	0	0	0	0	0
46	178	XD	0	0	0	0	0	0

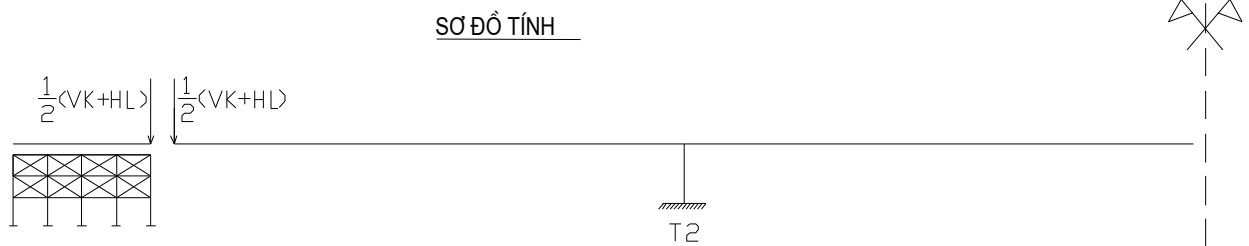
c. Giai đoạn 3: Hợp long nhịp biên

Sử dụng bộ ván khuôn để hợp long nhịp biên, tải trọng tác dụng là trọng lượng của ván khuôn và trọng lượng đổ hợp long. Tải trọng trong thời gian bê tông còn ướt tác dụng lên phần cánh hẫng và tác dụng trực tiếp và gián tiếp với giá trị bằng $\frac{1}{2}(VK + HL)$

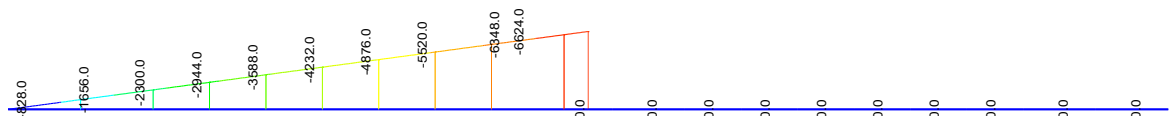
Với : Tải trọng ván khuôn $n_{\text{Eng}} : VK = 20 \text{ (T)} = 200 \text{ KN}$

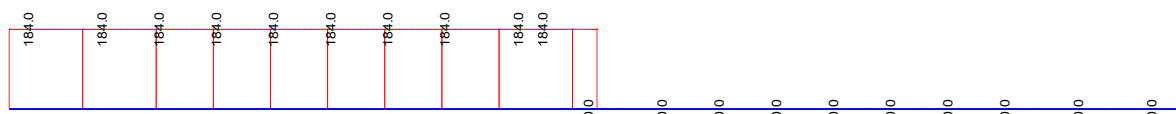
$$HL = 2.4 \times 7.37 \times 2 = 35.376 \text{ T} = 353.76 \text{ KN}$$

Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen thu được khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm midas



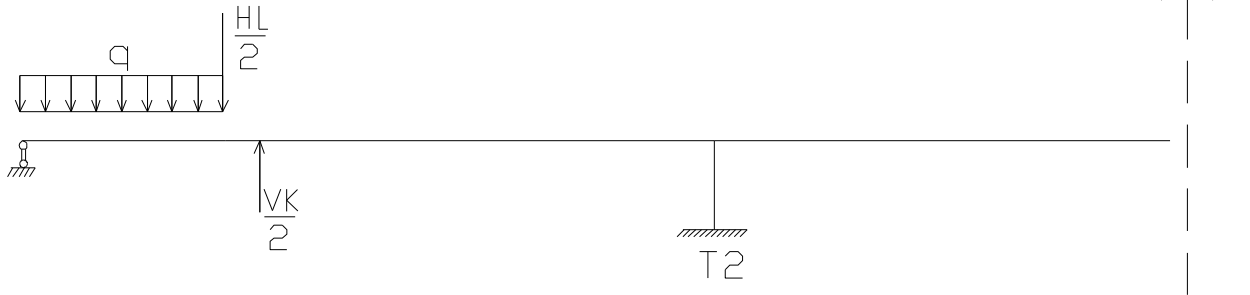
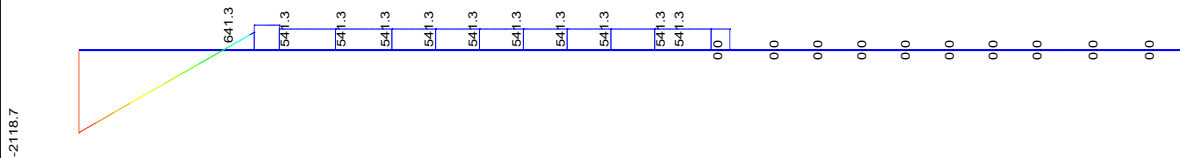


Tiết diện	Khoảng cách	Tải trọng	Lực cắt	Mômen	Ptt<1	Mtt<1	Ptt>1	Mtt>1
	M		KN	KNm	KN	KNm	KN	KNm
1	0.00	(VK+HL)/2	0	0	0	0	0	0
2	14.00	(VK+HL)/2	0	0	0	0	0	0
3	16.00	(VK+HL)/2	184	0	165.6	0	230	0
4	20.50	(VK+HL)/2	184	-828.0	165.6	-745.2	230	-1416.875
5	25.00	(VK+HL)/2	184	-1,656.0	165.6	-1490.4	230	-2833.625
6	28.50	(VK+HL)/2	184	-2,300.0	165.6	-2070.0	230	-3935.625
7	32.00	(VK+HL)/2	184	-2,944.0	165.6	-2,649.6	230	-5037.625
8	35.50	(VK+HL)/2	184	-3,588.0	165.6	-3,229.2	230	-6139.625
9	39.00	(VK+HL)/2	184	-4,232.0	165.6	-3,808.8	230	-7241.5
10	42.50	(VK+HL)/2	184	-4,876.0	165.6	-4,388.4	230	-8343.5
11	46.00	(VK+HL)/2	184	-5,520.0	165.6	-4,968.0	230	-9445.5
12	51	(VK+HL)/2	184	-6,348.0	165.6	-5,713.2	230	-11019.75
13T	52.00	(VK+HL)/2	184	-6,624.0	165.6	-5,961.6	230	-11334.625
13P	52.00	(VK+HL)/2	0	0	0	0	0	0
34T	126.00	(VK+HL)/2	0	0	0	0	0	0
34P	126.00	(VK+HL)/2	184	-6,624.0	-165.6	-5,961.6	-230	-11334.625
35	127	(VK+HL)/2	184	-6,348.0	-165.6	-5,713.2	-230	-11019.75
36	132.00	(VK+HL)/2	184	-5,520.0	-165.6	-4,968.0	-230	-9445.5
37	135.50	(VK+HL)/2	184	-4,876.0	-165.6	-4,388.4	-230	-8343.5
38	139.00	(VK+HL)/2	184	-4,232.0	-165.6	-3,808.8	-230	-7241.5
39	142.50	(VK+HL)/2	184	-3,588.0	-165.6	-3,229.2	-230	-6139.625
40	146.00	(VK+HL)/2	184	-2,944.0	-165.6	-2,649.6	-230	-5037.625
41	149.50	(VK+HL)/2	184	-2,300.0	-165.6	-2070.0	-230	-3935.625
42	153.00	(VK+HL)/2	184	-1,656.0	-165.6	-1490.4	-230	-2833.625
43	157.50	(VK+HL)/2	184	-828.0	-165.6	-745.2	-230	-1416.875
44	162.00	(VK+HL)/2	184	0	-165.6	0	-230	0
45	164.00	(VK+HL)/2	0	0	0	0	0	0
46	178	(VK+HL)/2	0	0	0	0	0	0

- Trời trăng t, c đông:

- $$q = HL/2 = 176.88 \text{ (KN/m)}$$

SƠ ĐỒ TÍNH

[illegible]

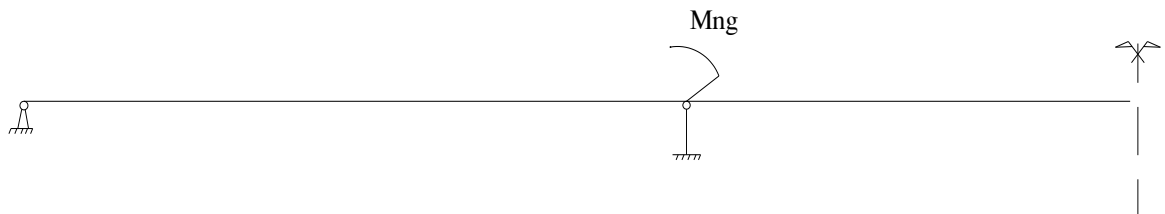
	Khoảng cách	Tải trọng	Lực cắt	Mômen	Ptt<1	Mtt<1	Ptt>1	Mtt>1
	M		KN	KNm	KN	KNm	KN	KNm
1	0.00	q.HL/2,VK/2	-2,118.7	0	-1885.86	0	-2619.25	0
2	14.00	q.HL/2,VK/2	641.3	12,195.7	502.056	10800.9	697.3	15001.25
3	16.00	q.HL/2,VK/2	541.3	11,629.5	434.556	9796.5	603.55	13606.25

4	20.50	q,HL/2,VK/2	541.3	10,346.8	434.556	7841.07	603.55	12933.5
5	25.00	q,HL/2,VK/2	541.3	7,910.9	434.556	5885.55	603.55	8174.375
6	28.50	q,HL/2,VK/2	541.3	5,474.9	434.556	4364.55	603.55	6061.875
7	32.00	q,HL/2,VK/2	541.3	3,580.3	434.556	2843.55	603.55	3949.375
8	35.50	q,HL/2,VK/2	541.3	1,635.7	434.556	1322.64	603.55	1837
9	39.00	q,HL/2,VK/2	541.3	-2103.6	434.556	-198.324	603.55	-275.45
10	42.50	q,HL/2,VK/2	541.3	-3,998.2	434.556	-1719.27	603.55	-2387.875
11	46.00	q,HL/2,VK/2	541.3	-5,892.8	434.556	-3240.27	603.55	-4500.375
12	51	q,HL/2,VK/2	541.3	-8,328.8	434.556	-5413.05	603.55	-7518.125
13T	52.00	q,HL/2,VK/2	541.3	-9,140.8	434.556	-5847.57	603.55	-8121.625
34P	126.00	q,HL/2,VK/2	-541.3	-9,140.8	-434.556	-5847.57	-603.55	-8121.625
35	127	q,HL/2,VK/2	-541.3	-8,328.8	-434.556	-5413.05	-603.55	-7518.125
36	132.00	q,HL/2,VK/2	-541.3	-5,892.8	-434.556	-3240.27	-603.55	-4500.375
37	135.50	q,HL/2,VK/2	-541.3	-3,998.2	-434.556	-1719.27	-603.55	-2387.875
38	139.00	q,HL/2,VK/2	-541.3	-2103.6	-434.556	-198.324	-603.55	-275.45
39	142.50	q,HL/2,VK/2	-541.3	1,635.7	-434.556	1322.64	-603.55	1837
40	146.00	q,HL/2,VK/2	-541.3	3,580.3	-434.556	2843.55	-603.55	3949.375
41	149.50	q,HL/2,VK/2	-541.3	5,474.9	-434.556	4364.55	-603.55	6061.875
42	153.00	q,HL/2,VK/2	-541.3	7,910.9	-434.556	5885.55	-603.55	8174.375
43	157.50	q,HL/2,VK/2	-541.3	10,346.8	-434.556	7841.07	-603.55	12933.5
44	162.00	q,HL/2,VK/2	-541.3	11,629.5	-434.556	9796.5	-603.55	13606.25
45	164.00	q,HL/2,VK/2	641.3	12,195.7	-502.056	10800.9	-697.3	15001.25
46	178	q,HL/2,VK/2	2,118.7	0	1885.86	0	2619.25	0

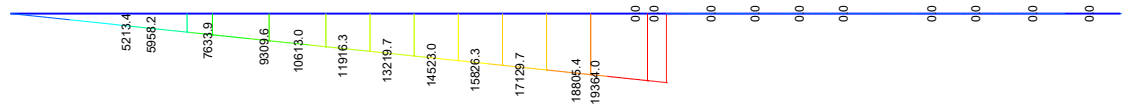
e. Giai đoạn 5: Tháo ngàm

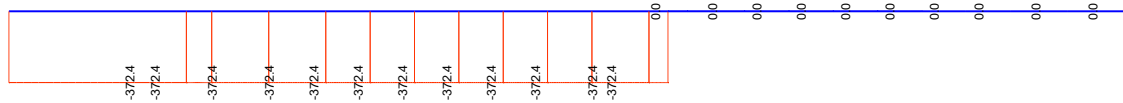
Cắt bỏ liên kết tạm khối đỉnh trụ T2,T3. Sơ đồ tính t-ơng đ-ơng với việc giải phóng mômen trong trụ, đặt mômen đó vào dầm.

Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen thu đ-ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm midas





Nội lực trong các tiết diện khác bằng 0

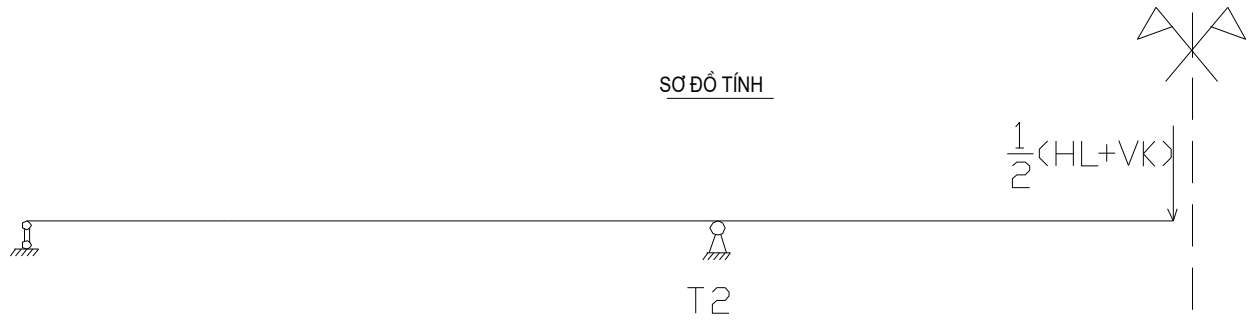
Tiết diện	Khoảng cách	Tải trọng	Lực cắt	Mômen	Ptt<1	Mtt<1	Ptt>1	Mtt>1
	M		KN	KNm	KN	KNm	KN	KNm
1	0.00	M_{ng}	-372.4	0.00	-269.397	0	-374.1625	0
2	14.00	M_{ng}	-372.4	5,213.4	-269.397	3771.54	-374.1625	5238.25
3	16.00	M_{ng}	-372.4	5,958.2	-269.397	4310.28	-374.1625	5986.5
4	20.50	M_{ng}	-372.4	6,136.20	-269.397	5522.58	-374.1625	7670.25
5	25.00	M_{ng}	-372.4	7,483.20	-269.397	6734.88	-374.1625	9354
6	28.50	M_{ng}	-372.4	8,530.80	-269.397	7677.72	-374.1625	10663.5
7	32.00	M_{ng}	-372.4	9,578.50	-269.397	8620.65	-374.1625	11973.125
8	35.50	M_{ng}	-372.4	10,626.00	-269.397	9563.4	-374.1625	13282.5
9	39.00	M_{ng}	-372.4	11,674.00	-269.397	10506.6	-374.1625	14592.5
10	42.50	M_{ng}	-372.4	12,721.00	-269.397	11448.9	-374.1625	15901.25
11	46.00	M_{ng}	-372.4	13,769.00	-269.397	12392.1	-374.1625	17211.25
12	51	M_{ng}	-372.4	15,266.00	-269.397	13739.4	-374.1625	19082.5
13T	52.00	M_{ng}	-372.4	15,565.00	-269.397	14008.5	-374.1625	19456.25
13P	52.00	M_{ng}	0	0	0	0	0	0
34T	126.00	M_{ng}	0	0	0	0	0	0
34P	126.00	M_{ng}	372.4	15,565.00	269.397	14008.5	374.1625	19456.25
35	127	M_{ng}	372.4	15,266.00	269.397	13739.4	374.1625	19082.5
36	132.00	M_{ng}	372.4	13,769.00	269.397	12392.1	374.1625	17211.25
37	135.50	M_{ng}	372.4	12,721.00	269.397	11448.9	374.1625	15901.25
38	139.00	M_{ng}	372.4	11,674.00	269.397	10506.6	374.1625	14592.5
39	142.50	M_{ng}	372.4	10,626.00	269.397	9563.4	374.1625	13282.5
40	146.00	M_{ng}	372.4	9,578.50	269.397	8620.65	374.1625	11973.125
41	149.50	M_{ng}	372.4	8,530.80	269.397	7677.72	374.1625	10663.5
42	153.00	M_{ng}	372.4	7,483.20	269.397	6734.88	374.1625	9354
43	157.50	M_{ng}	372.4	6,136.20	269.397	5522.58	374.1625	7670.25
44	162.00	M_{ng}	372.4	5,958.2	269.397	4310.28	374.1625	5986.5
45	164.00	M_{ng}	372.4	5,213.4	269.397	3771.54	374.1625	5238.25
46	178	M_{ng}	372.4	0	269.397	0	374.1625	0

f. Giai đoạn 6: Hợp long nhịp giữa

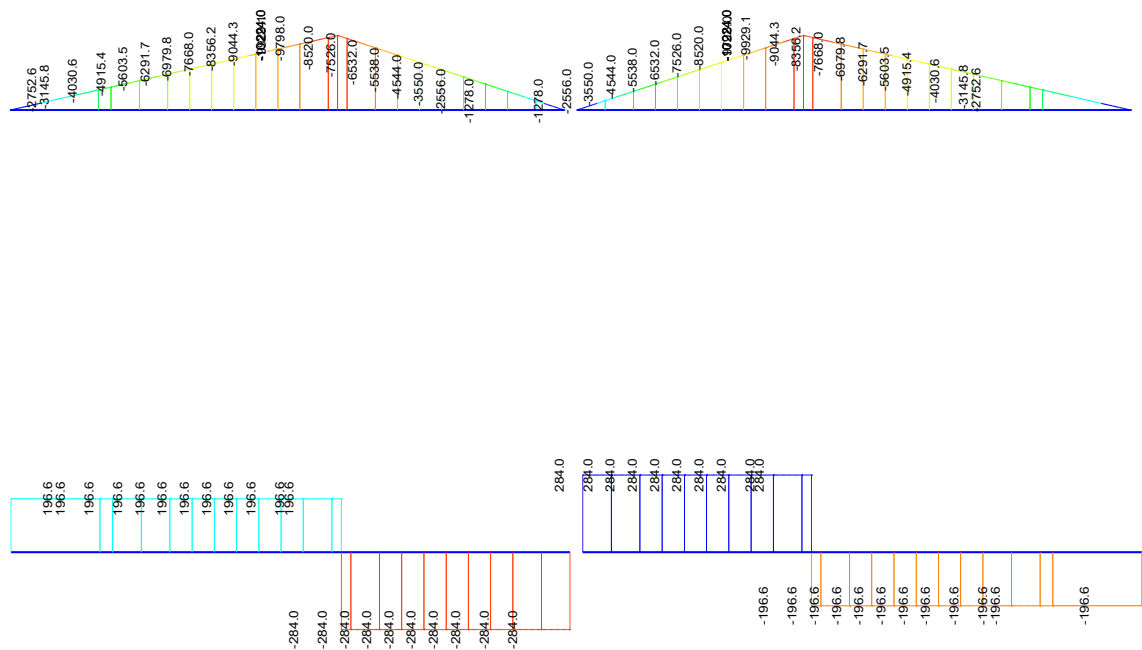
Tiến hành hợp long nhịp T2 – T3: tiến xe đúc trên trụ T2 sát mép cánh hẫng, sau đó cho một đầu xe đúc tỳ lên đầu hẫng đối diện, khối l- ượng xe đúc chia đều cho 2 cánh hẫng. Lắp đặt ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông đợt hợp long. Trọng l- ượng của đợt hợp long (khi bê tông ch- a đông cứng)

chia đều cho hai cánh hẫng với giá trị bằng $\frac{1}{2} \nabla K + HL$.

Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen thu được khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm midas



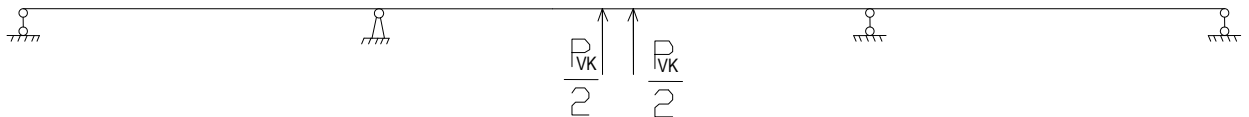
Tiết diện	Khoảng cách	Tải trọng	Lực cắt	Mômen	Ptt<1	Mtt<1	Ptt>1	Mtt>1
	M		KN	KNm	KN	KNm	KN	KNm
1	0.00	$(VK+HL)/2$	196.6	0.00	156.942	0	217.975	0
2	14.00	$(VK+HL)/2$	196.6	-2,441.30	156.942	-2197.17	217.975	-3051.625
3	16.00	$(VK+HL)/2$	196.6	-2,790.10	156.942	-2511.09	217.975	-3487.625
4	20.50	$(VK+HL)/2$	196.6	-3,574.80	156.942	-3217.32	217.975	-4468.5
5	25.00	$(VK+HL)/2$	196.6	-4,359.50	156.942	-3923.55	217.975	-5449.375
6	28.50	$(VK+HL)/2$	196.6	-4,969.80	156.942	-4472.82	217.975	-6212.25
7	32.00	$(VK+HL)/2$	196.6	-5,580.10	156.942	-5022.09	217.975	-6975.125
8	35.50	$(VK+HL)/2$	196.6	-6,190.40	156.942	-5571.36	217.975	-7738
9	39.00	$(VK+HL)/2$	196.6	-6,800.80	156.942	-6120.72	217.975	-8501
10	42.50	$(VK+HL)/2$	196.6	-7,411.10	156.942	-6669.99	217.975	-9263.875
11	46.00	$(VK+HL)/2$	196.6	-8,021.40	156.942	-7219.26	217.975	-10026.75
12	51	$(VK+HL)/2$	196.6	-8,893.30	156.942	-8003.97	217.975	-11116.625

13T	52.00	(VK+HL)/2	196.6	-9,067.70	156.942	-8160.93	217.975	-11334.625
13P	52.00	(VK+HL)/2	-284	-9,067.70	-226.692	-8160.93	-314.85	-11334.625
14	53	(VK+HL)/2	-284	-8,815.80	-226.692	-7934.22	-314.85	-11019.75
15	58.00	(VK+HL)/2	-284	-7,556.40	-226.692	-6800.76	-314.85	-9445.5
16	61.50	(VK+HL)/2	-284	-6,674.80	-226.692	-6007.32	-314.85	-8343.5
17	65.00	(VK+HL)/2	-284	-5,793.20	-226.692	-5213.88	-314.85	-7241.5
18	68.50	(VK+HL)/2	-284	-4,911.70	-226.692	-4420.53	-314.85	-6139.625
19	72.00	(VK+HL)/2	-284	-4,030.10	-226.692	-3627.09	-314.85	-5037.625
20	75.50	(VK+HL)/2	-284	-3,148.50	-226.692	-2833.65	-314.85	-3935.625
21	79.0	(VK+HL)/2	-284	-2,266.90	-226.692	-2040.21	-314.85	-2833.625
22	83.5	(VK+HL)/2	-284	-1,133.50	-226.692	-1020.15	-314.85	-1416.875
23	88.00	(VK+HL)/2	-284	0	-226.692	0	-314.85	0
24	90.00	(VK+HL)/2	284	0	226.692	0	314.85	0
25	94.50	(VK+HL)/2	284	-1,133.50	226.692	-1020.15	314.85	-1416.875
26	99.00	(VK+HL)/2	284	-2,266.90	226.692	-2040.21	314.85	-2833.625
27	102.50	(VK+HL)/2	284	-3,148.50	226.692	-2833.65	314.85	-3935.625
28	106.00	(VK+HL)/2	284	-4,030.10	226.692	-3627.09	314.85	-5037.625
29	109.50	(VK+HL)/2	284	-4,911.70	226.692	-4420.53	314.85	-6139.625
30	113.00	(VK+HL)/2	284	-5,793.20	226.692	-5213.88	314.85	-7241.5
31	116.50	(VK+HL)/2	284	-6,674.80	226.692	-6007.32	314.85	-8343.5
32	120.00	(VK+HL)/2	284	-7,556.40	226.692	-6800.76	314.85	-9445.5
33	125	(VK+HL)/2	284	-8,815.80	226.692	-7934.22	314.85	-11019.75
34T	126.00	(VK+HL)/2	284	-9,067.70	226.692	-8160.93	314.85	-11334.625
34P	126.00	(VK+HL)/2	-196.6	-9,067.70	-156.942	-8160.93	-217.975	-11334.625
35	127	(VK+HL)/2	-196.6	-8,893.30	-156.942	-8003.97	-217.975	-11116.625
36	132.00	(VK+HL)/2	-196.6	-8,021.40	-156.942	-7219.26	-217.975	-10026.75
37	135.50	(VK+HL)/2	-196.6	-7,411.10	-156.942	-6669.99	-217.975	-9263.875
38	139.00	(VK+HL)/2	-196.6	-6,800.80	-156.942	-6120.72	-217.975	-8501
39	142.50	(VK+HL)/2	-196.6	-6,190.40	-156.942	-5571.36	-217.975	-7738
40	146.00	(VK+HL)/2	-196.6	-5,580.10	-156.942	-5022.09	-217.975	-6975.125
41	149.50	(VK+HL)/2	-196.6	-4,969.80	-156.942	-4472.82	-217.975	-6212.25
42	153.00	(VK+HL)/2	-196.6	-4,359.50	-156.942	-3923.55	-217.975	-5449.375
43	157.50	(VK+HL)/2	-196.6	-3,574.80	-156.942	-3217.32	-217.975	-4468.5
44	162.00	(VK+HL)/2	-196.6	-2,790.10	-156.942	-2511.09	-217.975	-3487.625
45	164.00	(VK+HL)/2	-196.6	-2,441.30	-156.942	-2197.17	-217.975	-3051.625
46	178	(VK+HL)/2	-196.6	0	-156.942	0	-217.975	0

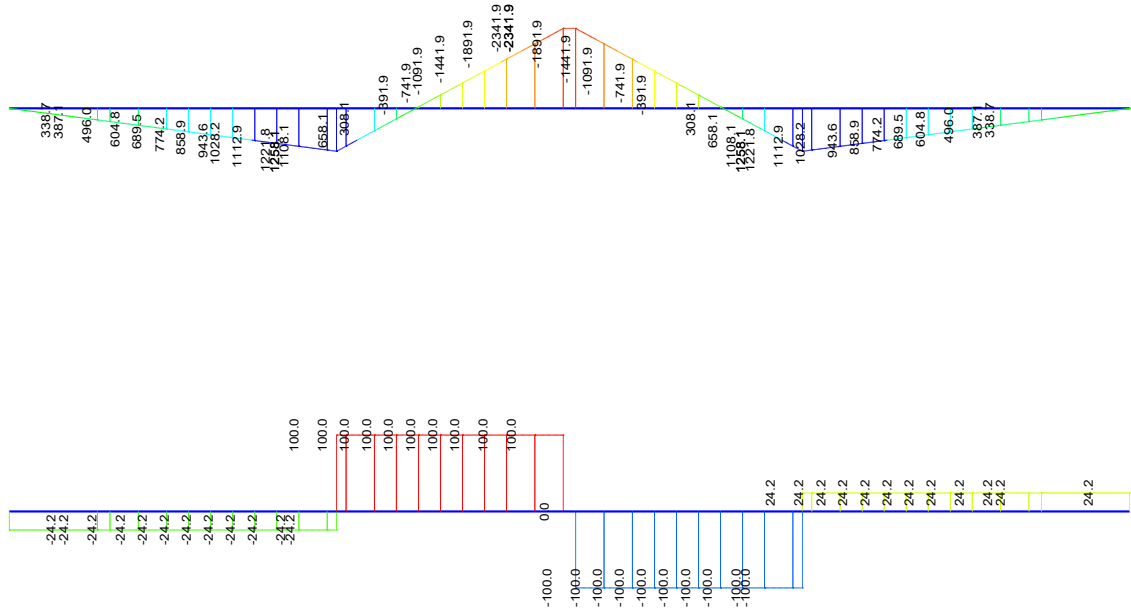
g. Giai đoạn 7 : Căng cáp, tháo ván khuôn đốt hợp long

Sau khi bê tông đạt đủ c- ờng độ, tiến hành căng cáp d- ờng và tháo xe đúc đốt hợp long. Việc tháo xe đúc t- ờng đ- ờng với việc tác dụng ng- ọc trở lại của trọng l- ợng xe đúc, trên sơ đồ liên tục.

Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen thu đ- ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm sap2000

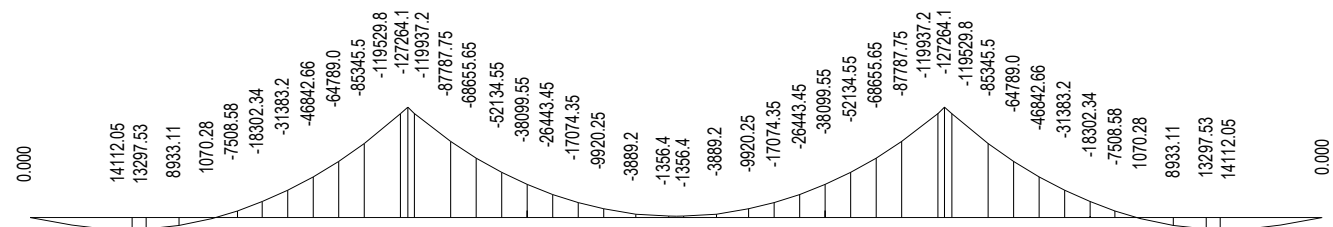


Tiết diện	Khoảng cách	Tải trọng	Lực cắt	Mômen	Ptt<1	Mtt<1	Ptt>1	Mtt>1
	M		KN	KNm	KN	KNm	KN	KNm
1	0.00	VK/2	-24.2	0.00	-23.256	0	-32.3	0
2	14.00	VK/2	-24.2	361.75	-23.256	325.575	-32.3	452.1875
3	16.00	VK/2	-24.2	413.43	-23.256	372.087	-32.3	516.7875
4	20.50	VK/2	-24.2	529.71	-23.256	476.739	-32.3	662.1375
5	25.00	VK/2	-24.2	645.98	-23.256	581.382	-32.3	807.475
6	28.50	VK/2	-24.2	736.42	-23.256	662.778	-32.3	920.525
7	32.00	VK/2	-24.2	826.86	-23.256	744.174	-32.3	1033.575
8	35.50	VK/2	-24.2	917.30	-23.256	825.57	-32.3	1146.625
9	39.00	VK/2	-24.2	1,007.70	-23.256	906.93	-32.3	1259.625
10	42.50	VK/2	-24.2	1,098.20	-23.256	988.38	-32.3	1372.75
11	46.00	VK/2	-24.2	1,188.60	-23.256	1069.74	-32.3	1485.75
12	51	VK/2	-24.2	1,317.80	-23.256	1186.02	-32.3	1647.25
13T	52.00	VK/2	-24.2	1,343.60	-23.256	1209.24	-32.3	1679.5
13P	52.00	VK/2	100.00	1,343.60	67.5	1209.24	93.75	1679.5
14	53	VK/2	100.00	1,268.60	67.5	1141.74	93.75	1585.75
15	58.00	VK/2	100.00	893.65	67.5	804.285	93.75	1117.0625
16	61.50	VK/2	100.00	631.15	67.5	568.035	93.75	788.9375
17	65.00	VK/2	100.00	368.65	67.5	331.785	93.75	460.8125
18	68.50	VK/2	100.00	106.15	67.5	95.535	93.75	132.6875
19	72.00	VK/2	100.00	-156.35	67.5	-140.715	93.75	-195.4375
20	75.50	VK/2	100.00	-418.85	67.5	-376.965	93.75	-523.5625
21	79.0	VK/2	100.00	-681.35	67.5	-613.215	93.75	-851.6875
22	83.5	VK/2	100.00	-1,018.90	67.5	-917.01	93.75	-1273.625
23	88.00	VK/2	100.00	-1,356.40	67.5	-1220.76	93.75	-1695.5
24	90.00	VK/2	-100.00	-1,356.40	-67.5	-1220.76	-93.75	-1695.5
25	94.50	VK/2	-100.00	-1,018.90	-67.5	-917.01	-93.75	-1273.625

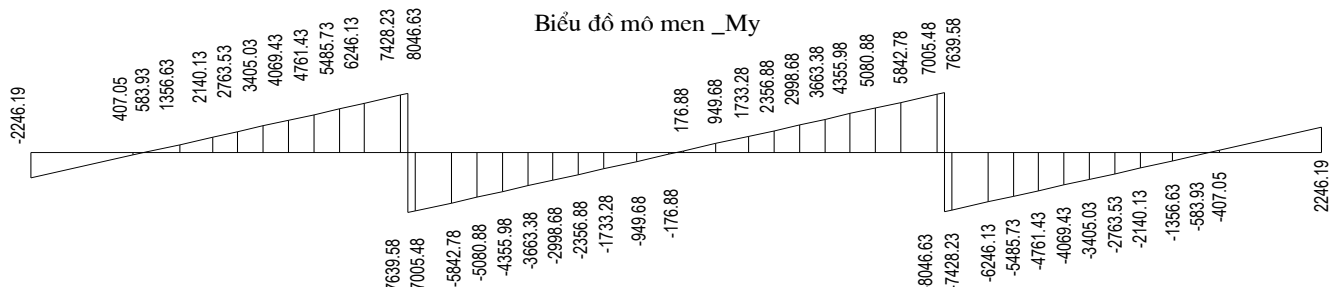
26	99.00	VK/2	-100.00	-681.35	-67.5	-613.215	-93.75	-851.6875
27	102.50	VK/2	-100.00	-418.85	-67.5	-376.965	-93.75	-523.5625
28	106.00	VK/2	-100.00	-156.35	-67.5	-140.715	-93.75	-195.4375
29	109.50	VK/2	-100.00	106.15	-67.5	95.535	-93.75	132.6875
30	113.00	VK/2	-100.00	368.65	-67.5	331.785	-93.75	460.8125
31	116.50	VK/2	-100.00	631.15	-67.5	568.035	-93.75	788.9375
32	120.00	VK/2	-100.00	893.65	-67.5	804.285	-93.75	1117.0625
33	125	VK/2	-100.00	1,268.60	-67.5	1141.74	-93.75	1585.75
34T	126.00	VK/2	-100.00	1,343.60	-67.5	1209.24	-93.75	1679.5
34P	126.00	VK/2	24.2	1,343.60	23.256	1209.24	32.3	1679.5
35	127	VK/2	24.2	1,317.80	23.256	1186.02	32.3	1647.25
36	132.00	VK/2	24.2	1,188.60	23.256	1069.74	32.3	1485.75
37	135.50	VK/2	24.2	1,098.20	23.256	988.38	32.3	1372.75
38	139.00	VK/2	24.2	1,007.70	23.256	906.93	32.3	1259.625
39	142.50	VK/2	24.2	917.30	23.256	825.57	32.3	1146.625
40	146.00	VK/2	24.2	826.86	23.256	744.174	32.3	1033.575
41	149.50	VK/2	24.2	736.42	23.256	662.778	32.3	920.525
42	153.00	VK/2	24.2	645.98	23.256	581.382	32.3	807.475
43	157.50	VK/2	24.2	529.71	23.256	476.739	32.3	662.1375
44	162.00	VK/2	24.2	413.43	23.256	372.087	32.3	516.7875
45	164.00	VK/2	24.2	361.75	23.256	325.575	32.3	452.1875
46	178	VK/2	24.2	0.00	23.256	0	32.3	0

❖ **Bảng tổng hợp nội lực của các giai đoạn thi công**

Biểu đồ nội lực tích lũy của 7 giai đoạn thi công



Biểu đồ mô men M_y



Biểu đồ lực cắt F_z

Tiết diện	Khoảng cách	Lực cắt(KN)		Mô men(KNm)	
		Tiêu chuẩn	Tính toán	Tiêu chuẩn	Tính toán
1	0.00	-2807.7375	-2,246.19	0	0
2	14.00	508.8125	407.05	17640.06	14112.05
3	16.00	729.9125	583.93	16621.91	13297.53
4	20.50	1695.7875	1,356.63	11166.39	8933.11

5	25.00	2675.1625	2,140.13	1337.85	1070.28
6	28.50	3454.4125	2,763.53	-9385.73	-7508.58
7	32.00	4256.2875	3,405.03	-22877.9	-18302.34
8	35.50	5086.7875	4,069.43	-39229	-31383.2
9	39.00	5951.7875	4,761.43	-58553.3	-46842.66
10	42.50	6857.1625	5,485.73	-80986.3	-64789
11	46.00	7807.6625	6,246.13	-106682	-85345.5
12	51	9285.2875	7,428.23	-149412	-119529.8
13T	52.00	10058.2875	8,046.63	-159080	-127264.1
13P	52.00	-9549.475	-7,639.58	-159080	-127264.1
14	53	-8756.85	-7,005.48	-149922	-119937.2
15	58.00	-7303.475	-5,842.78	-109735	-87787.75
16	61.50	-6351.1	-5,080.88	-85819.6	-68655.65
17	65.00	-5444.975	-4,355.98	-65168.2	-52134.55
18	68.50	-4579.225	-3,663.38	-47624.4	-38099.55
19	72.00	-3748.35	-2,998.68	-33054.3	-26443.45
20	75.50	-2946.1	-2,356.88	-21342.9	-17074.35
21	79.0	-2166.6	-1,733.28	-12400.3	-9920.25
22	83.5	-1187.1	-949.68	-4861.5	-3889.2
23	88.00	-221.1	-176.88	-1695.5	-1356.4
24	90.00	221.1	176.88	-1695.5	-1356.4
25	94.50	1187.1	949.68	-4861.5	-3889.2
26	99.00	2166.6	1,733.28	-12400.3	-9920.25
27	102.50	2946.1	2,356.88	-21342.9	-17074.35
28	106.00	3748.35	2,998.68	-33054.3	-26443.45
29	109.50	4579.225	3,663.38	-47624.4	-38099.55
30	113.00	5444.975	4,355.98	-65168.2	-52134.55
31	116.50	6351.1	5,080.88	-85819.6	-68655.65
32	120.00	7303.475	5,842.78	-109735	-87787.75
33	125	8756.85	7,005.48	-149922	-119937.2
34T	126.00	9549.475	7,639.58	-159080	-127264.1
34P	126.00	-10058.288	-8,046.63	-159080	-127264.1
35	127	-9285.2875	-7,428.23	-149412	-119529.8
36	132.00	-7807.6625	-6,246.13	-106682	-85345.5
37	135.50	-6857.1625	-5,485.73	-80986.3	-64789
38	139.00	-5951.7875	-4,761.43	-58553.3	-46842.66
39	142.50	-5086.7875	-4,069.43	-39229	-31383.2
40	146.00	-4256.2875	-3,405.03	-22877.9	-18302.34

41	149.50	-3454.4125	-2,763.53	-9385.73	-7508.58
42	153.00	-2675.1625	-2,140.13	1337.85	1070.28
43	157.50	-1695.7875	-1,356.63	11166.39	8933.11
44	162.00	-729.9125	-583.93	16621.91	13297.53
45	164.00	-508.8125	-407.05	17640.06	14112.05
46	178	2807.7375	2,246.19	0	0

h. Giai đoạn 8: Giai đoạn hoàn thiện

Thi công lan can, lớp mài luyện, phòng n-ớc, lớp bảo vệ, bê tông asphalt. (tính tải giai đoạn 2)
Tải trọng tác dụng coi là tải phân bố đều trên toàn bộ chiều dài. Tải trọng lan can(DC2),
+Tải trọng lớp mặt cầu (DW)

$$DW = d_{lp} \cdot B_{lp} \cdot \gamma_{lp}$$

Trong đó:

d_{lp} : chiều dày trung bình của lớp mặt đ-ờng, lấy trong thiết kế sơ bộ = 12 cm = 0.12 m

B_{lp} : bề rộng của các lớp mặt đ-ờng, $B = 11$ m .

γ_{lp} : tỷ trọng của lớp phủ, lấy trung bình = 22.5 KN/m

$$DW = 0.12 \cdot 11 \cdot 22.5 = 29.7 \text{ KN/m}$$

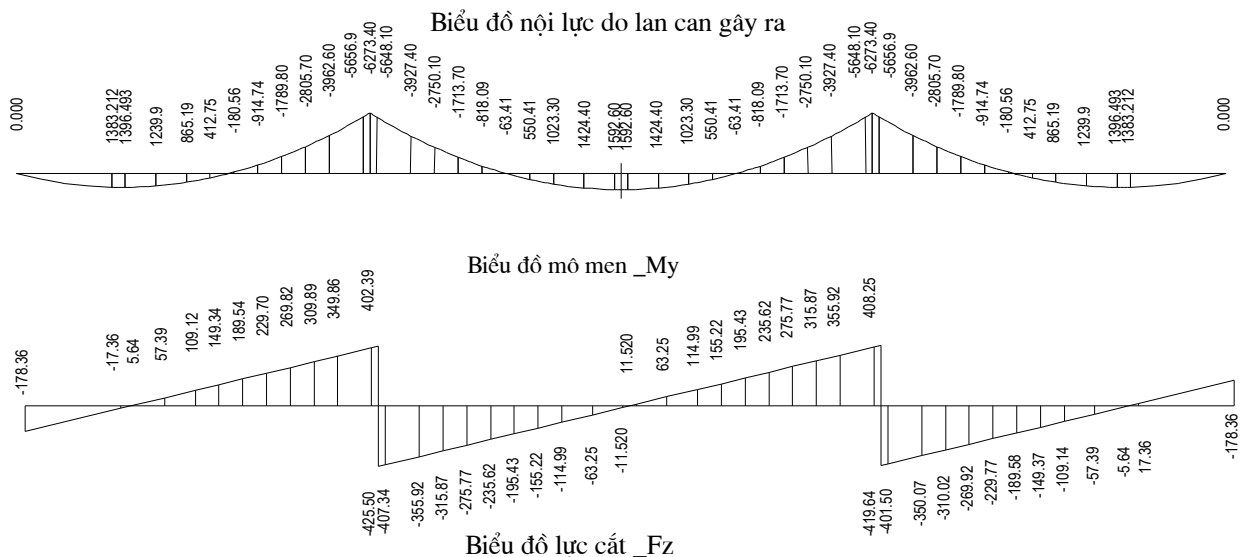
+ Tính tải lan can(DC2) phân bố đều tính cả 2 bên lan can

$$DC2 = 2 \cdot 0.24 \cdot 24 = 11.52 \text{ KN/m}$$

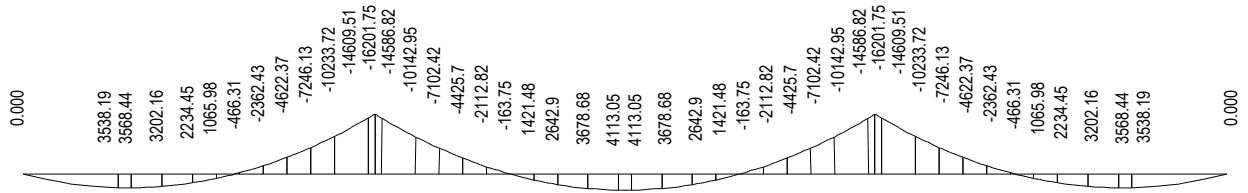
Sơ đồ tính:



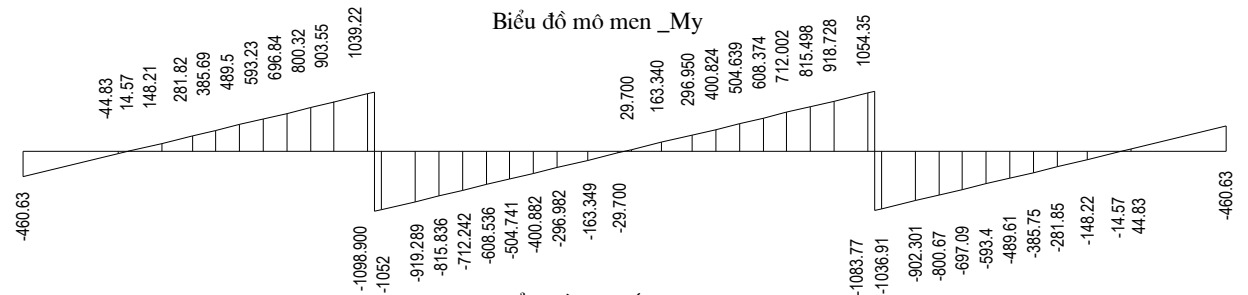
Biểu đồ mô men thu đ-ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas Civil



Biểu đồ nội lực do lớp phủ gây ra



Biểu đồ mô men M_y



Biểu đồ lực cắt F_z

NỘI LỰC DO LAN CÁN GÂY RA

Tiết diện	Mtc	Vtc	Mtc*1.25(KN.m)	mtc*0.9(KN.m)	Vtc*1.25(KN)	Vtc*0.9(KN)
1	0.00	-178.36	0.00	0.00	-222.95	-160.524
2	1370.00	-17.36	1712.50	1233.00	-21.6975	-15.6222
3	1381.70	5.64	1727.13	1243.53	7.053	5.07816
4	1239.90	57.39	1549.88	1115.91	71.73625	51.6501
5	865.19	109.12	1081.49	778.67	136.4	98.208
6	412.75	149.34	515.94	371.48	186.675	134.406
7	-180.56	189.54	-225.70	-162.50	236.925	170.586
8	-914.74	229.70	-1143.43	-823.27	287.125	206.73
9	-	-	-	-	-	-
10	1789.80	269.82	-2237.25	-1610.82	337.275	242.838
11	-	-	-	-	-	-
12	2805.70	309.89	-3507.13	-2525.13	387.3625	278.901
13t	-	-	-	-	-	-
13p	6273.40	-419.60	-7841.75	-5646.06	-524.5	-377.64
14	-	-	-	-	-	-
15	6273.40	-425.50	-7841.75	-5646.06	-531.875	-382.95
16	-	-	-	-	-	-
17	5648.10	-407.34	-7060.13	-5083.29	-509.175	-366.606
18	-	-	-	-	-	-
19	3927.40	-355.92	-4909.25	-3534.66	-444.9	-320.328
20	-	-	-	-	-	-
21	2750.10	-315.87	-3437.63	-2475.09	-394.8375	-284.283
22	-	-	-	-	-	-
23	1713.70	-275.77	-2142.13	-1542.33	-344.7125	-248.193
24	-	-	-	-	-	-
25	-818.09	-235.62	-1022.61	-736.28	-294.525	-212.058
26	-	-	-	-	-	-
27	-63.41	-195.43	-79.26	-57.07	-244.2875	-175.887

20	550.41	-155.22	688.01	495.37	-194.025	-139.698
21	1023.30	-114.99	1279.13	920.97	-143.7375	-103.491
22	1424.40	-63.25	1780.50	1281.96	-79.0625	-56.925
23	1592.60	-11.50	1990.75	1433.34	-14.375	-10.35
24	1592.60	11.50	1990.75	1433.34	14.375	10.35
25	1424.40	63.25	1780.50	1281.96	79.0575	56.9214
26	1023.30	114.98	1279.13	920.97	143.725	103.482
27	550.41	155.20	688.01	495.37	194	139.68
28	-63.41	195.39	-79.26	-57.07	244.2375	175.851
29	-818.09	235.55	-1022.61	-736.28	294.4375	211.995
30	-					
30	1713.70	275.67	-2142.13	-1542.33	344.5875	248.103
31	-					
31	2750.10	315.74	-3437.63	-2475.09	394.675	284.166
32	-					
32	3927.40	355.71	-4909.25	-3534.66	444.6375	320.139
33	-					
33	5648.10	408.25	-7060.13	-5083.29	510.3125	367.425
34t	-					
34t	6273.40	425.50	-7841.75	-5646.06	531.875	382.95
34p	-					
34p	6273.40	-419.64	-7841.75	-5646.06	-524.55	-377.676
35	-					
35	5656.90	-401.50	-7071.13	-5091.21	-501.875	-361.35
36	-					
36	3962.60	-350.07	-4953.25	-3566.34	-437.5875	-315.063
37	-					
37	2805.70	-310.02	-3507.13	-2525.13	-387.525	-279.018
38	-					
38	1789.80	-269.92	-2237.25	-1610.82	-337.4	-242.928
39	-914.74	-229.77	-1143.43	-823.27	-287.2125	-206.793
40	-180.56	-189.58	-225.70	-162.50	-236.975	-170.622
41	412.75	-149.37	515.94	371.48	-186.7125	-134.433
42	865.19	-109.14	1081.49	778.67	-136.425	-98.226
43	1239.90	-57.39	1549.88	1115.91	-71.74	-51.6528
44	1381.70	-5.64	1727.13	1243.53	-7.053	-5.07816
45	1370.00	17.36	1712.50	1233.00	21.6975	15.6222
46	0.00	178.36	0.00	0.00	222.95	160.524

NỘI LỰC DO LỚP PHỦ GÂY RA

Tiet dien	Vtc	Mtc	Mtc*1.5(KN.m)	Mtc*0.65(KN.m)	Vtc*1.5(KN)	Vtc*0.65(KN)
1	-460.63	0	0	0	-690.945	-299.4095
2	-44.83	3538.19	5307.285	2299.8235	-67.245	-29.1395
3	14.57	3568.44	5352.66	2319.486	21.855	9.4705
4	148.21	3202.16	4803.24	2081.404	222.315	96.3365
5	281.82	2234.45	3351.675	1452.3925	422.73	183.183
6	385.69	1065.98	1598.97	692.887	578.535	250.6985
7	489.5	-466.31	-699.465	-303.1015	734.25	318.175
8	593.23	-2362.43	-3543.645	-1535.5795	889.845	385.5995
9	696.84	-4622.37	-6933.555	-3004.5405	1045.26	452.946
10	800.32	-7246.13	-10869.195	-4709.9845	1200.48	520.208

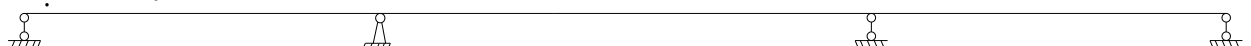
11	903.55	-10233.72	-15350.58	-6651.918	1355.325	587.3075
12	1039.22	-14609.51	-21914.265	-9496.1815	1558.83	675.493
13t	1083.77	-16201.75	-24302.625	-10531.1375	1625.655	704.4505
13p	-1098.9	-16201.75	-24302.625	-10531.1375	-1648.35	-714.285
14	-1052	-14586.82	-21880.23	-9481.433	-1578	-683.8
15	-919.2	-10142.95	-15214.425	-6592.9175	-1378.8	-597.48
16	-815.78	-7102.42	-10653.63	-4616.573	-1223.67	-530.257
17	-712.21	-4425.7	-6638.55	-2876.705	-1068.315	-462.9365
18	-608.52	-2112.82	-3169.23	-1373.333	-912.78	-395.538
19	-504.73	-163.75	-245.625	-106.4375	-757.095	-328.0745
20	-400.88	1421.48	2132.22	923.962	-601.32	-260.572
21	-296.98	2642.9	3964.35	1717.885	-445.47	-193.037
22	-163.35	3678.68	5518.02	2391.142	-245.025	-106.1775
23	-29.7	4113.05	6169.575	2673.4825	-44.55	-19.305
24	29.7	4113.05	6169.575	2673.4825	44.55	19.305
25	163.34	3678.68	5518.02	2391.142	245.01	106.171
26	296.95	2642.9	3964.35	1717.885	445.425	193.0175
27	400.82	1421.48	2132.22	923.962	601.23	260.533
28	504.62	-163.75	-245.625	-106.4375	756.93	328.003
29	608.35	-2112.82	-3169.23	-1373.333	912.525	395.4275
30	711.95	-4425.7	-6638.55	-2876.705	1067.925	462.7675
31	815.42	-7102.42	-10653.63	-4616.573	1223.13	530.023
32	918.65	-10142.95	-15214.425	-6592.9175	1377.975	597.1225
33	1054.35	-14586.82	-21880.23	-9481.433	1581.525	685.3275
34t	1098.9	-16201.75	-24302.625	-10531.1375	1648.35	714.285
34p	-	-16201.75	-24302.625	-10531.1375	-1625.655	-704.4505
	1083.77					
35	-	-14609.51	-21914.265	-9496.1815	-1555.365	-673.9915
	1036.91					
36	-904.1	-10233.72	-15350.58	-6651.918	-1356.15	-587.665
37	-800.67	-7246.13	-10869.195	-4709.9845	-1201.005	-520.4355
38	-697.09	-4622.37	-6933.555	-3004.5405	-1045.635	-453.1085
39	-593.4	-2362.43	-3543.645	-1535.5795	-890.1	-385.71
40	-489.61	-466.31	-699.465	-303.1015	-734.415	-318.2465
41	-385.75	1065.98	1598.97	692.887	-578.625	-250.7375
42	-281.85	2234.45	3351.675	1452.3925	-422.775	-183.2025
43	-148.22	3202.16	4803.24	2081.404	-222.33	-96.343
44	-14.57	3568.44	5352.66	2319.486	-21.855	-9.4705
45	44.83	3538.19	5307.285	2299.8235	67.245	29.1395
46	460.63	0	0	0	690.945	299.4095

i. Giai đoạn 9: Đ- a kết cấu vào khai thác sử dụng

Trong giai đoạn này kết cấu nhịp đ- ợc tính toán với các tải trọng khai thác:

Tải trọng ng- ời (PL=0.3 KN/m²), PL = 3 x 1= 3 KN/m

Hoạt tải HL93



TỔNG HỢP LỰC CẮT DO HOẠT TẢI GÂY RA

Tiết diện	Khoảng cách	NG		HL93K		HL93M	
	m	Vmax(KN)	Vmin(KN)	Vmax(KN)	Vmin(KN)	Vmax(KN)	Vmin(KN)

1	0	72.11	-211.8	295.89	1179.65	252.17	-986.6
2	14	95.4	-109.1	432.48	-680.73	392.7	-570.86
3	16	102.42	-98.12	487.2	-621.02	434.72	-521.42
4	20.5	121.31	-76.5	613.21	-498.06	531.94	-419.72
5	25.5	144.18	-58.89	740.69	-391.06	632.46	-331.48
6	28.5	164.48	-47.72	839.7	-318.38	712.08	-271.91
7	32	186.76	-38.54	938.16	-254.21	792.46	-219.71
8	35.5	210.84	-31.18	1035.71	-197.76	873.46	-174.25
9	39	236.54	-25.49	1132.36	-148.18	955.06	-134.85
10	42.5	263.72	-21.31	1228.26	-104.67	1037.31	-100.85
11	46	292.23	-18.54	1323.55	-82.98	1120.21	-71.64
12	51	331.71	-16.91	1450.3	-79.7	1231.87	-66.53
13T	52	345.1	-16.8	1491.6	-79.5	1268.7	-63.3
13P	52	39.21	-372.21	185.48	1552.08	154.74	1325.59
14	53	39.21	-358	185.26	1509.56	154.58	1287.38
15	58	40.62	-319.17	188.24	1393.03	157.55	1183.19
16	61.5	42.96	-290.16	193.14	1302.04	162.43	1102.81
17	65	46.48	-262.3	200.49	1210.52	169.77	1022.94
18	68.5	51.3	-235.7	218.82	1118.48	199.13	-943.58
19	72	57.53	-210.48	266.88	1026.05	237.8	-864.84
20	75.5	65.31	-186.79	321.28	-933.63	281.94	-786.95
21	79	74.75	-164.75	382.35	-841.91	331.78	-710.3
22	83.5	89.54	-139.04	470.68	-726.44	404.16	-614.59
23	88	107.46	-116.46	569.33	-616.06	485.16	-523.6
24	90	116.46	-107.46	616.05	-569.32	523.6	-485.16
25	94.5	139.03	-89.53	726.39	-470.65	614.55	-404.14
26	99	164.73	-74.75	841.81	-382.3	710.22	-331.74
27	102.5	186.76	-65.3	933.48	-321.23	786.83	-281.9
28	106	210.44	-57.52	1025.83	-266.82	864.65	-237.75
29	109.5	235.63	-51.28	1118.16	-218.76	943.31	-199.07
30	113	262.21	-46.46	1210.09	-200.42	1022.57	-169.71
31	116.5	290.04	-42.94	1301.46	-193.05	1102.33	-162.36
32	120	318.97	-40.6	1392.19	-188.13	1182.47	-157.45
33	125	358.8	-39.3	1512.93	-185.67	1290.26	-154.93
34T	126	372.2	-39.2	1552.1	-185.5	1325.6	-154.7
34P	126	16.8	-345.11	79.48	1491.63	66.31	1268.71
35	127	16.87	-330.98	79.53	1447.07	66.38	1229.13
36	132	18.55	-292.41	83.03	1324.35	71.69	1120.89
37	135.5	21.32	-263.84	104.72	-1228.8	100.89	1037.77
38	139	25.5	-236.63	148.24	1132.76	134.9	-955.4
39	142.5	31.19	-210.9	197.82	1036.01	174.3	-873.71
40	146	38.55	-186.8	254.27	-938.36	219.76	-792.63

41	149.5	47.72	-164.51	318.43	-839.82	271.95	-712.19
42	153	58.9	-144.2	391.11	-740.77	331.52	-632.53
43	157.5	76.51	-121.31	498.09	-613.24	419.75	-531.97
44	162	98.12	-102.42	621.02	-487.2	521.42	-434.72
45	164	109.1	-95.4	680.73	-432.48	570.86	-392.7
46	178	211.8	-72.11	1179.65	-295.89	986.6	-252.17

**TỔNG HỢP
MÔ MEN DO
HOẠT TẢI**

GÂY RA

Tiết diện	Khoảng cách	NG		HL93K		HL93M	
	m	Mmax(KNm)	Mmin(KNm)	Mmax(KNm)	Mmin(KNm)	Mmax(KNm)	Mmin(KNm)
1	0	0	0	0	0	0	0
2	14	2083.26	-1009.53	10684.04	-4142.5	9145.91	-3530.34
3	16	2236.87	-1153.75	11360.25	-4734.28	9727.06	-4034.67
4	20.5	2450.86	-1478.24	12151.51	-6065.8	10436.38	-5169.43
5	25.5	2482.61	-1802.73	12030.76	-7397.32	10384.88	-6304.18
6	28.5	2381.3	-2055.12	11414.65	-8432.95	9882.3	-7186.76
7	32	2169.74	-2307.5	10341.06	-9468.57	8996.1	-8069.35
8	35.5	1847.93	-2559.88	8844.12	-10504.2	7750.08	-8951.93
9	39	1447.36	-2843.75	7018.7	-11605.2	6228.9	-9899.87
10	42.5	1148.55	-3339.63	5260.5	-13146.2	4820.16	-11287.9
11	46	953.75	-4049.77	4031.51	-15131.9	3536.44	-13120.6
12	51	860.61	-5282.14	4038.93	-18347.8	3373.66	-16139.7
13T	52	873.7	-5777.55	4133	-19595.4	3447.97	-17321.7
13P	52	873.7	-5777.55	4133	-19595.4	3447.97	-17321.7
14	53	823.04	-5237.52	3871.7	-17734	3232.79	-15685.5
15	58	761.06	-3828.92	3274.62	-12736	2844.24	-11313.3
16	61.5	794.94	-2941.43	3905.03	-10500	3655.29	-9202.1
17	65	891.38	-2226.74	5081.25	-8652.27	4532.76	-7461.96
18	68.5	1045.78	-1680.27	6279.84	-7153.68	5462.73	-6070.97
19	72	1258.77	-1302.63	7493.93	-6005.52	6441.2	-5030.41
20	75.5	1590.69	-1154.17	8838.95	-5333.03	7586.23	-4465.53
21	79	1960.82	-1154.17	10133.58	-4968.68	8721.42	-4208.78
22	83.5	2274.69	-1154.17	11249.95	-4500.24	9699.08	-3878.68
23	88	2406.32	-1154.17	11724.44	-4031.79	10113.07	-3548.57
24	90	2406.31	-1154.17	11724.44	-4031.79	10113.07	-3548.57
25	94.5	2274.69	-1154.17	11249.95	-4500.24	9699.08	-3878.68
26	99	1960.81	-1154.17	10133.58	-4968.68	8721.42	-4208.78
27	102.5	1590.69	-1154.17	8838.95	-5333.03	7586.23	-4465.53
28	106	1258.77	-1302.63	7493.93	-6005.52	6441.2	-5030.41
29	109.5	1045.78	-1680.27	6279.84	-7153.68	5462.73	-6070.97
30	113	891.38	-2226.74	5081.25	-8652.27	4532.76	-7461.97
31	116.5	794.94	-2941.43	3905.03	-10500	3655.29	-9202.1
32	120	761.06	-3828.92	3274.62	-12736	2844.24	-11313.3
33	125	823.04	-5237.52	3871.7	-17734	3232.79	-15685.5
34T	126	873.7	-5777.55	4133	-19595.4	3447.97	-17321.7
34P	126	873.7	-5777.55	4133	-19595.4	3447.97	-17321.7
35	127	860.61	-5282.14	4038.93	-18347.8	3373.66	-16139.7
36	132	953.75	-4049.78	4031.51	-15131.9	3536.44	-13120.6
37	135.5	1148.55	-3339.63	5260.5	-13146.2	4820.16	-11287.9
38	139	1447.36	-2843.75	7018.7	-11605.2	6228.9	-9899.87
39	142.5	1847.93	-2559.88	8844.12	-10504.2	7750.08	-8951.93
40	146	2169.74	-2307.5	10341.06	-9468.57	8996.1	-8069.35

41	149.5	2381.3	-2055.12	11414.66	-8432.95	9882.3	-7186.76
42	153	2482.61	-1802.73	12030.76	-7397.32	10384.88	-6304.18
43	157.5	2450.86	-1478.24	12151.51	-6065.8	10436.38	-5169.43
44	162	2236.87	-1153.75	11360.25	-4734.28	9727.06	-4034.67
45	164	2083.26	-1009.53	10684.04	-4142.5	9145.91	-3530.34
46	178	0	0	0	0	0	0

IV.3 TỔ HỢP NỘI LỰC

Sử dụng phần mềm MIDAS civil7.01 để phân tích kết cấu ứng với từng sơ đồ và tải trọng nh-
trên. Sau đó tổ hợp bằng cách cộng nội lực của các b-ớc thi công (trong giai đoạn thi công) ta
đ-ợc nội lực thi công, phần này chính nội lực do tải trọng kết cấu DC1. Nội lực do tĩnh tải giai
đoạn 2 gồm lan can (DC2), và lớp mặt cầu(DW). Tổ hợp với hoạt tải khi khai thác ta đ-ợc nội lực
thiết kế.

IV3.1. Tổ hợp theo trạng thái giới hạn CĐ I

- Tổ hợp Mô men theo trạng thái giới hạn c-ờng độ I (Điều 3.4.1)

$$M_U = \eta(\gamma_P M_{DC1} + \gamma_P M_{DC2} + \gamma_P M_{DW} + 1.75M_{LL+IM} + 1.75M_{PL})$$

- Tổ hợp Lực cắt theo trạng thái giới hạn c-ờng độ I (Điều 3.4.1)

$$Q_U = \eta(\gamma_P Q_{DC1} + \gamma_P Q_{DC2} + \gamma_P Q_{DW} + 1.75Q_{LL+IM} + 1.75Q_{PL})$$

- Trong đó :

M_U : Mô men tính toán theo trạng thái giới hạn c-ờng độ I.

Q_U : Lực cắt tính toán theo trạng thái giới hạn c-ờng độ I.

γ_P : Hệ số xác định theo theo bảng 3.4.1-2

Đối với DC1 và DC2 : $\gamma_P \max = 1.25, \gamma_P \min = 0.9$

Đối với DW : $\gamma_P \max = 1.5, \gamma_P \min = 0.65$

η : Hệ số điều chỉnh tải trọng liên quan đến tính dẻo, tính d-, và sự quan trọng trong khai
thác xác định theo Điều 1.3.2.

$$\eta = \eta_i \eta_D \eta_R \geq 0.95$$

Hệ số liên quan đến tính dẻo $\eta_D = 1$

Hệ số liên quan đến tính d- $\eta_R = 1$

Hệ số liên quan đến tầm quan trọng trong khai thác : $\eta_i \geq 1.05$

Cầu quan trọng nên $\eta_i = 1.05$

Vậy $\eta = 1.05$

IM: Hệ số xung kích IM = 25% (tiêu chuẩn 22TCN 272-05).

IV3.2. Tổ hợp theo trạng thái giới hạn SD

$$M_U = \eta(M_{DC1} + M_{DC2} + M_{DW} + M_{LL+IM} + M_{PL})$$

$$Q_U = \eta(Q_{DC1} + Q_{DC2} + Q_{DW} + Q_{LL+IM} + Q_{PL})$$

$M_{DC1}, Q_{DC1}, M_{DC2}, Q_{DC2}$: Momen, lực cắt do tải trọng bản thân và nh÷ng thành phần
phi kết cấu g³n vµo (lan can, b³ h³nh vv...)

M_{DW}, Q_{DW} : Momen, lực cắt do tải trọng lớp phủ.

M_{LL+IM}, Q_{LL+IM} : Momen, lực cắt do hoạt tải gây ra cả kó ổn hõ sẽ xung kých.

M_{PL}, Q_{PL} : Momen, lực cắt do tải trọng ng-êi gây ra.

Kết quả nội lực các giai đoạn và tổ hợp ở các TTGH, biểu đồ nội lực ở TTGHSD1 thể hiện như bảng và biểu đồ sau:

TỔ HỢP MÔ MEN THEO CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

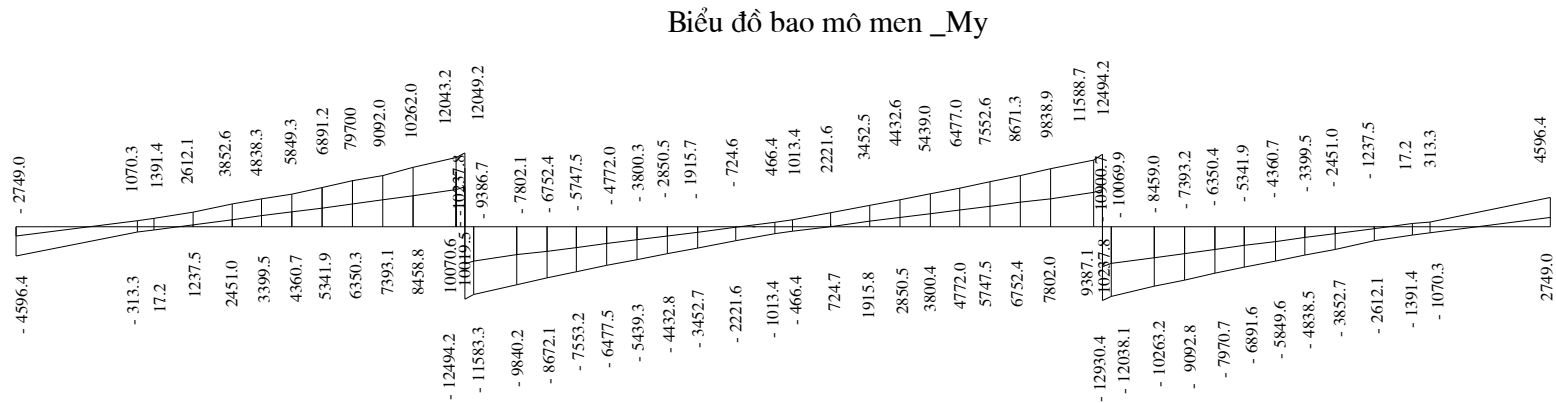
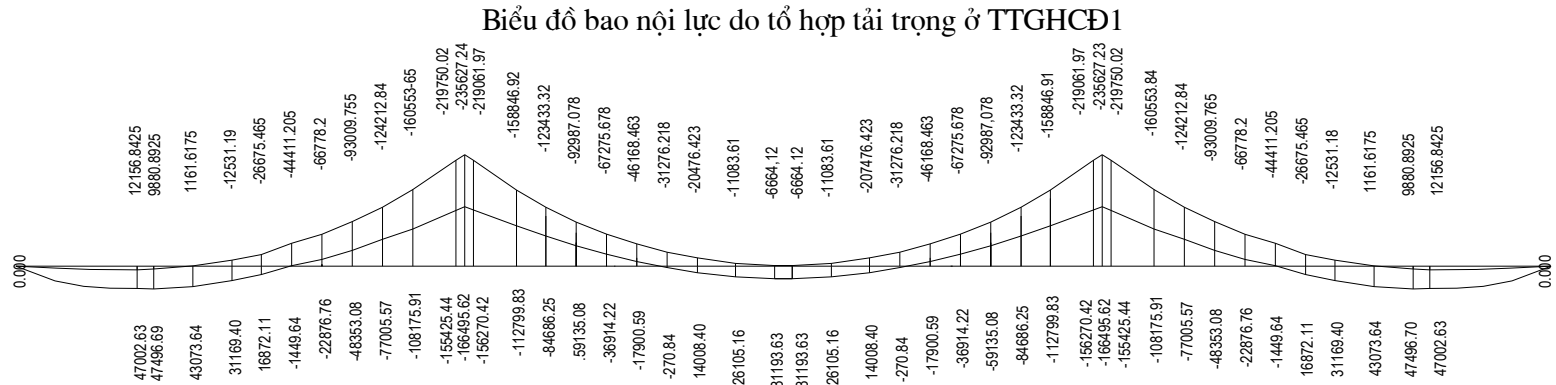
Tiết diện	Khoảng cách	DC1	DC2	DW	LL		Tổ hợp nội lực theo TTGSĐ		Tổ hợp nội lực theo TTGHCD	
	m	M (KNm)	M (KNm)	M (KNm)	M _{max} (KNm)	M _{min} (KNm)	M _{max} (KNm)	M _{min} (KNm)	M _{max} (KNm)	M _{min} (KNm)
1	0	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0
2	14	14112.05	1370.00	3538.19	12767.30	-5152.03	31787.54	13868.21	47002.63	12156.84
3	16	13297.53	1381.70	3568.44	13597.12	-5888.03	31844.79	12359.64	47496.69	9880.893
4	20.5	8933.11	1239.90	3202.16	14602.37	-7544.04	27977.54	5831.13	43073.64	1161.618
5	25.5	1070.28	865.19	2234.45	14513.37	-9200.05	18683.29	-5030.13	31169.4	-12531.2
6	28.5	-7508.58	412.75	1065.98	13795.95	-10488.07	7766.10	-16517.92	16872.11	-26675.5
7	32	-18302.34	-180.56	-466.31	12510.80	-11776.07	-6438.41	-30725.28	-1449.64	-44411.2
8	35.5	-31383.2	-914.74	-2362.43	10692.05	-13064.08	-23968.32	-47724.45	-22876.8	-66778.2
9	39	-46842.66	-1789.80	-4622.37	8466.06	-14448.93	-44788.77	-67703.76	-48353.1	-93009.8
10	42.5	-64789	-2805.70	-7246.13	6409.05	-16485.83	-68431.78	-91326.66	-77005.6	-124213
11	46	-85345.5	-3962.60	-10233.7	4985.26	-19181.71	-94556.56	-118723.53	-108176	-160554
12	51	-119529.8	-5656.90	-14609.5	4899.54	-23629.95	-134896.67	-163426.16	-155425	-219750
13T	52	-127264.1	-6273.40	-16201.8	5006.70	-25372.98	-144732.55	-175112.23	-166496	-235627
13P	52	-127264.1	-6273.40	-16201.8	5006.70	-25372.98	-144732.55	-175112.23	-166496	-235627
14	53	-119937.2	-5648.10	-14586.8	4694.74	-22971.50	-135477.38	-163143.62	-156270	-219062
15	58	-87787.75	-3927.40	-10143	4035.68	-16564.88	-97822.42	-118422.98	-112800	-158847
16	61.5	-68655.65	-2750.10	-7102.42	4699.97	-13441.44	-73808.20	-91949.61	-84686.3	-123433
17	65	-52134.55	-1713.70	-4425.7	5972.63	-10879.01	-52301.32	-69152.96	-59135.1	-92987.1
18	68.5	-38099.55	-818.09	-2112.82	7325.62	-8833.95	-33704.84	-49864.41	-36914.2	-67275.7
19	72	-26443.45	-63.41	-163.75	8752.70	-7308.15	-17917.91	-33978.76	-17900.6	-46168.5
20	75.5	-17074.35	550.41	1421.48	10429.64	-6487.20	-4672.82	-21589.66	-270.838	-31276.2
21	79	-9920.25	1023.30	2642.9	12094.40	-6122.85	5840.35	-12376.90	14008.4	-20476.4
22	83.5	-3889.2	1424.40	3678.68	13524.64	-5654.41	14738.52	-4440.53	26105.16	-11083.6
23	88	-1356.4	1592.60	4113.05	14130.76	-5185.96	18480.01	-836.71	31193.63	-6664.12
24	90	-1356.4	1592.60	4113.05	14130.75	-5185.96	18480.00	-836.71	31193.63	-6664.12
25	94.5	-3889.2	1424.40	3678.68	13524.64	-5654.41	14738.52	-4440.53	26105.16	-11083.6
26	99	-9920.25	1023.30	2642.9	12094.39	-6122.85	5840.34	-12376.90	14008.4	-20476.4
27	102.5	-17074.35	550.41	1421.48	10429.64	-6487.20	-4672.82	-21589.66	-270.838	-31276.2
28	106	-26443.45	-63.41	-163.75	8752.70	-7308.15	-17917.91	-33978.76	-17900.6	-46168.5
29	109.5	-38099.55	-818.09	-2112.82	7325.62	-8833.95	-33704.84	-49864.41	-36914.2	-67275.7

30	113	-52134.55	-1713.70	-4425.7	5972.63	-10879.01	-52301.32	-69152.96	-59135.1	-92987.1
31	116.5	-68655.65	-2750.10	-7102.42	4699.97	-13441.44	-73808.20	-91949.61	-84686.3	-123433
32	120	-87787.75	-3927.40	-10143	4035.68	-16564.87	-97822.42	-118422.97	-112800	-158847
33	125	-119937.2	-5648.10	-14586.8	4694.74	-22971.50	-135477.38	-163143.62	-156270	-219062
34T	126	-127264.1	-6273.40	-16201.8	5006.70	-25372.98	-144732.55	-175112.23	-166496	-235627
34P	126	-127264.1	-6273.40	-16201.8	5006.70	-25372.98	-144732.55	-175112.23	-166496	-235627
35	127	-119529.8	-5656.90	-14609.5	4899.54	-23629.95	-134896.67	-163426.16	-155425	-219750
36	132	-85345.5	-3962.60	-10233.7	4985.26	-19181.72	-94556.56	-118723.54	-108176	-160554
37	135.5	-64789	-2805.70	-7246.13	6409.05	-16485.83	-68431.78	-91326.66	-77005.6	-124213
38	139	-46842.66	-1789.80	-4622.37	8466.06	-14448.93	-44788.77	-67703.76	-48353.1	-93009.8
39	142.5	-31383.2	-914.74	-2362.43	10692.05	-13064.08	-23968.32	-47724.45	-22876.8	-66778.2
40	146	-18302.34	-180.56	-466.31	12510.80	-11776.07	-6438.41	-30725.28	-1449.64	-44411.2
41	149.5	-7508.58	412.75	1065.98	13795.96	-10488.07	7766.11	-16517.92	16872.11	-26675.5
42	153	1070.28	865.19	2234.45	14513.37	-9200.05	18683.29	-5030.13	31169.4	-12531.2
43	157.5	8933.11	1239.90	3202.16	14602.37	-7544.04	27977.54	5831.13	43073.64	1161.618
44	162	13297.53	1381.70	3568.44	13597.12	-5888.03	31844.79	12359.64	47496.7	9880.893
45	164	14112.05	1370.00	3538.19	12767.30	-5152.03	31787.54	13868.21	47002.63	12156.84
46	178	0	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0

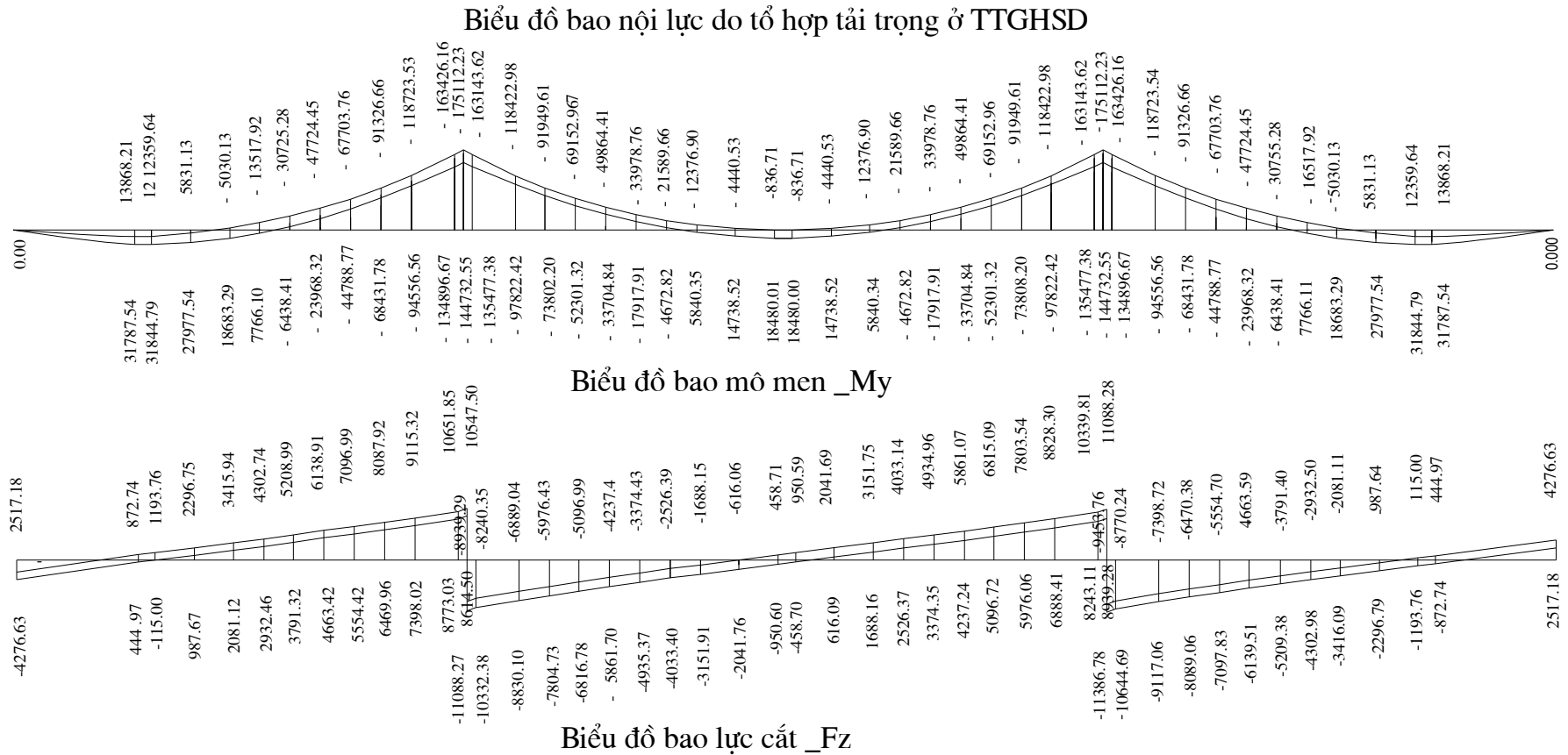
TỔ HỢP LỰC CẮT THEO CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

Tiết diện	Khoảng cách	DC1	DC2	DW	LL		Tổ hợp nội lực theo TTGSD		Tổ hợp nội lực theo TTGHCD	
	m	V (KN)	V (KN)	V(KN)	V _{max} (KN)	B _{min} (KN)	V _{max} (KN)	V _{min} (KN)	V _{max} (KN)	V _{min} (KN)
1	0	-2246.19	-178.36	-460.63	368	-1391.45	-2517.18	-4276.63	-2749.0	-4596.4
2	14	407.05	-17.36	-44.83	527.88	-789.83	872.74	-444.97	1070.3	-313.3
3	16	583.93	5.64	14.57	589.62	-719.14	1193.76	-115.00	1391.4	17.2
4	20.5	1356.63	57.39	148.21	734.52	-574.56	2296.75	987.67	2612.1	1237.5
5	25.5	2140.13	109.12	281.82	884.87	-449.95	3415.94	2081.12	3852.6	2451.0
6	28.5	2763.53	149.34	385.69	1004.18	-366.1	4302.74	2932.46	4838.3	3399.5
7	32	3405.03	189.54	489.5	1124.92	-292.75	5208.99	3791.32	5849.3	4360.7
8	35.5	4069.43	229.70	593.23	1246.55	-228.94	6138.91	4663.42	6891.2	5341.9
9	39	4761.43	269.82	696.84	1368.9	-173.67	7096.99	5554.42	7970.0	6350.3
10	42.5	5485.73	309.89	800.32	1491.98	-125.98	8087.92	6469.96	9092.0	7393.1
11	46	6246.13	349.86	903.55	1615.78	-101.52	9115.32	7398.02	10262.0	8458.8
12	51	7428.23	402.39	1039.22	1782.01	-96.61	10651.85	8773.23	12043.2	10070.6
13T	52	8046.63	-419.60	1083.77	1836.7	-96.3	10547.50	8614.50	12049.2	10019.5
13P	52	-7639.58	-425.50	-1098.9	224.69	-1924.29	-8939.29	-11088.27	-10237.8	-12494.2

14	53	-7005.48	-407.34	-1052	224.47	-1867.56	-8240.35	-10332.38	-9386.7	-11583.3
15	58	-5842.78	-355.92	-919.2	228.86	-1712.2	-6889.04	-8830.10	-7802.1	-9840.2
16	61.5	-5080.88	-315.87	-815.78	236.1	-1592.2	-5976.43	-7804.73	-6752.4	-8672.1
17	65	-4355.98	-275.77	-712.21	246.97	-1472.82	-5096.99	-6816.78	-5747.5	-7553.2
18	68.5	-3663.38	-235.62	-608.52	270.12	-1354.18	-4237.40	-5861.70	-4772.0	-6477.5
19	72	-2998.68	-195.43	-504.73	324.41	-1236.53	-3374.43	-4935.37	-3800.3	-5439.3
20	75.5	-2356.88	-155.22	-400.88	386.59	-1120.42	-2526.39	-4033.40	-2850.5	-4432.8
21	79	-1733.28	-114.99	-296.98	457.1	-1006.66	-1688.15	-3151.91	-1915.7	-3452.7
22	83.5	-949.68	-63.25	-163.35	560.22	-865.48	-616.06	-2041.76	-724.6	-2221.6
23	88	-176.88	-11.50	-29.7	676.79	-732.52	458.71	-950.60	466.4	-1013.4
24	90	176.88	11.50	29.7	732.51	-676.78	950.59	-458.70	1013.4	-466.4
25	94.5	949.68	63.25	163.34	865.42	-560.18	2041.69	616.09	2221.6	724.7
26	99	1733.28	114.98	296.95	1006.54	-457.05	3151.75	1688.16	3452.5	1915.8
27	102.5	2356.88	155.20	400.82	1120.24	-386.53	4033.14	2526.37	4432.6	2850.5
28	106	2998.68	195.39	504.62	1236.27	-324.34	4934.96	3374.35	5439.0	3800.4
29	109.5	3663.38	235.55	608.35	1353.79	-270.04	5861.07	4237.24	6477.0	4772.0
30	113	4355.98	275.67	711.95	1472.3	-246.88	6815.90	5096.72	7552.6	5747.5
31	116.5	5080.88	315.74	815.42	1591.5	-235.99	7803.54	5976.05	8671.3	6752.4
32	120	5842.78	355.71	918.65	1711.16	-228.73	8828.30	6888.41	9838.9	7802.0
33	125	7005.48	408.25	1054.35	1871.73	-224.97	10339.81	8243.11	11588.7	9387.1
34T	126	7639.58	425.50	1098.9	1924.3	-224.7	11088.28	8939.28	12494.2	10237.8
34P	126	-8046.6304	-419.64	-1083.77	96.28	-1836.74	-9453.76	-11386.78	-10900.7	-12930.4
35	127	-7428.23	-401.50	-1036.91	96.4	-1778.05	-8770.24	-10644.69	-10069.9	-12038.1
36	132	-6246.13	-350.07	-904.1	101.58	-1616.76	-7398.72	-9117.06	-8459.0	-10263.2
37	135.5	-5485.73	-310.02	-800.67	126.04	-1492.64	-6470.38	-8089.06	-7393.2	-9092.8
38	139	-4761.43	-269.92	-697.09	173.74	-1369.39	-5554.70	-7097.83	-6350.4	-7970.7
39	142.5	-4069.43	-229.77	-593.4	229.01	-1246.91	-4663.59	-6139.51	-5341.9	-6891.6
40	146	-3405.03	-189.58	-489.61	292.82	-1125.16	-3791.40	-5209.38	-4360.7	-5849.6
41	149.5	-2763.53	-149.37	-385.75	366.15	-1004.33	-2932.50	-4302.98	-3399.5	-4838.5
42	153	-2140.13	-109.14	-281.85	450.01	-884.97	-2081.11	-3416.09	-2451.0	-3852.7
43	157.5	-1356.63	-57.39	-148.22	574.6	-734.55	-987.64	-2296.79	-1237.5	-2612.1
44	162	-583.93	-5.64	-14.57	719.14	-589.62	115.00	-1193.76	-17.2	-1391.4
45	164	-407.05	17.36	44.83	789.83	-527.88	444.97	-872.74	313.3	-1070.3
46	178	2246.19	178.36	460.63	1391.45	-368	4276.63	2517.18	4596.4	2749.0



Biểu đồ bao lực cắt F_z



IV.4 THIẾT KẾ CỐT THÉP

iv.4.1 B^a t[«]ng m_c c50.

Bê tông th- òng có tỷ trọng $\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$
 Hệ số giãn nở nhiệt của bê tông tỷ trọng th- òng $10.8 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ (5.4.2.2)
 Hệ số Poisson 0.2 (5.4.2.5)
 Mô đun đàn hồi của bê tông tỷ trọng th- òng lấy nh- sau: $E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$ (5.4.2.4)

Trong đó:

γ_c = tỷ trọng của bê tông (kg/m^3)

f'_c = C- òng độ qui định của bê tông (MPa)

C- òng độ chịu nén của bê tông đầm hộp, nhịp cầu đầm, qui định ở tuổi 28 ngày là: $f'_c = 50 \text{ Mpa}$

C- òng độ chịu nén của bê tông làm trụ cầu dẫn, trụ chính, mố bản quá độ, sau 28 ngày: $f'_c = 40 \text{ Mpa}$

C- òng độ chịu kéo khi uốn của bê tông tỷ trọng th- òng $f_r = 0.63 \sqrt{f'_c}$ (5.4.2.6)

Đối với các ứng suất tạm thời tr- óc mất mát
(5.9.4.1)

- Giới hạn ứng suất nén của cấu kiện bê tông căng sau, bao gồm các cầu XD phân đoạn: $0.60 f'_{ci}$
- Giới hạn ứng suất kéo của bê tông : $0.50 \sqrt{f'_{ci}}$

Trong đó:

f'_{ci} = c- òng độ nén qui định của bê tông lúc bắt đầu đặt tải hoặc tạo - st (MPa)

$f'_{ci} = 0.9 \times f'_c = 0.9 \times 50 = 45 \text{ MPa}$

Đối với các ứng suất ở trạng thái giới hạn sử dụng sau các mất mát (5.9.4.2)

- Giới hạn ứng suất nén của bê tông ở TTGHSD sau mất mát : $0.45 f'_c$ (MPa)
- Giới hạn ứng suất kéo của bê tông : $0.50 \sqrt{f'_c}$ (cầu xây dựng phân đoạn)

Tỷ số giữa chiều cao vùng chịu nén có ứng suất phân bố đều t- ơng đ- ơng đ- ọc giả định ở trạng thái GH c- òng độ trên chiều cao vùng nén thực (5.7.2.2) là:

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7}$$

Độ ẩm trung bình hàng năm: $H = 80\%$

iv.4.2 Chăn c_p

Cáp sử dụng là cáp c- òng độ cao của hãng VSL có các thông số nh- sau:

Các thông số của cáp c- òng độ cao sử dụng

Đ- òng kính danh định	15.2mm
Diện tích danh định một tao	140mm ²
C- òng độ chịu kéo	1860 Mpa
C- òng độ chảy	$f_{py} = 1674 \text{ Mpa}$
Mô đun đàn hồi	$E_p = 197000 \text{ Mpa}$
Hệ số ma sát	$\mu = 0.25$
Hệ số ma sát lặc	$K = 6.6 \times 10^{-7} (\text{mm}^{-1}) = 6.6 \times 10^{-4} (\text{m}^{-1})$

Chiều dài tự neo	$\Delta L = 0.006\text{m/neo}$
ứng suất trong thép - st khi kích	$f_{pi} = 0.7f_{pu} = 0.7 \times 1860 = 1302\text{Mpa}$

ống gen sử dụng là ống gen thép.

Sơ bộ chọn cấp dựa vào điều kiện sau: Lực nén F_f nhỏ nhất để đảm bảo thép chịu kéo ngoài cùng của bê tông không bị nứt, tức là ứng suất thép ngoài cùng chịu kéo nhỏ hơn $0.50\sqrt{f'_c} = 3.53\text{Mpa} = 3.53 \times 10^3 \text{KN/m}^2$

iv.4.3 Cột thép th-êng

Giới hạn chảy của cốt thép : $f_y = 400 \text{ Mpa}$

Mô đun đàn hồi của thép th-êng: $E_s = 200000 \text{ Mpa}$

❖ Tính toán cốt thép dự ứng lực

Tính diện tích thép dự ứng lực: tính sơ bộ theo TTGHCD1 theo công thức sau:

$$A_{pst} = \frac{M_{CD1}}{Z \cdot f_{pe}}$$

Trong đó:

M_{CD1} : momen tại mặt cắt theo TTGHCD1

f_{pe} : ứng suất sau mất mát $f_{pe} = 0.8f_{py} = 0.8 \times 1674 = 1339 \text{ Mpa}$

Z : cánh tay đòn nội ngẫu lực, đối với dầm hộp lấy gần đúng bằng $0.9h_o$. Với h_o là chiều cao làm việc của tiết diện (m)

Đối với tr-ờng hợp chịu momen d-ương, có thể lấy $h_o = h - \frac{1}{2}h_b$

Đối với tr-ờng hợp tính thép chịu momen âm, có thể lấy $h_o = h - \frac{1}{2}h_d$

Trong đó:

h : chiều cao tiết diện.

h_b : chiều dày bản mặt cầu tại vị trí tiếp giáp vách dầm $h_b = 0,5 \text{ m}$

h_d : chiều dày bản đáy

Tính số bó cốt thép dự ứng lực

Số bó cốt thép dự ứng lực cần thiết xác định theo công thức : $n = \frac{A_{pst}}{A_b}$

Trong đó:

A_{ps} : Diện tích thép dự ứng lực cần thiết

A_b : Diện tích 1 bó thép tùy vào số tao trong bó: $F_b = m \cdot A_{str}$

m : số tao trong 1 bó

A_{str} : diện tích của 1 tao = 1.4cm^2

Bố cáp chịu mômen âm chọn loại bó 21 tao:

$$A_b = 21 \times 1.4 = 29.4 \text{ cm}^2$$

Bố cáp chịu mômen d-ương chọn loại bó 19 tao:

$$A_b = 19 \times 1.4 = 26.6 \text{ cm}^2$$

Theo kinh nghiệm diện tích cốt thép cần thiết đ-ợc tăng thêm từ 10-20% để đảm bảo điều kiện chống nứt cho bê tông.

iv.4.4 Tính toán cốt thép D_IL

BẢNG TÍNH TOÁN LỰA CHỌN LƯỢNG CỐT THÉP DƯ

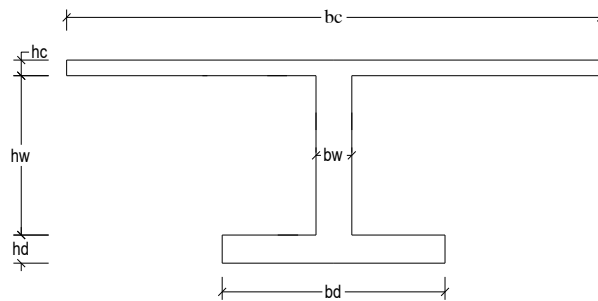
Tiết diện	K/c	Mmax	Mmin	Z _{capduong}	Z _{capam}	f _{yk}	A _{psmax}	A _{psmin}	CT tính toán		CT cần	
	m	KN.m	KN.m	m	m	Mpa	m ²	m ²	Max	Min	max	min
1	0	0.00	0	1.755	1.845	1339	0.000	0.000	0.000	0.000	6	
2	14	47002.63	12156.8425	1.755	1.845	1339	0.020	0.005	7.519	1.674	8	
3	16	47496.69	9880.8925	1.755	1.845	1339	0.020	0.004	7.598	1.360	8	
4	20.5	43073.64	1161.6175	1.791	1.864	1339	0.018	0.000	6.752	0.158	8	2
5	25.5	31169.40	-12531.19	1.881	1.937	1339	0.012	-0.005	4.652	-1.643	6	4
6	28.5	16872.11	-26675.465	2.007	2.05	1339	0.006	-0.010	2.360	-3.305	2	6
7	32	-1449.64	-44411.205	2.16	2.19	1339	-0.001	-0.015	-0.188	-5.151		8
8	35.5	-22876.76	-66778.2	2.358	2.376	1339	-0.007	-0.021	-2.724	-7.139		10
9	39	-48353.08	-93009.755	2.601	2.606	1339	-0.014	-0.027	-5.219	-9.066		12
10	42.5	-77005.57	-124212.84	2.871	2.862	1339	-0.020	-0.032	-7.531	-11.025		14
11	46	108175.91	-160553.65	3.186	3.164	1339	-0.025	-0.038	-9.533	-12.890		16
12	50.75	155425.44	-219750.02	3.708	3.668	1339	-0.031	-0.045	-11.768	-15.218		18
13t	52	166495.62	-235627.24	3.825	3.78	1339	-0.033	-0.047	-12.221	-15.835		18
13P	52	166495.62	-235627.24	3.825	3.78	1339	-0.033	-0.047	-12.221	-15.835		18
14	53.25	156270.42	-219061.97	3.708	3.668	1339	-0.031	-0.045	-11.832	-15.171		18
15	58	112799.83	-158846.92	3.186	3.164	1339	-0.026	-0.037	-9.940	-12.753		16
16	61.5	-84686.25	-123433.32	2.871	2.862	1339	-0.022	-0.032	-8.282	-10.956		14
17	65	-59135.08	-92987.078	2.601	2.606	1339	-0.017	-0.027	-6.383	-9.064		12
18	68.5	-36914.22	-67275.678	2.358	2.376	1339	-0.012	-0.021	-4.395	-7.193		10
19	72	-17900.59	-46168.463	2.16	2.19	1339	-0.006	-0.016	-2.327	-5.355		8
20	75.5	-270.84	-31276.218	2.007	2.05	1339	0.000	-0.011	-0.038	-3.876		6
21	79	14008.40	-20476.423	1.881	1.937	1339	0.006	-0.008	2.091	-2.685	4	4
22	83.5	26105.16	-11083.61	1.791	1.864	1339	0.011	-0.004	4.092	-1.510	6	2
23	88	31193.63	-6664.12	1.755	1.845	1339	0.013	-0.003	4.990	-0.918	6	2
24	90	31193.63	-6664.12	1.755	1.845	1339	0.013	-0.003	4.990	-0.918	6	2
25	94.5	26105.16	-11083.61	1.791	1.864	1339	0.011	-0.004	4.092	-1.510	6	2
26	99	14008.40	-20476.423	1.881	1.937	1339	0.006	-0.008	2.091	-2.685	4	4
27	102.5	-270.84	-31276.218	2.007	2.05	1339	0.000	-0.011	-0.038	-3.876		6

28	106	-17900.59	-46168.463	2.16	2.19	1339	-0.006	-0.016	-2.327	-5.355		8
29	109.5	-36914.22	-67275.678	2.358	2.376	1339	-0.012	-0.021	-4.395	-7.193		10
30	113	-59135.08	-92987.078	2.601	2.606	1339	-0.017	-0.027	-6.383	-9.064		12
31	116.5	-84686.25	-123433.32	2.871	2.862	1339	-0.022	-0.032	-8.282	-10.956		14
32	120	-	-158846.91	3.186	3.164	1339	-0.026	-0.037	-9.940	-12.753		16
33	124.75	-	-219061.97	3.708	3.668	1339	-0.031	-0.045	-11.832	-15.171		18
34T	126	166495.62	-235627.23	3.825	3.78	1339	-0.033	-0.047	-12.221	-15.835		18
34P	126	166495.62	-235627.23	3.825	3.78	1339	-0.033	-0.047	-12.221	-15.835		18
35	127.25	-	-219750.02	3.708	3.668	1339	-0.031	-0.045	-11.768	-15.218		18
36	132	-	-160553.66	3.186	3.164	1339	-0.025	-0.038	-9.533	-12.890		16
37	135.5	-77005.57	-124212.84	2.871	2.862	1339	-0.020	-0.032	-7.531	-11.025		14
38	139	-48353.08	-93009.765	2.601	2.606	1339	-0.014	-0.027	-5.219	-9.066		12
39	142.5	-22876.76	-66778.2	2.358	2.376	1339	-0.007	-0.021	-2.724	-7.139		10
40	146	-1449.64	-44411.205	2.16	2.19	1339	-0.001	-0.015	-0.188	-5.151		8
41	149.5	16872.11	-26675.465	2.007	2.05	1339	0.006	-0.010	2.360	-3.305	2	6
42	153	31169.40	-12531.18	1.881	1.937	1339	0.012	-0.005	4.652	-1.643	6	4
43	157.5	43073.64	1161.6175	1.791	1.864	1339	0.018	0.000	6.752	0.158	8	2
44	162	47496.70	9880.8925	1.755	1.845	1339	0.020	0.004	7.598	1.360	8	
45	164	47002.63	12156.8425	1.755	1.845	1339	0.020	0.005	7.519	1.674	8	
46	178	0.00	0	1.755	1.845	1339	0.000	0.000	0.000	0.000	6	

iv.4.5 TÝnh ®Æc tr-ng h×nh hãc c,c giai ®o¹n

❖ §Ó ®-n gi¶n trong tÝnh to,n vµ thi¹n vÒ an to¹n ta quy ®æi mÆt c¾t h×nh hóp thnh mÆt c¾t ch÷ I víi nguyªn t¾c ®¶m b¶o ®óng chiÒu cao vµ c,c ®Æc tr-ng h×nh hãc cña mÆt c¾t.

Kých thước quy ®æi ti tiết diện hợp sang tiết din T ti tiết diện kiểm to, n



Tiết diện	K/c từ gi	bc	hc	bw	h _w	b _d	h _d	H
	m	m	m	m	m	m	m	m
3	16.00	12.500	0.356	0.796	1.542	5.810	0.302	2.20
12	52.00	12.500	0.356	0.807	3.532	6.500	0.612	4.50
23	88	12.500	0.356	0.796	1.542	5.810	0.302	2.20

Trong ® :
 - bc : Bề rộng bản cánh trên.
 - hc : Chiều cao bản cánh trên.
 - bw : Chiều dày s- ờn dầm.
 - h_w : Chiều cao s- ờn dầm.
 - b_d : Bề rộng bản đáy.
 - h_d : Chiều cao bản đáy.
 - h : Chiều cao tiết diện.

- ❖ Nhằm phản ánh sát thực các giai đoạn làm việc của tiết diện ta xác định các đặc tr- ng hình học của tiết diện trong giai đoạn có lỗ (giai đoạn mới căng cáp ch- a phun vữa) và giai đoạn khai thác (đã phun vữa và có thép - st).

$$A_{gy} = A_{nguyên}$$

$$I_{gy} = I_{nguyên}$$

$$A_{td} = A_{gy} + n.A_{Cáp}$$

$$I_{td} = I_{gy} + n.A_{Cáp} \cdot e^2 \text{ (bỏ qua mômen quán tính của các bó thép đối với trục của nó)}$$

Trục trung hoà của các tiết diện qua các giai đoạn là khác nhau.

n = tỷ số môđun đàn hồi của thép và bê tông $n = E_p/E_c = 197000/35749.53 = 5.51$

Đ- ờng kính ống gen là 107mm

iv.4.6 TÍNH MẤT MẮT TRONG SUẤT TRƯỚC

Các mất mát ứng suất trước trong các cấu kiện được xây dựng và được tạo ứng suất trước trong một giai đoạn có thể lấy bằng:

Trong các cấu kiện kéo sau:

$$\Delta f_{PT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR} \quad (5.9.5.1-2)$$

Trong đó:

- Δf_{PT} : Tổng mất mát (MPa)
- Δf_{pF} : Mất mát do ma sát (MPa)
- Δf_{pA} : Mất mát do thiết bị neo (MPa)
- Δf_{pES} : Mất mát do co ngắn đàn hồi (MPa)
- Δf_{pSR} : Mất mát do co ngót (MPa)
- Δf_{pCR} : Mất mát do từ biến của bê tông (MPa)
- Δf_{pR} : Mất mát do trùng đảo cốt thép (MPa)

Trong các mất mát phân ra làm 2 loại:

- Mất mát tức thời gồm các mất mát : Δf_{pF} , Δf_{pA} , Δf_{pES}
- Mất mát theo thời gian gồm các mất mát sau: Δf_{pSR} , Δf_{pCR} , Δf_{pR}

1 Mất mát do ma sát

Mất mát do ma sát giữa bó thép và ống bọc có thể lấy như sau:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}(1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)}) \quad (5.9.5.2.2b-1)$$

Trong đó:

- f_{pj} : ứng suất trong thép - st khi kích $f_{pj} = 0.8 f_u = 1488 \text{ MPa}$
- x : chiều dài bó thép - st từ đầu kích đến điểm đang xem xét (m)
- K : hệ số ma sát lắc $K = 6.6 \times 10^{-7} / \text{mm}^{-1}$
- $\mu = 0.25$ Là hệ số ma sát.
- α : Tổng giá trị tuyệt đối của thay đổi góc của đường cáp thép - st từ đầu kích đến điểm đang xét (rad)
- e : cơ số logarit tự nhiên

Tiết diện	Bó thép	μ	K	f_{pj}	x	α	Δf_{pF}
			(1/mm)	MPa	(mm)	(rad)	MPa
3	C2-01-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	7150	0.105	40.75
	C2-02-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	11150	0.105	44.17
	C2-03-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	11150	0.105	44.17
	C2-04-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	15150	0.105	47.58
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó						44.17

13	C1-01-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	5000	0.000	4.41
	C1-02-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	8500	0.244	86.41
	C1-03-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	12000	0.244	89.30
	C1-04-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	15500	0.244	92.18
	C1-05-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	19000	0.244	95.06
	C1-06-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	22500	0.244	97.93
	C1-07-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	26000	0.244	100.79
	C1-08-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	30500	0.244	104.47
	C1-09-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	35000	0.244	108.13
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó						86.52
23	C3-01-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	2780	0.000	2.45
	C4-01-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	7150	0.105	40.75
	C4-02-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	11150	0.105	44.17
	C4-03-2	0.25	6.6×10^{-7}	1488	11150	0.105	44.17
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó						32.89

Mất mát do thiết bị neo

Mất mát do thiết bị neo đ- ợc tính theo công thức sau:

$$\Delta f_{pA} = \frac{\Delta_L}{L} E_p$$

Trong đó:

- L : Chiều dài của bó cáp (m)
- E_p : Môđun đàn hồi của thép ust E = 197000Mpa
- Δ_L : biến dạng do tụt neo; Δ_L = 6mm/neo

Tiết diện	Bó thép	L	ΔL	E	Δf _{pA}
		(mm)	(mm)	MPa	MPa
3	C2-01-2	16300	12	197000	145.03
	C2-02-2	24670	12	197000	95.82
	C2-03-2	24670	12	197000	95.82
	C2-04-2	28670	12	197000	82.46
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó				104.78

13	C1-01-2	12500	6	197000	94.56
	C1-02-2	19500	12	197000	121.23
	C1-03-2	26500	12	197000	89.21
	C1-04-2	33500	12	197000	70.57
	C1-05-2	40500	12	197000	58.37
	C1-06-2	47500	12	197000	49.77
	C1-07-2	54500	12	197000	43.38
	C1-08-2	63500	12	197000	37.23
	C1-09-2	72500	12	197000	32.61
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó				66.32
23	C3-01-2	7560	6	197000	156.35
	C4-01-2	16300	12	197000	145.03
	C4-02-2	24300	12	197000	97.28
	C4-03-2	24300	12	197000	97.28
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó				123.99

Mất mát do co ngắn đàn hồi

Mất mát do co ngắn đàn hồi về bản chất là khi căng bó sau sẽ gây mất mát cho bó tr-óc, và đ-ọc tính theo công thức:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \times \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (5.9.5.2.3b-1)$$

$$f_{cgp} = -\frac{F}{A} - \frac{F.e}{I} y + \frac{M_{DC1}}{I} e$$

Trong đó:

- N : Số l-ợng các bó thép ứng suất tr-óc giống nhau
- f_{cgp} : Tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm các bó thép ứng suất tr-óc do lực ứng suất tr-óc sau kích và tự trọng của cấu kiện ở các mặt cắt mômen max (MPa).
- $F=(0.7f_{pu}-\Delta f_{pt}-\Delta f_{pa})A_{ps}$: lực nén trong bê tông do ứng suất tr-óc gây ra tại thời điểm sau khi kích, tức là đã xảy ra mất mát do ma sát và tụt neo.
- e : Độ lệch của trọng tâm các bó thép so với trục trung hoà của tiết diện.
- A,I : Diện tích tiết diện và mômen quán tính trừ lỗ.
- E_p : Mô đun đàn hồi của thép dự ứng lực(MPa)=197000(MPa)
- E_{ci} : Mô đun đàn hồi của bê tông lúc truyền lực (MPa)
 $E_{ci}=0.043 \gamma_C \sqrt[1.5]{f'_{ci}}=0.043 \times 2400 \times \sqrt[1.5]{0.9 \times 50}=33915 \text{ (MPa)}$
- A_{ps} : Tổng diện tích các bó cáp ứng suất tr-óc.
- M_{DC1} : Mômen do trọng l-ợng bản thân kết cấu

Tiết diện	Bó căng tróc	Bó căng	N	F_i	M_{DC}	e	Y	A_x	I_x	Δf_{cgp}	Δf_{pES}	$\Sigma \Delta f_{pES}$
-----------	--------------	---------	---	-------	----------	---	---	-------	-------	------------------	------------------	-------------------------

		sau		(KN)	(KN.m)	(m)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	Mpa	Mpa	Mpa
3	C2-01-2	C2-02-2	3	5,488.49	16,621.91	1.251	1.401	7.191	4.709	1.83	3.36	5.88
		C2-03-2	2	5,488.49	16,621.91	1.251	1.401	7.191	4.709	1.83	2.52	
		C2-04-2	1	5,488.49	16,621.91	1.251	1.401	7.191	4.709	1.83	0.00	
	C2-02-2	C2-03-2	2	5,488.49	16,621.91	1.251	1.401	7.191	4.709	1.83	2.52	2.52
		C2-04-2	1	5,488.49	16,621.91	1.251	1.401	7.191	4.709	1.83	0.00	
	C2-03-2	C2-04-2	1	5,488.49	16,621.91	1.251	1.401	7.191	4.709	1.83	0.00	0.00
				Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó					2.80			
13	C1-01-2	C1-02-2	8	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	7.16	17.27	137.52
		C1-03-2	7	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	23.39	
		C1-04-2	6	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	22.74	
		C1-05-2	5	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	21.83	
		C1-06-2	4	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	20.46	
		C1-07-2	3	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	18.19	
		C1-08-2	2	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	13.64	
		C1-09-2	1	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	0.00	
	C1-02-2	C1-03-2	7	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	23.39	120.26
		C1-04-2	6	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	22.74	
		C1-05-2	5	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	21.83	
		C1-06-2	4	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	20.46	
		C1-07-2	3	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	18.19	
		C1-08-2	2	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	13.64	
		C1-09-2	1	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	0.00	
	C1-03-2	C1-04-2	6	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	22.74	96.87
		C1-05-2	5	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	21.83	
		C1-06-2	4	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	20.46	

23		C1-07-2	3	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	18.19	
		C1-08-2	2	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	13.64	
		C1-09-2	1	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	0.00	
	C1-04-2	C1-05-2	5	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	21.83	74.13
		C1-06-2	4	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	20.46	
		C1-07-2	3	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	18.19	
		C1-08-2	2	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	13.64	
		C1-09-2	1	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	0.00	
	C1-05-2	C1-06-2	4	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	20.46	52.30
		C1-07-2	3	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	18.19	
		C1-08-2	2	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	13.64	
		C1-09-2	1	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	0.00	
	C1-06-2	C1-07-2	3	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	18.19	31.83
		C1-08-2	2	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	13.64	
		C1-09-2	1	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	0.00	
	C1-07-2	C1-08-2	2	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	13.64	13.64
		C1-09-2	1	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	0.00	
	C1-08-2	C1-09-2	1	7,196.75	-159080	1.692	1.892	10.028	31.542	-9.90	0.00	0.00
				Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó					65.82			
	C4-01-2	C4-02-2	3	5,450.73	-1695.50	1.256	1.406	7.191	4.730	-3.03	5.56	9.73
		C4-03-2	2	5,450.73	-1695.50	1.256	1.406	7.191	4.730	-3.03	4.17	
		C3-01-2	1	5,450.73	-1695.50	1.256	1.406	7.191	4.730	-3.03	0.00	
	C4-02-2	C4-03-2	2	5,450.73	-1695.50	0.594	0.794	7.191	4.730	-1.38	1.90	1.90
		C3-01-2	1	5,450.73	-1695.50	0.594	0.794	7.191	4.730	-1.38	0.00	
	C4-03-2	C3-01-2	1	5,450.73	-1695.50	0.594	0.794	7.191	4.730	-1.38	0.00	0.00
				Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó					3.87			

Mất mát do co ngót

Mất mát ứng suất tr-óc do co ngót có thể lấy bằng:

$$\Delta f_{pSR} = (93 - 0.85H) = 93 - 0.85 \times 80 = 25 \text{ MPa} \quad (5.9.5.4.2-2)$$

H = độ ẩm t-ơng đối bao quanh, lấy trung bình hàng năm(%) = 80%

Mất mát do từ biến

Mất mát dự ứng suất do từ biến có thể lấy bằng :

$$\Delta f_{pCR} = 12.0f_{cgp} - 7.0\Delta f_{cdp} \geq 0 \quad (5.9.5.4.3-1)$$

Trong đó:

f_{cgp} : Tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm các bó thép ứng suất tr-óc do lực ứng suất tr-óc sau kích và tự trọng của cầu kiện ở các mặt cắt có mômen max (MPa).

Δf_{cdp} : Thay đổi trong ứng suất bê tông tại trọng tâm thép ứng suất tr-óc do tải trọng th-ờng xuyên, trừ tải trọng tác động vào lúc thực hiện các lực ứng suất tr-óc, đ-ợc tính cùng các mặt cắt tính f_{cgp} (MPa).

$$\Delta f_{cdp} = -\frac{M_{ds} \cdot e}{I_{td}} - \frac{M_{da} \cdot e}{I_{td}}$$

- M_{DC2} = mômen do tĩnh tải chất thêm sau khi bê tông đông cứng ($M_{DC2} = M_b$) Nmm
- M_{DW} = Mômen do lớp mặt cầu (Nmm)
- M_{DC} : mô men do tĩnh tải ở giai đoạn thi công (KN.m)
- I_{td} = Mômen quán tính của tiết diện qui đổi (m^4)
- e : Độ lệch của trọng tâm các bó thép so với trục trung hoà của tiết diện.

Tiết diện	Bó thép	Fi	e	y	Mdc	$M_{DW}+M_{DC}$	A_x	I_x	Δf_{cdp}	Δf_{cgp}	Δf_{pCR}
		(KN)	(m)	(m)	(KN.m)	(KN.m)	(m ²)	(m ⁴)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
3	C2-01-2	5,475.18 6	1.23 1	1.38 1	16621.91	7146.12	7.308	4.890	1.80	1.74	8.27
	C2-02-2	5,475.18 6	1.23 1	1.38 1	16621.91	7146.12	7.308	4.890	1.80	1.74	8.27
	C2-03-2	5,475.18 6	1.23 1	1.38 1	16621.91	7146.12	7.308	4.890	1.80	1.74	8.27
	C2-04-2	5,475.18 6	1.23 1	1.38 1	16621.91	7146.12	7.308	4.890	1.80	1.74	8.27
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó								8.27		
13	C1-01-2	6,370.03 0	1.64 2	1.84 2	- 159080.00	-31952.30	10.33 3	36.96 1	-1.42	-8.15	87.84
	C1-02-2	6,370.03 0	1.64 2	1.84 2	- 159080.00	-31952.30	10.33 3	36.96 1	-1.42	-8.15	87.84
	C1-03-2	6,370.03 0	1.64 2	1.84 2	- 159080.00	-31952.30	10.33 3	36.96 1	-1.42	-8.15	87.84
	C1-04-2	6,370.03 0	1.64 2	1.84 2	- 159080.00	-31952.30	10.33 3	36.96 1	-1.42	-8.15	87.84
	C1-05-2	6,370.03 0	1.64 2	1.84 2	- 159080.00	-31952.30	10.33 3	36.96 1	-1.42	-8.15	87.84
	C1-06-2	6,370.03 0	1.64 2	1.84 2	- 159080.00	-31952.30	10.33 3	36.96 1	-1.42	-8.15	87.84

	2	0	2	2	159080.00		3	1			
	C1-07-2	6,370.030	1.642	1.842	-159080.00	-31952.30	10.333	36.961	-1.42	-8.15	87.84
	C1-08-2	6,370.030	1.642	1.842	-159080.00	-31952.30	10.333	36.961	-1.42	-8.15	87.84
	C1-09-2	6,370.030	1.642	1.842	-159080.00	-31952.30	10.333	36.961	-1.42	-8.15	87.84
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó								87.84		
23	C3-01-2	6,710.566	0.556	0.776	-1695.50	8369.47	7.313	5.001	0.93	-1.52	11.74
	C4-01-2	6,710.566	1.114	1.393	-1695.50	8369.47	7.313	5.001	1.86	-2.96	22.48
	C4-02-2	6,710.566	1.114	1.393	-1695.50	8369.47	7.313	5.001	1.86	-2.96	22.48
	C4-03-2	6,710.566	1.114	1.393	-1695.50	8369.47	7.313	5.001	1.86	-2.96	22.48
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó								19.79		

Mất mát do trùng dẫn cốt thép

Mất mát sau khi truyền lực - đối với tạo thép đ-ợc khử ứng suất kéo sau:

$$\Delta f_{pR} = 0.3[138 - 0.3\Delta f_{pF} - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})] \quad (\text{Mpa}) \quad (5.9.5.4.4c-2)$$

ở đây:

- Δf_{pF} : Mất mát do ma sát d-ới mức $0,6f_{pu}$ ở thời điểm xem xét tính theo Điều 5.9.5.2.2(Mpa)
- Δf_{pES} : Mất mát do co ngắn đàn hồi (Mpa)
- Δf_{pSR} : Mất mát do co ngót (Mpa)
- Δf_{pCR} : Mất mát do từ biến (Mpa)

Tiết diện	Bó thép	Δf_{pF}	Δf_{pES}	Δf_{pSR}	Δf_{pCR}	Δf_{pR}
		Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
3	C2-01-2	40.75	3.358	25	8.27	35.33
	C2-02-2	44.17	2.519	25	8.27	35.13
	C2-03-2	44.17	2.519	25	8.27	35.13
	C2-04-2	47.58	0	25	8.27	35.12
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó				35.18	
13	C1-01-2	4.41	137.522	25	87.84	17.73
	C1-02-2	86.41	17.266	25	87.84	24.78
	C1-03-2	89.30	23.388	25	87.84	23.79
	C1-04-2	92.18	22.739	25	87.84	23.60
	C1-05-2	95.06	21.829	25	87.84	23.45
	C1-06-2	97.93	20.465	25	87.84	23.36

23	2					
	C1-07-2	100.79	18.191	25	87.84	23.38
	C1-08-2	104.47	13.643	25	87.84	23.59
	C1-09-2	108.13	0.000	25	87.84	24.90
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó				23.18	
	C3-01-2	2.45	0.000	25	11.74	38.97
	C4-01-2	40.75	9.726	25	22.48	33.72
	C4-02-2	44.17	5.558	25	22.48	33.91
	C4-03-2	44.17	4.168	25	22.48	34.08
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó				35.17	

Kết quả tính toán tổng hợp mất mát ứng suất đ-ợc trình bày trong bảng sau:

Tiết diện	Bó thép	Δf_{pF}	Δf_{pA}	Δf_{pES}	Δf_{pSR}	Δf_{pCR}	Δf_{pR}	$\Delta f_{t\text{ọc thêi}}$	$\Delta f_{\text{lâu dài}}$	Δf_{pT}
		Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
3	C2-01-2	40.75	145.03	3.36	25	8.27	35.33	189.14	68.60	257.74
	C2-02-2	44.17	95.82	2.52	25	8.27	35.13	142.51	68.40	210.91
	C2-03-2	44.17	95.82	2.52	25	8.27	35.13	142.51	68.40	210.91
	C2-04-2	47.58	82.46	0.00	25	8.27	35.12	130.04	68.39	198.43
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó							151.05	68.45	219.50
13	C1-01-2	4.41	94.56	137.52	25	87.84	17.73	236.49	130.57	367.07
	C1-02-2	86.41	121.23	17.27	25	87.84	24.78	224.90	137.62	362.53
	C1-03-2	89.30	89.21	23.39	25	87.84	23.79	201.89	136.63	338.52
	C1-04-2	92.18	70.57	22.74	25	87.84	23.60	185.49	136.45	321.93
	C1-05-2	95.06	58.37	21.83	25	87.84	23.45	175.26	136.30	311.56
	C1-06-2	97.93	49.77	20.46	25	87.84	23.36	168.16	136.20	304.37
	C1-07-2	100.79	43.38	18.19	25	87.84	23.38	162.36	136.22	298.58
	C1-08-2	104.47	37.23	13.64	25	87.84	23.59	155.34	136.43	291.77
	C1-09-2	108.13	32.61	0.00	25	87.84	24.90	140.73	137.74	278.48
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó							183.40	136.02	319.42
23	C3-01-2	2.45	156.35	0.00	25	11.74	38.97	158.80	75.71	234.52
	C4-01-2	40.75	145.03	9.73	25	22.48	33.72	195.50	81.19	276.70
	C4-02-2	44.17	97.28	5.56	25	22.48	33.91	147.01	81.39	228.40
	C4-03-2	44.17	97.28	4.17	25	22.48	34.08	145.62	81.55	227.17
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó							161.74	79.96	241.70

Lực căng và mô men do cáp ứng suất tr- ớc

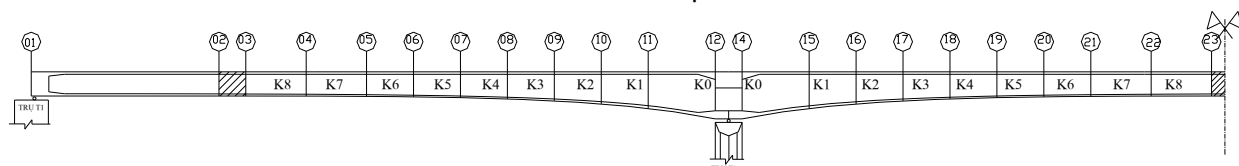
Tiết diện	Bó thép	Mất mát max				Mất mát min			
		Δf_{pT}	$F_{t\text{ùng bó}}$	$e_{t\text{ùng bó}}$	$M_{t\text{ùng bó}}$	$\Delta f_{\text{t\acute{o c th\grave{e}i}}$	$F_{t\text{ùng bó}}$	$e_{t\text{ùng bó}}$	$M_{t\text{ùng bó}}$
		Mpa	KN	(m)	(KNm)	Mpa	KN	(m)	KN
3	C2-01-2	257.74	2,573.88	1.231	3,168.44	189.14	2,737.15	1.231	3,369.43
	C2-02-2	210.91	2,685.33	1.231	3,305.64	142.51	2,848.11	1.231	3,506.03
	C2-03-2	210.91	2,685.33	1.231	3,305.64	142.51	2,848.11	1.231	3,506.03
	C2-04-2	198.43	2,715.03	1.231	3,342.20	130.04	2,877.80	1.231	3,542.57
Tổng			10,659.57		13,121.93		11,311.18		13,924.06
13	C1-01-2	367.07	2,858.07	1.642	4,692.95	236.49	3,241.96	1.642	5,323.29
	C1-02-2	362.53	2,871.42	1.642	4,714.87	224.90	3,276.03	1.642	5,379.24
	C1-03-2	338.52	2,941.99	1.642	4,830.75	201.89	3,343.68	1.642	5,490.33
	C1-04-2	321.93	2,990.76	1.642	4,910.83	185.49	3,391.92	1.642	5,569.53
	C1-05-2	311.56	3,021.27	1.642	4,960.93	175.26	3,421.99	1.642	5,618.91
	C1-06-2	304.37	3,042.41	1.642	4,995.64	168.16	3,442.85	1.642	5,653.16
	C1-07-2	298.58	3,059.43	1.642	5,023.58	162.36	3,459.91	1.642	5,681.17
	C1-08-2	291.77	3,079.44	1.642	5,056.44	155.34	3,480.56	1.642	5,715.07
	C1-09-2	278.48	3,118.53	1.642	5,120.63	140.73	3,523.49	1.642	5,785.57
Tổng			26,983.33		44,306.62		30,582.38		50,216.27
23	C3-01-2	234.52	3,247.77	0.556	1,805.76	75.71	3,714.65	0.556	2,065.35
	C4-01-2	276.70	2,528.76	1.114	2,817.03	81.19	2,994.06	1.114	3,335.38
	C4-02-2	228.40	2,643.71	1.114	2,945.09	81.39	2,993.60	1.114	3,334.87
	C4-03-2	227.17	2,646.62	1.114	2,948.33	81.55	2,993.20	1.114	3,334.43
Tổng			11,066.86		10,516.22		12,695.51		12,070.02

iv.4.7 KiÓm to, n tiỐt diỐn

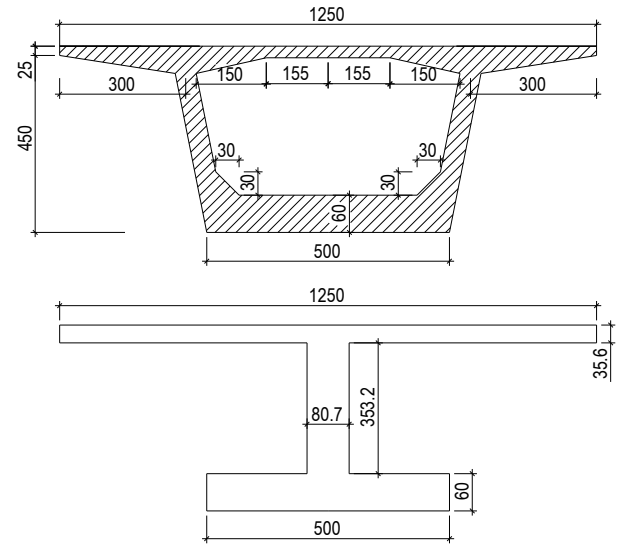
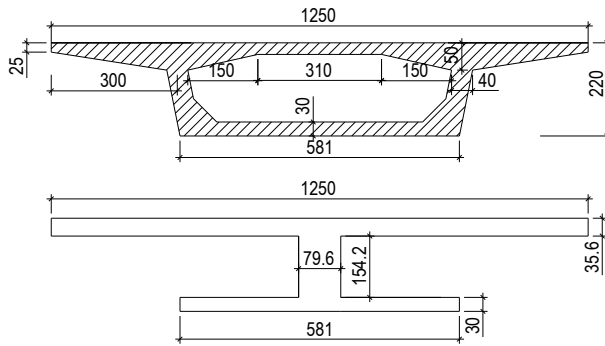
ĐẶT VẤN ĐỀ

Đối với cầu BTCTDUL thì các tiết diện dầm chủ cần phải đ- ợc kiểm toán cả trong giai đoạn khai thác lẫn trong giai đoạn thi công. Tuy vậy do thời gian có hạn nên trong đồ án này em chỉ kiểm toán tại 3 tiết diện đặc tr- ng: 3,13,23.

Sơ đồ bố trí các tiết diện của 1/2 cầu



Mặt cắt quy đổi tiết diện tại gối và giữa nhịp



IV.7.1 Kiểm toán theo trạng thái giới hạn sử dụng I

Các vấn đề cần kiểm toán ở TTGHSD phải là nứt, biến dạng và ứng suất trong bê tông. [A5.5.2]
 Đối với kết cấu bê tông cốt thép - st trong đồ án này, chỉ kiểm tra ứng suất trong bê tông theo điều [A5.9.4]

Ta phải kiểm tra theo 2 giai đoạn:

Giai đoạn 1: Lúc căng kéo cốt thép

Giai đoạn 2: Khi khai thác

➤ **Giai đoạn 1:** Việc kiểm toán ứng suất trong giai đoạn 1 là một việc khó, do việc thi công các đốt đúc và căng cáp theo nhiều giai đoạn, mức bê tông và mô đun đàn hồi thực tế là biến đổi trên mỗi đốt đúc.

Lấy cường độ bê tông lúc căng cáp là $f'_{ci} = 0.9f'_c = 45 \text{ Mpa}$.

– Giới hạn ứng suất nén: $-0.6f'_{ci} = -0.6 \times 45 = -27 \text{ Mpa}$

– Giới hạn ứng suất kéo: $0.25\sqrt{f'_{ci}} = 1.677 \text{ Mpa}$

Trong đó:

- F : Lực căng của cáp - st tại tiết diện tính toán sau khi trừ đi mất mát tức thời (KN)
- e : Khoảng cách từ trọng tâm các bó cáp đến trục trung hoà tiết diện (m)
- y_{tb} : khoảng cách từ trục trung hoà đến thớ trên và d-ới của tiết diện. (m)
- A, I : diện tích (m^2), mômen quán tính (m^4) của tiết diện có trừ lỗ.

➤ **Giai đoạn 2:** Giai đoạn sử dụng

Các giới hạn ứng suất trong bê tông ở trạng thái giới hạn sử dụng sau các mất mát. Các cấu kiện ứng suất tr-ớc hoàn toàn [5.9.4.2]

- ứng suất nén đối với cầu xây dựng phân đoạn và do tổng của lực ứng suất tr-ớc có hiệu và các tải trọng th-ờng xuyên gây ra:

$$-0.45f'_c = -0.45 \times 50 = -22.5 \text{ Mpa}$$

- ứng suất kéo của bê tông:

$$0.5\sqrt{f'_c} = 0.5\sqrt{50} = 3.5355 \text{ Mpa}$$

IV.4 .7.1.1 Kiểm tra ứng suất trong bê tông phần tiết diện giữa nhịp và HL biên

1. Giai đoạn căng kéo cốt thép :

a. Thở trên:

$$f_{tg} = -\frac{F_t^1 + F_b^1}{A_0} + \frac{-F_t^1 e_t + F_b^1 e_b}{I_0} y_t^1 - \frac{M_{bt}}{I_0} y_t^1 \leq 0.25 \sqrt{f'_{ci}} = 1.677 \text{ (Mpa)}$$

b. Thở d-ới:

$$f_{bg} = -\frac{F_t^1 + F_b^1}{A_0} + \frac{F_t^1 e_t - F_b^1 e_b}{I_0} y_b^1 + \frac{M_{bt}}{I_0} y_b^1 \geq -0.6 f'_{ci} = -0.6 \times 45 = -27 \text{ (MPa)}$$

2. Giai đoạn khai thác:

c. Thở trên

$$f_{tg} = -\frac{F_t^2 + F_b^2}{A_0} + \frac{-F_t^2 e_t + F_b^2 e_b}{I_0} y_t^1 - \frac{M_{bt}}{I_0} y_t^1 - \frac{M_{tt2} + M_{ht}}{I_c} y_t^2 \geq -0.45 f'_c = -22.5 \text{ (MPa)}$$

d. Thở d-ới.

$$f_{bg} = -\frac{F_t^2 + F_b^2}{A_0} + \frac{F_t^2 e_t - F_b^2 e_b}{I_0} y_b^1 + \frac{M_{bt}}{I_0} y_b^1 + \frac{M_{tt2} + M_{ht}}{I_c} y_b^2 \leq 0.5 \sqrt{f'_c} = 3.5 \text{ (MPa)}$$

IV.4.7.1.2 Kiểm tra đối với các tiết diện sát trụ

1. Giai đoạn căng kéo cốt thép:

a. Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F_t^1}{A_0} - \frac{F_t^1 e_t}{I_0} y_t^1 + \frac{M_{bt}}{I_0} y_t^1 \geq -0.6f'_{ci} = -0.6 \times 45 = -27 \text{ (MPa)}$$

b. Thớ d-ới:

$$f_{bg} = -\frac{F_t^1}{A_0} + \frac{F_t^1 e_t}{I_0} y_b - \frac{M_{bt}}{I_0} y_b \leq 0.25\sqrt{f'_{ci}} = 1.677 \text{ (MPa)}$$

2. Giai đoạn khai thác:

c. Thớ trên

$$f_{tg} = -\frac{F_t^2}{A_0} - \frac{F_t^2 e_t}{I_0} y_t^1 + \frac{M_{bt}}{I_0} y_t^1 + \frac{M_{tt2} + M_{ht}}{I_c} y_t^2 \leq 0.5\sqrt{f'_c} = 3.5 \text{ (MPa)}$$

d. Thớ d-ới.

$$f_{bg} = -\frac{F_t^2}{A_0} + \frac{F_t^2 e_t}{I_0} y_b^1 - \frac{M_{bt}}{I_0} y_b^1 - \frac{M_{tt2} + M_{ht}}{I_c} y_b^2 \geq 0.45f'_c = -22.5 \text{ (MPa)}$$

Trong đó:

- F_b = Lực nén do các bó thép ứng suất tr-ớc phía d-ới sau mất mát gây ra cho dầm (KN)
- F_t = Lực nén do các bó thép ứng suất tr-ớc phía trên sau mất mát gây ra cho dầm (KN)
- M_{bt} = Mômen theo trạng thái giới hạn sử dụng (KNm) (tuỳ theo tiết diện chịu mômen d-ơng âm)
- A_0 = Diện tích tiết diện lấy qui đổi (m^2)
- I_0 = Mômen quán tính của tiết diện qui đổi (m^2)
- e_t = Độ lệch tâm của trọng tâm thép ứng suất tr-ớc phía trên so với trục trung hoà của tiết diện.
- e_b = Độ lệch tâm của trọng tâm thép ứng suất tr-ớc phía d-ới so với trục trung hoà của tiết diện.
- y_t = Khoảng cách từ thớ trên cùng đến trục trung hoà của tiết diện.
- y_b = Khoảng cách từ thớ d-ới cùng đến trục trung hoà của tiết diện.
- f'_c = Cường độ qui định của bê tông 28 ngày

Kết quả kiểm toán nh- sau:

KIỂM TOÁN TIẾT DIỆN THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG

Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông khi căng kéo cốt thép

Tiết diện	F_t	F_b	A	I	e_t	e_b	M_{bt}	Y_b	Y_t	f_{tg}	f_{bg}	Duyệt
	KN	KN	m ²	m ⁴	m	m	KNm	m	m	MPa	MPa	
3	0.00	23049.67	7.191	4.709	0.000	1.401	16621.91	1.381	0.819	-0.48	-7.80	Đạt
13	55457.42	0.00	10.028	31.542	1.692	0.000	159080.00	2.658	1.845	-20.32	1.50	Đạt
23	6583.48	18592.56	7.191	4.730	0.594	1.406	1695.50	1.393	0.807	0.00	-9.55	Đạt

Giới hạn ứng suất nén của bê tông ứng suất tr- ốc : -22.5(Mpa)

Giới hạn ứng suất kéo của bê tông ứng suất tr- ốc : 3.5355 (Mpa)

Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông khi khai thác

Tiết diện	F_t	F_b	A	I_g	I_c	e_t	e_b	M_{bt}
	KN	KN	m ²	m ⁴	m ⁴	m	m	KNm
3	0	24790.08	7.319	4.890	3.938	0.000	1.231	16621.91
13	55457.42	0	10.330	36.960	26.500	1.640	0.000	159080.00
23	6121.6998	7388.2901	7.319	5.000	3.928	0.575	1.114	1650.06
Tiết diện	$M_{HT}+M_{TT2}$	Y_{b1}	Y_{t1}	Y_{b2}	Y_{t2}	f_{tg}	f_{bg}	Duyệt
	KNm	m	m	m	m	MPa	MPa	
3	13087.38	0.820	1.380	0.000	0.705	-1.81	-5.72	Đạt
13	11109.06	1.840	2.660	2.400	1.980	0.25	-12.47	Đạt
23	13715.19	0.807	1.390	1.284	0.716	-3.49	2.15	Đạt

Giới hạn ứng suất nén của bê tông ứng suất tr- ốc : -22.5(Mpa)

Giới hạn ứng suất kéo của bê tông ứng suất tr- ốc : 3.5355 (Mpa)

IV.4.7.2 KIỂM TOÁN THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG ĐỘ I

- Kiểm toán theo các nội dung sau:
 - + Kiểm tra sức kháng uốn tính toán.
 - + Kiểm tra giới hạn cốt thép.
 - + Kiểm tra sức kháng cắt tính toán.
- Kiểm toán cho một số tiết diện sau:
 - + Tiết diện 3 tại chỗ hợp long nhịp biên có mômen d- ơng lớn.
 - + Tiết diện 13 trên đỉnh trụ.
 - + Tiết diện 23 gần giữa nhịp có mômen d- ơng lớn.

Nội lực theo TTGH c-ờng độ 1 tại các tiết diện.

STT	Tiết diện	Giá trị bao lực cắt		Giá trị bao momen	
		$Q_{\max}$ (KN)	$Q_{\min}$ (KN)	$M_{\max}$ (KN.m)	$M_{\min}$ (KN.m)
1	3	1391.00	17.20	47,496.69	9,880.89
2	13	12043.20	10070.60	-155,425.00	-219,750.00
3	23	466.40	-1013.40	31,193.63	-6,664.12

IV.4.7.2.1 Sức kháng uốn.

ông thức kiểm tra sức kháng uốn

$$M_u \leq \phi M_n \quad (5.7.3.2.1-1)$$

Trong đó:

- M_u : mômen tính toán ở trạng thái GHCCI (MPa)

- ϕ : Hệ số sức kháng đ-ợc lấy theo điều 5.5.4.2

Dùng cho uốn và kéo bê tông cốt thép - st $\phi = 1.0$

- M_n : Sức kháng danh định của tiết diện (MPa)

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c b_w \beta_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \quad (5.7.3.2.2-1)$$

- A_{ps} : Diện tích thép ứng suất tr-ớc (mm²)

- a : chiều dày của khối ứng suất t-ờng đ-ờng (mm)-chiều cao chịu nén

$$a = c \beta_1$$

- β_1 : Hệ số chuyển đổi biểu đồ ứng suất qui định trong điều 5.7.2.2

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \frac{(50 - 28)}{7} = 0.6928$$

- f_{ps} : ứng suất trung bình trong thép UST ở sức kháng uốn danh định (MPa)

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad (5.7.3.1.1-1)$$

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) = 2 \left(1.04 - \frac{1674}{1860} \right) = 0.28 \quad (5.7.3.1.1-2)$$

2)

- d_p : Khoảng cách từ thớ nén ngoài cùng đến trọng tâm cốt thép ứng suất tr-ớc (mm)

$$d_p = h - a_T (a'_T)$$

Trong đó:

h : Chiều cao tiết diện tại vị trí xét.

$a_T = 150mm$: Khoảng cách trọng tâm thép DƯL chịu kéo đến mép chịu kéo

$a'_T = 200mm$: Khoảng cách trọng tâm thép DƯL chịu nén đến mép chịu nén.

- c : Khoảng cách từ trục trung hoà đến mặt cắt chịu nén (mm)

Tr- ờng hợp trục trung hoà đi qua s- ườn ($c > h$), khi đó tính toán tiết diện là tiết diện chữ T có bề rộng s- ườn là b_w và bề rộng cánh là b .

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} - 0.85\beta_1 f'_c b_w \bar{h}_f}{0.85\beta_1 f'_c b_w + kA_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.7.3.1.2-3)$$

Tr- ờng hợp trục trung hoà đi qua cánh ($c < h$), khi đó tính toán nh- tiết diện chữ nhật với bề rộng là b .

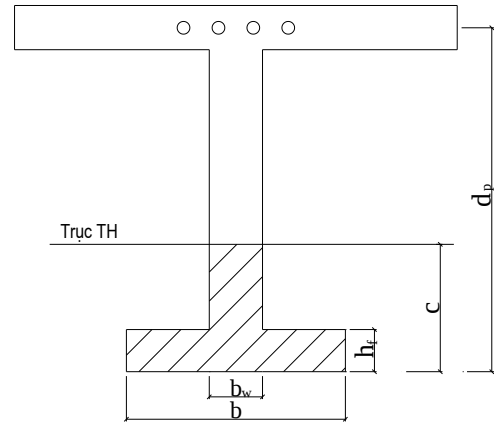
$$c = \frac{A_{ps} f_{pu}}{0.85 f'_c \beta_1 b_w + kA_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.7.3.1.1-4)$$

f'_c : C- ờng độ chịu nén quy định của bê tông ở tuổi 28 ngày (Mpa)

- b_w : Chiều dày của phần chịu nén
- b : Chiều rộng của bản cánh chịu nén (mm)

Kết quả tính toán kiểm tra nh- sau:

Tiết diện	A_{ns} (m ²)	d_p (m)	b_w (m)	b (m)	h_f (m)	c (m)	f_{ns} (MPa)	a (m)	M_n (KNm)	M_u (KNm)	$M_n > M_u$
3	0.21	2.05	0.796	5.81	0.302	0.224	1803.09	0.156	492286.60	47496.69	đạt
13	0.06	4.3	0.807	5	0.612	0.902	1750.75	0.625	251390.42	166496.00	đạt
23	0.02	2.05	0.796	5.81	0.302	0.233	1800.89	0.161	50950.68	31193.63	đạt



IV.4.7.2.2 Kiểm tra hàm l- ợng thép DƯL

Kiểm tra l- ợng thép tối đa theo công thức :

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42 \quad (5.7.3.3.1-1)$$

Trong đó :

- c : Khoảng cách từ trục trung hoà đến mặt chịu nén (mm).
- d_e : Khoảng cách có hiệu t- ợng ứng từ thớ nén ngoài cùng đến trọng tâm của cốt thép chịu kéo (mm).

$$d_e = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps} d_p}{A_{ps} \cdot f_{ps}} \quad (5.7.3.3.1-2)$$

Kiểm tra hàm l- ợng thép tối thiểu :

Bất kỳ một mặt cắt nào của cầu kiện chịu uốn, l- ợng cốt thép th- ờng và cốt thép DƯL chịu kéo phải đủ để phát triển sức kháng uốn tính toán M_r phải nhỏ hơn trong 2 giá trị sau:

1,2 lần sức kháng nứt M_{cr} xác định trên cơ sở phân bố ứng suất đàn hồi và c- ờng độ chịu kéo khi uốn của bê tông

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr} \quad (5.4.2.6)$$

Trong đó M_{cr} đ- ợc tính bằng công thức :

$$M_{cr} = \frac{I}{y_t} (f_r + f_{pe} - f_d) \quad (\text{Handbook-C10})$$

- f_r : c-ờng độ chịu kéo khi uốn của bê tông $f'_c=50$ (MPa)=50000(KN/m²)

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} = 0.63\sqrt{50000} = 140.87 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

- f_d : ứng suất do tải trọng bản thân tính theo trạng thái giới hạn sử dụng tại thớ mà ứng suất kéo gây ra bởi các tải trọng ngoài (KN/m²)

$$f_d = \frac{M}{I} y_b$$

- f_{pe} : ứng suất nén trong bê tông do ứng suất nén tr-ớc có hiệu (KN/m²)

$$f_{pe} = -\frac{A_{ps} f_{ps}}{A_g} - \frac{A_{ps} f_{ps} e}{I} y_b$$

- A_g, I : diện tích và mô men quán tính của tiết diện (m², m⁴)

- M_{cr} : sức kháng nứt (KN.m)

- A_{ps} : diện tích cốt thép ứng suất tr-ớc (m²)

- y_t, y_b : khoảng cách từ thớ nén, kéo ngoài cùng đến trục trung hoà.(mm)

- ϕ : hệ số sức kháng đ-ợc lấy theo điều 5.5.4.2; $\phi=1.0$

1,33 lần mômen tính toán cần thiết d-ối tổ hợp tải trọng- c-ờng độ

$$\phi M_n \geq 1.33 M_u \quad (3.4.1.1)$$

Kết quả kiểm toán đ-ợc đ-a ra ở bảng sau:

KIỂM TRA HÀM LƯỢNG CỐT THÉP

Tiết diện	A (m ²)	I (m ⁴)	M KNm	y_b (m)	y_t (m)	e (m)	f_r (MPa)	f_d (Mpa)	f_{pe} (Mpa)	M_{cr} (kNm)
3	7.26	4.82	16621.91	1.402	0.798	1.251	4.454	4832.83	-1925.72	-40812.37
13	10.19	32.01	149412.00	2.569	1.931	1.692	4.454	10052.04	-2269.08	-204146.68
23	7.26	4.82	1695.50	1.407	0.793	1.256	4.454	494.73	-2009.32	-15199.26

Bảng kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu

Tiết diện	ϕM_n KNm	$1.2M_{cr}$ KNm	$1.33M_u$ KNm	Duyệt
3	49238.81	48974.85	63170.60	Đạt
13	251393.40	244976.02	279765.00	Đạt
23	51104.32	18239.11	56148.53	Đạt

IV.4.7.2.3 Kiểm toán sức kháng cắt của tiết diện

Lực cắt đối với các tiết diện giữa nhịp (3, 19, 46) và các tiết diện (8, 10) tại trụ nhỏ do đó có thể bỏ qua kiểm toán sức kháng cắt ta tiến hành kiểm toán cho tiết diện 32 có lực cắt lớn nhất.

Kiểm toán theo công thức:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Trong đó:

V_u : lực cắt tại tiết diện kiểm toán, lấy theo TTGH c-ờng độ 1

ϕ : hệ số sức kháng cắt đ-ợc xác định theo điều 5.5.4.2.1, $\phi=0.9$

V_n : sức kháng cắt danh định đ-ợc xác định theo quy định (điều 5.8.3.3)

$$V_n = \min \begin{cases} V_c + V_s + V_p \\ 0.25f_c b_v d_v + V_p \end{cases}$$

$$\text{Với : } V_c = 0.083\beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (5.8.3.3-3)$$

$$V_s = \frac{A_v d_v f_y (\cot g\theta + \cot g\alpha) \sin \alpha}{s} \quad (5.8.3.3-4)$$

Trong đó:

b_v : Bề rộng bụng có hiệu lấy bằng bề rộng bụng nhỏ nhất trong chiều cao d_v (mm)

d_v : Chiều cao chịu cắt có hiệu đ-ợc xác định theo điều 5.7.2.8 (mm)

s : Cự li cốt thép đai (mm), đ-ợc chọn dựa trên tính toán chịu lực cắt và yêu cầu về cấu tạo, lấy giá trị nhỏ hơn của $h/3$ và 300mm,(đối với đoạn gần gối có lực cắt lớn)

β : Hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo truyền lực kéo đ-ợc qui định trong điều 5.8.3.4

θ : Góc nghiêng của ứng suất nén chéo đ-ợc xác định theo điều 5.8.3.4 (độ). Khi tính, giả thiết tr-ớc góc θ , sau đó tính các giá trị để tra bảng ng-ợc lại θ và β , nếu hai giá trị θ gần bằng nhau thì có thể chấp nhận đ-ợc, nếu không thì giả thiết lại.

α : Góc nghiêng của cốt thép ngang đối với trục dọc (độ). Cốt đai thẳng đứng, $\alpha = 90$.

A_v : Diện tích cốt thép chịu cắt trong cự ly s (mm²)

$$A_v (\min) = 0.083 \times \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$$

V_p : Thành phần lực ứng suất tr-ớc có hiệu trên h-ớng lực cắt tác dụng, là d-ơng nếu ng-ợc chiều lực cắt(N).

❖ Tính V_p

$$\text{Công thức tính toán : } V_p = A_{str} \cdot f_p \sum_{i=1}^n \sin \gamma_i$$

Trong đó:

A_{str} : diện tích thép ứng suất tr-ớc trên mặt cắt ngang của tiết diện tính toán.

f_p : ứng suất trong cáp sau mất mát, giá trị ứng với mỗi mặt cắt.

γ_i : góc lệch của cáp i so với ph-ơng ngang, bằng độ dốc mặt cầu và có giá trị rất nhỏ nên trong tính toán coi nh- =0

Vậy giá trị V_p có thể bỏ qua trong tính toán.

❖ Tính d_v và b_v :

- Chiều cao chịu cắt d_v (mm):

+ Chiều cao chịu cắt có hiệu lấy bằng cự ly đo thẳng góc với trục trung hoà giữa hiệu ứng lực do kéo và nén do uốn, tức là:

$$d_v = \max \begin{cases} 0.9d_e \\ 0.72h \\ d_e - \frac{a}{2} \end{cases} \quad \text{với } a = \beta_1 \cdot c \text{ là chiều dày khối ứng suất t-ơng đ-ơng}$$

- β_1 : đã tính ở phần tính chất vật liệu, $\beta_1 = 0.6928$.
- d_e : chiều cao làm việc của dầm (đã qui đổi)
- Bề rộng chịu cắt có hiệu của tiết diện b_v lấy bằng chiều dày bản bụng của tiết diện qui đổi

Kết quả tính toán nh- sau:

Tiết diện	$0.9d_e$ (m)	$0.72h$ (m)	$d_e - 0.5a$ (m)	d_v (m)	b_v (m)	$0.25f'_c b_v d_v$ (KN)	$V_c = 0.083\beta_1 \sqrt{f'_c} b_v d_v$	V_p
3	1.85	1.54	1.97	1.97	0.796	19625.44	638.38	0
13	3.87	3.15	3.99	3.99	0.807	40224.38	1308.43	0
23	1.85	1.54	1.97	1.97	0.796	19628.89	638.49	0

X, c @Đnh θ vµ β.

Để xác định đ-ợc θ và β ta phải thông qua các giá trị sau v/f'_c và ϵ_x .
 ứng suất cắt trong bê tông :

$$v = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} \quad (5.8.3.4.2-1)$$

trong đó :

- ϕ : hệ số sức kháng cắt quy định trong Điều 5.5.4.2
- V_u : lực cắt tính toán (KN)

Do Q max

Tiết diện	V_u	b_v (m)	d_v (m)	ϕ	v	$\frac{v}{f'_c}$
	(KN)				(KN)	
3	1391.00	0.796	1.97	0.9	984.41	19.688
13	12043.20	0.807	3.99	0.9	4158.34	83.167
23	466.40	0.796	1.97	0.9	330.01	6.600

Do Q min

Tiết diện	V_u	b_v (mm)	d_v (mm)	ϕ	v	$\frac{v}{f'_c}$
	(N)				(N)	

3	17.20	0.796	1.97	0.9	12.17	0.243
13	10070.60	0.807	3.99	0.9	3477.23	69.545
23	1013.40	0.796	1.97	0.9	717.06	14.341

ứng biến trong cốt thép ở phía chịu kéo do uốn của cầu kiện xác định theo :

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + 0.5V_u \cot g\theta - A_{ps} f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \leq 0.002 \quad (5.8.3.4.2-2)$$

Trong đó:

- A_{ps} : Diện tích cốt thép - st trong phía chịu kéo uốn của cầu kiện (m^2)
- M_u : Mô men tính toán (N-mm)
- N_u : Lực dọc trục tính toán (N)
- V_u : Lực cắt tính toán (N)
- E_s : Mô đun đàn hồi của cốt thép không - st (MPa)
- E_p : Mô đun đàn hồi của cốt thép - st (MPa)
- A_s : Diện tích cốt thép không - st (mm^2)
- f_{po} : ứng suất trong thép - st khi ứng suất trong bê tông xung quanh bằng 0 (MPa)

$$f_{po} = f_{pe} + f_{pc} \frac{E_p}{E_c}$$

- f_{pe} : ứng suất có hiệu trong thép - st sau mất mát.

Do tại mặt cắt có nhiều bó cáp, mất mát ứng suất không đều nhau, trong tính toán có thể giả thiết mất mát ứng suất lấy giá trị trung bình cộng của các bó cáp. Khi đó:

$$f_{pe} = f_{pj} - \frac{1}{n} \sum \Delta f_{pT}$$

- f_{pc} : ứng suất nén tại trọng tâm tiết diện

$$f_{pc} = \frac{F}{A}$$

- A_{ps} : diện tích cốt thép ứng suất tr- ớc (m^2)
- A : diện tích mặt cắt tại tiết diện quy đổi.
- θ : Góc nghiêng của ứng suất nén chéo đ- ợc xác định theo điều 5.8.3.4 (độ). Khi tính, giả thiết tr- ớc góc $\theta=27^\circ=27*3.14/180=0.471$ (rad), sau đó tính các giá trị để tra bảng ng- ợc lại θ và β , nếu hai giá trị θ gần bằng nhau thì có thể chấp nhận đ- ợc, nếu không thì giả thiết lại.

Kết quả tính thể hiện ở các bảng sau:

➤ Xác định f_{po}

Do Q_{max}

Tiết diện	F	A _c	f _{nc} (MPa)	f _{nc} (MPa)	E _p (MPa)	E _c (MPa)	f _{po}
	(KN)	(m ²)					(MPa)
3	24,065.03	7.310	3.29	1115.1195	197000	35750	1133.26
13	61383.93	10.330	5.94	1011.1382	197000	35750	1043.88
23	25071.55	7.310	3.43	1094.2604	197000	35750	1113.16

Do Q min

Tiết diện	F	A _{ps}	f _{nc} (MPa)	f _{nc} (MPa)	E _p (MPa)	E _c (MPa)	f _{no}
	(KN)	(m ²)					(MPa)
3	25362.07	7.310	3.47	1183.24	197000	35750	1202.36
13	68530.53	10.330	6.63	1146.18	197000	35750	1182.74
23	28398.74	7.310	3.88	1173.81	197000	35750	1195.22

Xác định ϵ_x

Do Q_{max}

Tiết diện	M _u (KNm)	d _v (m)	V _u (KN)	θ	A _{ps} (m ²)	f _{no} (MPa)	ϵ_x
				rad			
3	94993.38	1.97	1391.00	0.785	0.0426	1133.26	0.0001
13	310850.00	3.99	12043.20	0.785	0.1108	1043.88	-0.0015
23	62387.26	1.97	466.40	0.785	0.0442	1113.16	-0.0020

Do Q_{min}

Tiết diện	M _u (KNm)	d _v (m)	V _u (KN)	q	A _{ps} (mm ²)	f _{no} (N)	ϵ_x
				rad			
3	94993.38	1.97	17.20	0.785	0.0426	1202.36	-0.0004
13	310850.00	3.99	10070.60	0.785	0.1108	1182.74	-0.0022
23	62387.26	1.97	1013.40	0.785	0.0442	1195.22	-0.0024

Xác định β và θ

Do Q _{max}			
ϵ_x	ν	Tra ra	Tra ra
	f'_c	β	θ
0.0001	19.6882	1.0000	27.0000
-0.0015	83.1668	1.0000	24.0000
-0.0020	6.6002	7.0000	24.0000

Do $Q_{\min}$			
ε_x	v		Tra ra
	f'_c	β	θ
-0.0004	0.2434	6.7800	27.0000
-0.0022	69.5446	6.7800	27.0000
-0.0024	14.3411	6.7800	27.0000

Tính V_c và V_s

Chọn thép ngang là thanh $\phi 20$ có 2 lớp trên một s-ờn có diện tích $A_v = 628 \text{ mm}^2$, cự ly giữa các thanh thép ngang là $s = 200 \text{ mm}$

Dựa vào kết quả tính các thông số thành phần để tính V_c và V_s .

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_vd_v \quad (5.8.3.3-3)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v \cot g\theta + \cot g\alpha \sin \alpha}{s} \quad (5.8.3.3-4)$$

Kết quả tính toán nh- sau:

Do $Q_{\max}$								
Tiết diện	A_v m^2	f'_v Mpa	d_v m	b_v m	a	q	s m	V_s
					rad	rad		KN
3	0.0006284	1674	1.97	0.796	1.57	0.471	0.2	20368.93
13	0.0006284	1674	3.99	0.807	1.57	0.419	0.2	47123.57
23	0.0006284	1674	1.97	0.796	1.57	0.419	0.2	23313.37

Do $Q_{\min}$								
Tiết diện	A_v m^2	f'_v Mpa	d_v m	b_v m	a	q	s m	V_s
					rad	rad		KN
3	0.0006284	1674	1.97	0.796	1.57	0.471	0.2	20368.93
13	0.0006284	1674	3.99	0.807	1.57	0.471	0.2	41179.17
23	0.0006284	1674	1.97	0.796	1.57	0.471	0.2	20372.51

Tính sức kháng danh định của tiết diện .

Theo công thức đã nêu ở trên để tính V_n .

$$V_n = \min \begin{cases} V_c + V_s + V_p \\ 0.25 f'_c b_v d_v + V_p \end{cases}$$

Kiểm tra theo công thức :

$$V_u \leq \phi V_n$$

Do $Q_{\max}$

Tiết diện	V_c (KN)	V_s (KN)	$V_c+V_s+V_d$ (KN)	$0.25f'_c b_v d_v$ (KN)	V_N (KN)	ϕV_N (KN)	V_U (KN)	$V_U < \phi V_N$
3	638.38	20368.93	21007.31	19625.44	19625.44	17662.90	1391.00	dat
13	1308.43	47123.57	48432.00	40224.38	40224.38	36201.94	12043.20	dat
23	638.49	23313.37	23951.86	19628.89	19628.89	17666.00	466.40	dat

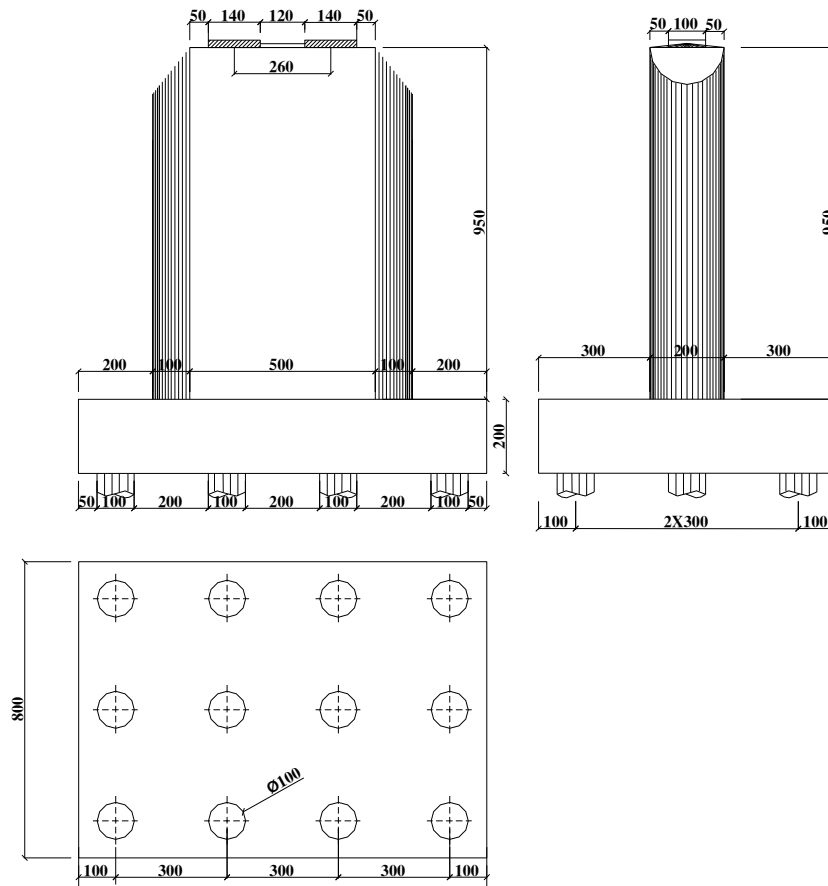
Do Q_{min}

Tiết diện	V_c (KN)	V_s (KN)	$V_c+V_s+V_d$ (KN)	$0.25f'_c b_v d_v$ (KN)	V_N (KN)	ϕV_N (KN)	V_U (KN)	$V_U < \phi V_N$
3	638.38	20368.93	21007.31	19625.44	19625.44	17662.90	17.20	dat
13	1308.43	41179.17	42487.60	40224.38	40224.38	36201.94	10070.60	dat
23	638.49	20372.51	21011.00	19628.89	19628.89	17666.00	1013.40	dat

Phần II
Thiết kế kỹ thuật

V. TÍNH TOÁN TRỤ CẦU

V.1 Kích thước hình học của trụ.



V.2 Tải trọng và các tác động lên trụ.

1. Số liệu tính toán :

Bê tông trụ 300#, $f'_c = 30$ Mpa.

Thép CIII, $f_y = 400$ Mpa.

Đường kính thanh cốt thép $D = 25$ mm.

Cao độ đỉnh trụ: +77.5 m

Cao độ đỉnh móng : +68. m

Cao độ đáy móng : +66m

Mực nước cao nhất : +76.5 m

Mực nước thấp nhất : +71.0 m

Mực nước thông thuyền : +73.0 m

2. Xác định lực tác dụng vào trụ

Trong phạm vi đồ án, phần tính toán trực cầu xem xét đến các loại tải trọng sau:

Tải trọng kết cấu phân trên DC1

Tải trọng lớp phủ mặt cầu	DW
Tải trọng lan can	DB
Tải trọng bản thân trụ	DC
Tải trọng hoạt tải xe thiết kế	LL
Tải trọng bộ hành	PL
Lực xung kích	IM
Lực hãm xe	BR
Tải trọng gió	WS
Lực va tàu	CV
Áp lực n-ớc	WA
Tổ hợp tải trọng	

Tổ hợp tải trọng xem xét đến các tổ hợp tải trọng với các hệ số tải trọng sau:

TTGH	Hệ số tải trọng γ_i						
	γ_{DC}	$\gamma_{LL}, \gamma_{BR}, \gamma_{PL}$	γ_{DW}	γ_{WA}	γ_{WS}	γ_{WL}	γ_{CV}
C-ờng độ I	1.25	1.75	1.50	1.00			
Sử dụng	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	

V.3 Xác định các tải trọng tác động lên cầu

1) Tính tải:

Tính tải tác dụng lên trụ có thể chia riêng thành các tải trọng nh- sau:

a) *Tính tải phần 1:*

Tính tải nhịp phần 1 bao gồm trọng l- ợng bản thân của toàn bộ kết nhịp dầm. (DC1)

Giá trị này ta lấy kết quả xuất từ MIDAS tại vị trí trụ.

$$N_{DC1} = 15686.21 \text{ KN}$$

b) *Tính tải phần 2:*

Tính tải nhịp phần 2 bao gồm toàn bộ trọng l- ợng bản thân của các lớp phủ mặt cầu, lan can, cũng nh- một số thiết bị, công trình phục vụ trên cầu. (DW và DB)

$$N_{DW} = 2148.94 \text{ KN}$$

$$N_{DB} = 845.839 \text{ KN}$$

c) *Tính tải bản thân trụ DC:*

Bao gồm toàn bộ tải trọng bản thân của kết cấu trụ cũng nh- của bệ móng.

$$\text{Công thức xác định: } P_i = V_i \gamma_i$$

Trong đó:

+ P_i : tải trọng bản thân thành phần thứ i của trụ

+ V_i : thể tích khối thành phần thứ i của trụ

+ γ_i : trọng l- ợng riêng t- ợng ứng thành phần thứ i.

Bảng tính tĩnh tải các thành phần trụ

STT	Hạng mục	Thể tích (m ³)	Trọng l- ợng (KN)	Lực tác dụng (KN)	
				Tại đỉnh	Tại đáy

				bệ móng	Bệ móng
1	Bệ trụ	176	4224	0	4224
2	Thân trụ	105.12	2522.88	2522.88	2522.88
3	Đá kê gối cầu	0.784	18.816	18.816	18.816
Tổng cộng DC		281.9	6765.696	2541.696	6765.696

2) Hoạt tải

a) Theo ph-ơng dọc cầu

Hoạt tải tác dụng lên trụ

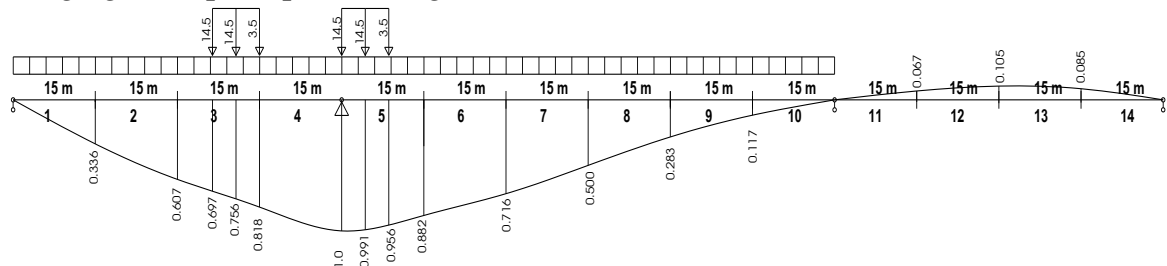
Gồm :

- Tải trọng ng-ời: $q_{ng} = 0.3 \times 1 = 3 \text{ KN/m}^2$
- Hoạt tải xe HL93

Hoạt tải dọc cầu ta xét 1 tr-ờng hợp tải trọng bất lợi nhất là 2 xe tải 3 trục đặt cách nhau 15m + tải trọng làn+ tải trọng ng-ời và nhân với hệ số 0.9

Trong đó :

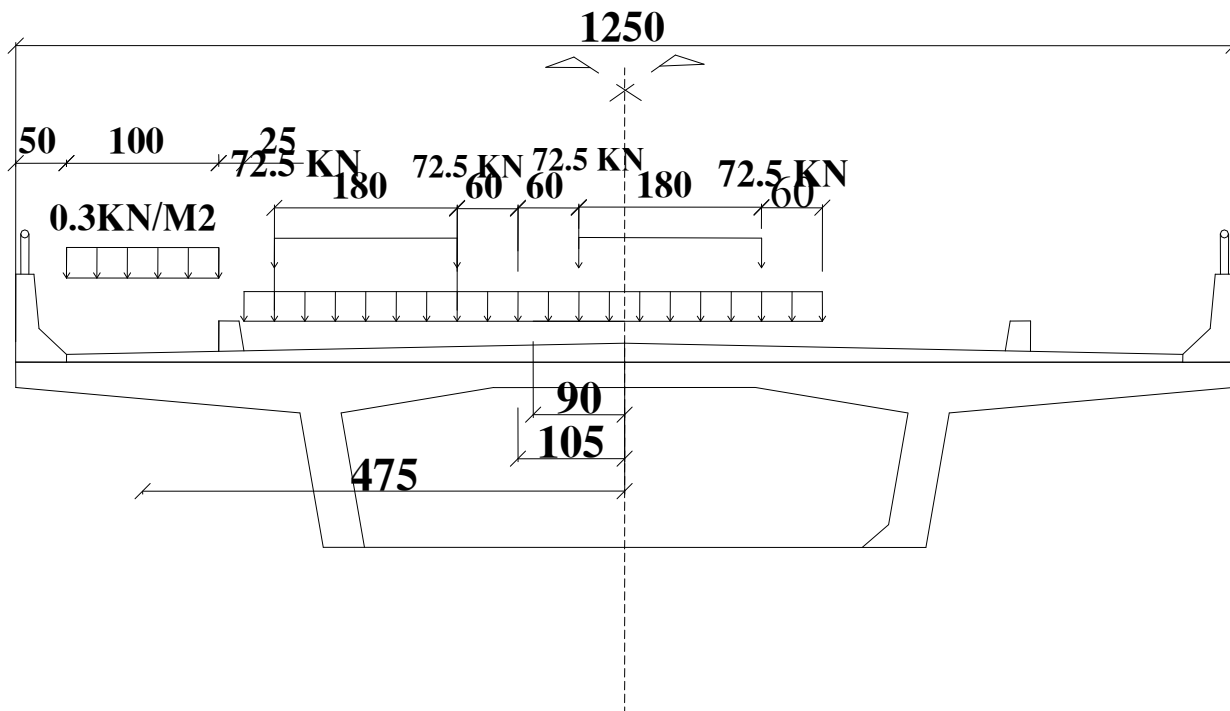
- Xe tải 3 trục gồm có 2 xe đặt cách nhau 15 m
- Tải trọng làn xếp toàn bộ lên phần diện tích d-ơng của đạh.
- Tải trọng ng-ời xếp lên phần d-ơng của đạh.



Để tính toán phản lực tại gối ta chạy MIDAS và lấy giá trị Reaction tại gối mà ta đang xét.

- + Số làn thiết kế n = 2
- + Giá trị hoạt tải xe HL93 trên đỉnh trụ : $N_{LL} = 3038.14 \text{ KN}$
- + Giá trị tải trọng ng-ời : $N_{lan} = 428.91 \text{ KN}$
- + Tổng tải tác dụng lên trụ do hoạt tải : $N = 3467.047 \text{ KN}$

b) Theo ph-ơng ngang cầu



Trọng tâm của xe cách tim cầu là : 1.05 m, trọng tâm của tải trọng làn cách tim cầu là

Trọng tâm của hoạt tải cách tim cầu là

$$\frac{4 \times 72.5 \times 1.05 + 3.1 \times 5.7 \times 0.9}{4 \times 72.5 + 3.1 \times 5.7} = 1.04 \text{ m.}$$

Trọng tâm tải trọng ng-ời cách tim cầu là : 4.75

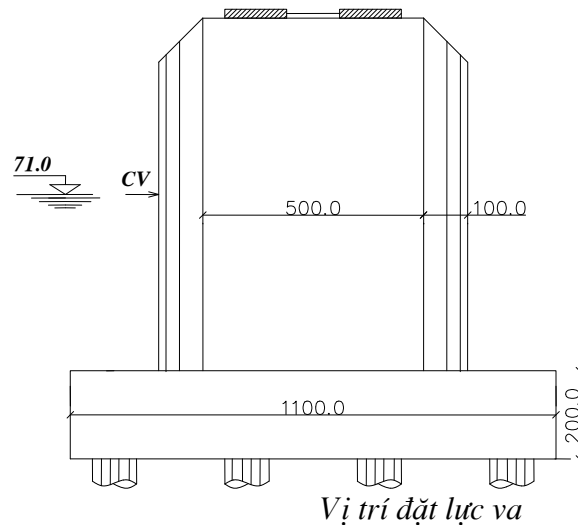
3) Tải trọng hãm xe(BR):

- Được lấy theo điều 3.6.4 (22TCN 272-05)
- Lực hãm xe được truyền từ kết cấu trên xuống trụ qua gối đỡ. Tùy theo từng loại gối cầu và dạng liên kết mà tỉ lệ truyền của lực ngang xuống trụ khác nhau. Do các tài liệu tra cứu không có ghi chép về tỉ lệ ảnh hưởng của lực ngang xuống trụ nên khi tính toán, lấy tỉ lệ truyền bằng 100%.
- 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 điều 3.6.1.1.1 và coi nh- đi cùng một chiều. Các lực này được coi nh- tác dụng theo chiều nằm ngang cách phía trên mặt đường 1800mm 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 nh- đi cùng một chiều trong t-ơng lai.
- Phải áp dụng hệ số làn quy định trong điều 3.6.1.1.2
- Vậy lực hãm xe nằm ngang cách phía trên mặt đường : $h_{BR} = 1.8\text{m}$
- Lực hãm xe : $BR = 0.25 \times 2 \times (35 + 145 + 145) = 162.5 \text{ (KN)}$

Kết quả tính toán nh- sau:

Tiết diện	Chân trụ	Bệ móng
h(m)	14.5	16.5
H_v	162.5	162.5
M_x	2,356.25	2681.25

4) Lực va tàu (CV)



- Theo nhiệm vụ thiết kế, cấp đ- ờng sông : cấp IV
- Theo quy trình 22TCN – 272-05 (điều 3.14) và dựa vào cấp sông, tra bảng 3.14.2-1 để có tải trọng tàu thiết kế. Loại tàu tự hành 300DWT
- Tra vận tốc tàu thiết kế theo bảng (3.14.3-1): $V = 2.5 + V_s = 2.5 + 1.4 = 3.9$ m/s.

Theo 3.14.11.1, để tính ổn định tổng thể, lực va thiết kế đ- ợc coi là một lực tập trung tác dụng lên kết cấu phần d- ới ở mức n- ớc cao trung bình hàng năm. Giá trị của lực này theo ph- ơng thẳng góc với trụ lấy 100% P_s , với ph- ơng ngang trụ lấy 50% P_s . Trong đó , P_s tính bằng công thức :

$$P_s = 1.2 \times 10^5 V \sqrt{DWT}$$

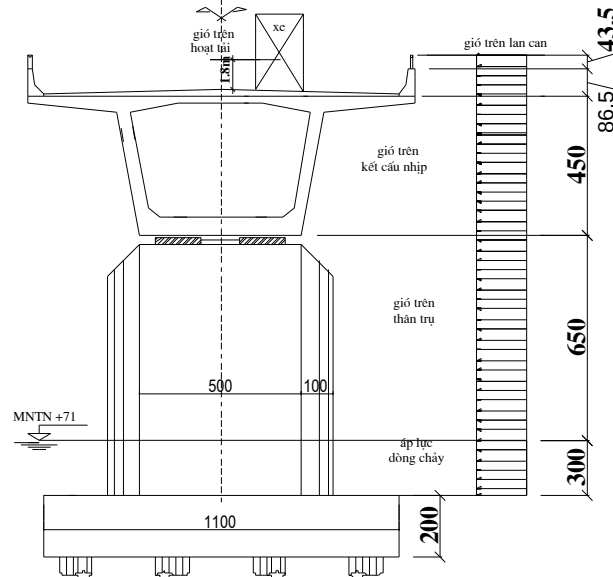
trong đó :

- P_s : là lực va tính t- ơng đ- ơng (N)
- DWT : là tấn tải trọng của tàu.(Mg)
- V : là vận tốc va tàu. (m/s)

Tiết diện	Chân trụ	Bệ móng
h(m)	8	10
H_y	8105.998	8105.998
H_x	4052.999	4052.999
M_x	64847.984	81059.98
M_y	3242.992	40529.99

5) Tải trong gió (WL,WS)

❖ **Tính với mực n- ớc thấp nhất**



Mô phỏng tải trọng gió tác động lên công trình

Theo điều 3.8.1.1 quy trình 22TCN-272-05

Tốc độ gió thiết kế V phải được xác định theo công thức:

$$V = V_B \cdot S$$

Trong đó:

V_B : Vùng tính gió theo TCVN 2737 – 1995 là vùng III $\rightarrow$ tốc độ gió lấy $V_B = 53$ m/s

S : Hệ số điều chỉnh với khu đất chịu gió và độ cao mặt cầu theo quy định, tra bảng 3.8.1.1-2

Tra $S = 1.09$, với khu vực mặt thoáng n-ớc, độ cao mặt cầu so với mặt n-ớc là 10 m.

Vậy ta có tải trọng gió thiết kế là:

$$V = 1.09 \times 53 = 57.77 \text{ m/s}$$

➤ **Tải trọng gió theo ph-ơng ngang cầu:**

Tải trọng gió được đặt tại trọng tâm diện tích bề mặt chắn gió. Tính theo công thức:

$$P_{\Delta} = 0,0006 \cdot V^2 \cdot A_r \cdot C_d / 1.8 A_t \text{ (KN)} \quad (3.8.1.2.1-1)$$

Trong đó:

- V : Tốc độ thiết kế xác định theo ph-ơng trình 3.8.1.1-1 (m/s), đã tính ở trên.
- A_t : diện tích của kết cấu hay cấu kiện phải tính tải trọng gió ngang (m²). Trong đồ án, diện tích tính gió là phần lan can, hai bên cánh hẫng, diện tích trụ lớn nhất lộ trên mặt n-ớc.
- C_d : Hệ số cản, tra theo hình 3.8.1.2.1.1 có tính chiết giảm cho phần kết cấu s-ờn nghiêng 10⁰ theo quy định của phần chú giải. $C_d = 1.296$
- Tỷ số b/d của phần kết cấu trên $\frac{b}{d} = \frac{12}{5.365} = 2.24$

Với: b = chiều rộng toàn bộ của cầu giữa các bề mặt lan can (mm) = 12 m

d = chiều cao kết cấu phần trên bao gồm cả lan can đặc nếu có (mm) = 5.365 m

- Z_1 : Cánh tay đòn tính đến đỉnh bộ móng
- Z_2 : Cánh tay đòn tính đến đáy bộ móng
- Diện tích chắn gió của lan can: $A_{lc} = (L_1 + L_2) \cdot 0.5 \cdot h_{lc}$

h_{lc} - Chiều cao của lan can, $h_{lc} = 0.865$ (m)

$$\Rightarrow A_{lc} = (52 + 74) \cdot 0.5 \cdot 0.865 = 54.495(m^2)$$

- Diện tích chắn gió của kết cấu nhịp : $F_{nhịp} = (L_1 \cdot h_1 + L_2 \cdot h_2) \cdot 0.5$

h_1, h_2 - Chiều cao bình quân của nhịp 52 (m) và 74 (m)

$$h_1 = (4.5 + 2.2) / 2 = 3.35(m) ; h_2 = 3.35(m)$$

$$\Rightarrow F_{nhịp} = (52 + 74) \cdot 3.35 \cdot 0.5 = 211.05(m^2)$$

- Diện tích phần trụ cao hơn mực nước $A_{trụ} = H \cdot B$

Với B : chiều rộng trụ theo phương dọc cầu (quy đổi về hình HCN) $B = 6.57 m$

$$A_{trụ} = 5.5 \cdot 6.57 = 36.135(m^2)$$

Bảng tính toán tải trọng gió ngang tác dụng

Bộ phận	A_t	C_d	$1.8 \cdot A_t$	$0.0006 \cdot V^2 \cdot A_t \cdot C_d$	P_Δ	Z_1	Z_2
	m^2		KN	KN	KN	m	M
Kết cấu nhịp	211.05	1.296	379.89	547.705	547.705	10.45	12.45
Lan can	54.495	1.296	98.091	141.422	141.422	13.133	15.133
Thân trụ	36.135	1	65.04	93.78	93.78	5.25	7.25

➤ Tải trọng gió theo phương dọc cầu:

Theo quy trình, trong tính toán tải trọng gió tác dụng lên mố, trụ mà kết cấu phần trên là dạng giàn hay kết cấu khác có bề mặt cản gió lớn song song với tim dọc của kết cấu nhịp, thì phải xét tới tải trọng gió dọc. Tuy nhiên trong trường hợp này, cầu thiết kế không thuộc các dạng trên nên không xét tới tải trọng gió dọc.

➤ Tải trọng gió tác dụng lên xe cộ (WL)

Theo quy định của điều 3.8.1.3 của quy trình 22TCN 272-05, khi xét tổ hợp tải trọng cộng độ III, phải xét tải trọng gió tác dụng vào cả kết cấu và xe cộ. Phải biểu thị tải trọng ngang của gió lên xe cộ bằng tải trọng phân bố 1.5 KN/m, tác dụng theo hướng nằm ngang, ngang với tim dọc kết cấu và đặt ở cao độ 1800mm so với mặt đường. Phải biểu thị tải trọng gió dọc lên xe cộ bằng tải trọng phân bố 0.75KN/m tác dụng nằm ngang, song song với tim dọc kết cấu và đặt ở cao độ 1800mm so với mặt đường.

+ Giá trị tải trọng gió tác dụng lên xe cộ theo phương ngang cầu:

$$WL_{ngang} = 1.5 \times 75 = 112.5(KN)$$

+ Giá trị tải trọng gió tác dụng lên xe cộ theo phương dọc cầu:

$$WL_{dọc} = 0.75 \times 75 = 56.25(KN)$$

6) Tải trọng nước:

a. Lực đẩy nổi của nước W_A được tính theo công thức: $W_A = \gamma \cdot V_n$

Trong đó:

+ γ : là dung trọng riêng của nước

+ V_n : là thể tích phần trụ ngập trong nước

Bảng tính toán áp lực đẩy nổi

Hạng mục	Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
Tính tại mặt cắt đỉnh bệ móng			

Thể tích phần trụ ngập n-ớc	V_{01}	32.85	m^3
áp lực đẩy nổi	WA_1	328.5	KN
Tính tại mặt cắt đáy bệ móng			
Thể tích phần trụ ngập n-ớc	V_{02}	208.85	m^3
áp lực đẩy nổi	WA_2	2088.5	KN

V.4 Tæ híp tñi träng t,c đông lán trô:

Ta xét với 2 tiết diện :

- Tiết diện chân trụ ngầm vào bệ móng (Tiết diện II)
- Tiết diện đáy bệ móng (Tiết diện III)

Ta có bảng tổ hợp tải trọng tác dụng lên trụ nh- sau:

Bảng tải trọng tính tới mặt cắt đỉnh bệ móng

STT	Tải trọng	N (KN)	Dọc cầu (KN)			Ngang cầu(KN)		
			$N_x(KN)$	$Z_1(KN)$	$M_Y(KNm)$	$N_Y(KN)$	$Z_1(KN)$	$M_X(KNm)$
1	Tính tải bản thân trụ DC1	2,541.70						
2	Tính tải kết cấu nhịp +lan can DC2	16,532.05						
3	Tính tải lớp phủ + tiện ích DW	2148.94						
4	Hoạt tải LL+WL	3038.14					1.04	2378.85
5a	2 lần ng-ời bộ hành PL	428.91						
5b	1 lần ng-ời bộ hành PL	214.455					4.75	1018.66
6a	Tải trọng gió trên xe cộ WL		56.25	14.5	815.63	112.5	14.5	1,631.25
6b	Tải trọng gió ngang WS1							
6c	Gió tác dụng lên lan can					141.422	13.133	1,857.30
6d	Gió tác dụng lên kết cấu nhịp					547.705	10.45	5,723.52
6e	Gió tác dụng lên thân trụ					93.78	5.25	492.345
6f	Tải trọng gió dọc WS2							
7	Lực hãm xe BR		162.5	14.5	2,356.25			
8	Lực va tàu CV		8105.998	8	64847.98	4052.999	8	3242.992
9	áp lực đẩy nổi WA	-328.5						

Tổ hợp tải trọng tính tới mặt cắt đỉnh bệ móng

Tổ hợp	N (KN)	N_x (KN)	M_Y (KNm)	$N_Y(KN)$	M_X (KNm)
TTGHCD I					

1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3)+1.75(4) +1.75(5a) + 1.75(7) (I)	33,132.934	284.375	4123.437	0	4162.9875
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3)+1.75(4) +1.75(5b) + 1.75(7) (II)	32,757.638	284.375	4123.437	0	5945.643
TTGHSD					
(1) + (2) + (3)+1 (4) + (5a) + 0.3(6a) + 0.3(6b) +0.3(6c) + 0.3(6d) + 0.3(6e) +0.3(6f) + (7)+(9) (I)	24,361.239	179.375	2600.939	268.6221	5290.1745
1. (1) + (2) + (3)+1 (4) + (5a) + 0.3(6a) + 0.3(6b) +0.3(6c) + 0.3(6d) + 0.3(6e) +0.3(6f) + (7)+(9) (II)	24,146.784	179.375	2600.939	268.6221	6308.8345

Bảng tải trọng tính tới mặt cắt đáy bệ móng

Tải trọng	N (KN)	Dọc cầu (KN)			Ngang cầu(KN)		
		N _x (KN)	Z ₁ (KN)	M _y (KNm)	N _y (KN)	Z ₁ (KN)	M _x (KNm)
Tính tải bản thân trụ DC1	6765.696						
Tính tải kết cấu nhịp +lan can DC2	16,532.05						
Tính tải lớp phủ + tiện ích DW	2,148.94						
Hoạt tải LL+WL	3038.14					1.04	2378.85
2 lần ng- ời bộ hành PL	428.91						
1 lần ng- ời bộ hành PL	214.455					4.75	1018.66
Tải trọng gió trên xe cộ WL		56.25	14.5	815.625	112.5	14.5	1631.25
Tải trọng gió ngang WS1							
Gió tác dụng lên lan can					141.422	15.133	91757.81
Gió tác dụng lên kết cấu nhịp					547.705	12.45	6818.927
Gió tác dụng lên thân trụ					93.78	7.25	679.905
Tải trọng gió dọc WS2							
Lực hãm xe dọc cầu BR		162.5	16.5	2681.25			
Lực va tàu CV		8105.998	10	81060	4052.999	10	40529.99
áp lực đẩy nổi WA	-2088.5						

Tổ hợp tải trọng tính tới mặt cắt đáy bệ móng

Tổ hợp	N (KN)	N _x (KN)	M _y (KNm)	N _y (KN)	M _x (KNm)
TTGHCD I					
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3)+1.75(4) +1.75(5a) + 1.75(7) (I)	38412.929	284.375	4692.188	0	5677.4655
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3)+1.75(4)	38037.6325	284.375	4692.188	0	7460.1205

+1.75(5b) + 1.75(7) (II)					
TTGHSD					
(1) + (2) + (3)+1 (4) + (5a) + 0.3(6a) + 0.3(6b) +0.3(6c) + 0.3(6d) + 0.3(6e) +0.3(6f) + (7)+(9) (I)	26825.235	179.375	2925.938	268.6221	33510.63
1. (1) + (2) + (3)+1 (4) + (5a) + 0.3(6a) + 0.3(6b) +0.3(6c) + 0.3(6d) + 0.3(6e) +0.3(6f) + (7)+(9) (II)	26610.78	179.375	2925.938	268.6221	34529.29

V.4 Kiểm tra, nghiệm thu công trình nguy hiểm với các tải trọng

1. Vật liệu sử dụng:

Bê tông 300#, $f_c = 30$ Mpa.

Giới hạn chảy của cốt thép, $f_y = 400$ Mpa.

Đường kính thanh cốt thép $D = 25$ mm.

Chiều dày lớp bê tông bảo vệ : 100mm

2. Chọn mặt cắt tính toán

Mặt cắt tính toán là vị trí nguy hiểm nhất trong quá trình làm việc

Chọn mặt cắt đáy thân trụ để kiểm toán trụ

Chọn mặt cắt đáy móng để xác định nội lực lên đầu cọc

3. Kiểm tra tiết diện

V.4 .1 Kiểm tra độ mảnh của trụ:

Một cột mảnh thường bị uốn ngang dưới tác dụng của tải trọng. Điều này làm tăng Mômen trong cột lên và do đó làm yếu cột. Theo Điều 5.7.4.3 TCVN-272-01 Đối với cấu kiện không có giằng liên kết, hiệu ứng độ mảnh có thể bỏ qua khi tỷ số độ mảnh

$$\frac{KL_u}{r_x} < 22$$

trong đó :

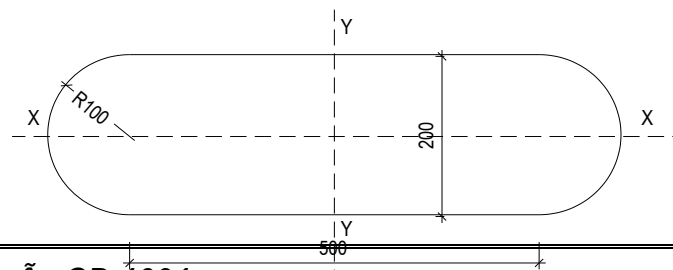
K = hệ số độ dài hữu hiệu

l_u = chiều dài không có thanh giằng (m)

r = bán kính quán tính (m)

Mặt cắt ngang trụ

Tính như sau:



$$A = 13.14 \text{ m}^2$$

$$I_x = 4.38 \text{ m}^4$$

$$I_y = 47.27 \text{ m}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{4.38}{13.14}} = 0.577 \text{ m}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{47.27}{13.14}} = 1.90 \text{ m}$$

Theo ph-ong x, coi trụ là một thanh có một đầu ngàm và một đầu tự do theo ph-ong x.

$$\Rightarrow K=1.2$$

L_u : Chiều dài tự do của trụ : $L_u = 9.5 \text{ m}$

$$\frac{KL_u}{r_y} = \frac{1.2 \times 9.5}{1.9} = 6 < 22$$

Vậy đảm bảo không phải xét đến hiệu ứng độ mảnh theo ph-ong x.

Theo ph-ong y ta cũng coi trụ nh- một thanh có một đầu ngàm và một đầu tự do.

$$\frac{KL_u}{r_x} = \frac{1.2 \times 9.5}{0.577} = 19.75 < 22$$

Vậy đảm bảo không phải xét đến hiệu ứng độ mảnh theo ph-ong y.

V.4 .2 Giả thiết cốt thép trụ.

❖ **Chọn và bố trí cốt thép theo điều kiện cấu tạo nh- sau:**

Chọn bố trí cốt thép theo cả hai ph-ong ta chọn đ- ờng kính cốt thép là $\phi 25$ lấy theo cấu tạo không đ- a vào tính toán

Số l- ợng thanh cốt thép bố trí : 104 thanh Khoảng cách giữa các thanh là 150 mm

Diện tích cốt thép tính toán là:

$$A_{st} = 104 \times \frac{3.14 \times 25^2}{4} = 51025 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Chọn khoảng cách từ trọng tâm cốt thép tới mép ngoài Tiết diện là 10cm,

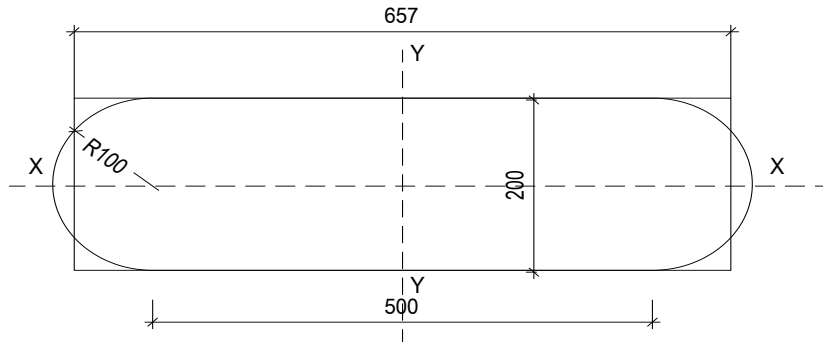
Cốt đai chọn $\phi 16$ khoảng cách giữa các thanh cốt đai là 200 mm

V.4 .3 Xác định tỉ số k/c giữa các tâm của lớp thanh cốt thép ngoài biên lên chiều dày toàn bộ cốt

a. Quy đổi tiết diện tính toán.

Tiết diện trụ đ- ợc vát cạnh theo một bán kính bằng một nửa chiều rộng thân trụ, khi tính toán ta quy đổi tiết diện về hình chữ nhật (chiều rộng bằng chiều rộng trụ, chiều dài lấy giá trị sao cho diện tích mặt cắt quy đổi bằng diện tích thực) để gần với mô hình tính toán theo lý thuyết

Kích th- ớc tiết diện quy đổi xem hình vẽ :



b. Tính toán tỉ số khoảng cách tâm lớp thanh cốt thép đến biên ngoài:

Diện tích cốt thép theo hai cạnh tiết diện quy đổi vẫn nh- cũ.

Chọn lớp bảo vệ cốt thép là 100mm.

Khoảng cách từ mép tiết diện đến tim cốt thép là : 128.5 mm (100 mm khoảng cách bê tông bảo vệ, 16mm đ- ờng kính cốt đai, 12.5 mm bán kính cốt chủ).

Tỷ số khoảng cách tâm lớp thanh cốt thép đến biên ngoài là :

$$\gamma_x = \frac{2000 - 2 \times 128.5}{2000} = 0.8715$$

$$\gamma_y = \frac{6570 - 2 \times 128.5}{6570} = 0.961$$

V.5 Kiểm toán trụ theo TTGHSD

Đối với mặt cắt đỉnh bộ móng trong trạng thái giới hạn sử dụng ta cần kiểm tra điều kiện ứng suất và nứt trong bê tông tại các đỉnh góc của tiết diện chữ nhật quy đổi. Vì cấu kiện trong tr- ờng hợp này là chịu nén uốn 2 chiều đồng thời, cho nên ở các vị trí đỉnh góc là nơi có ứng suất pháp lớn nhất.

Theo điều 5.9.4 (22TCN 272 – 05) giới hạn ứng suất cho phép của bê tông đ- ợc lấy nh- sau:

+ Đối với ứng suất nén: $0,4 f_c' = 0,4 \times 30 = 12 \text{ Mpa} = 12000 \text{ KN/m}^2$

+ Đối với ứng suất kéo : không cho phép đối với trụ.

Công thức kiểm tra :

$$0 \leq f = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{I_x} y + \frac{M_y}{I_y} x \leq 0,4. f_c'$$

Trong đó:

N, M_n, M_d : lần l- ợt là lực dọc, mômen theo ph- ơng ngang cầu, dọc cầu tại vị trí mặt cắt tính toán với tổ hợp tải trọng theo TTGH sử dụng.

A, I_x, I_y lần l- ợt là diện tích, mômen quán tính theo ph- ơng x, mômen quán tính theo ph- ơng y của tiết diện.

Kết quả tính toán thể hiện trong bảng d- ưới.

Bảng kiểm tra ứng suất trong bê tông

STT	X m	Y m	A m ²	I _x m ⁴	I _y m ⁴	N KN	M _x KNm	M _y KNm	f KN/m ²	0.4f _c KN/m ²	Kết Luận
1	3.285	1.5	13.14	4.38	47.27	24,361.24	5,290.17	2,600.94	3,846.43	12,000	Đạt
2	3.285	1.5	13.14	4.38	47.27	24,146.78	6,308.83	2,600.94	4,178.965	12,000	Đạt

V.6 Kiểm toán trụ theo TTGHCD

c. Kiểm toán khả năng chịu nén thuần túy

Công thức kiểm tra:

$$P_r \leq \varphi P_n$$

$$P_n = 0.8[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

Trong đó :

- P_r : Sức kháng lực dọc trục tính toán có hoặc không có uốn (N)
 - P_n : Sức kháng lực dọc trục danh định có hoặc không có uốn (N)
 - f'_c : Cường độ qui định của bê tông ở tuổi 28 ngày, $f'_c = 30 \text{ Mpa} = 30000 \text{ KN/m}^2$
 - A_g : Diện tích nguyên của mặt cắt (mm^2), $A_g = 13.14 \text{ m}^2$
 - A_{st} : Diện tích cốt thép trong trụ $A_{st} = 0.051025 \text{ m}^2$
 - φ : Hệ số sức kháng qui định ở điều 5.5.4.2; $\varphi = 0.75$
 - f_y : Giới hạn chảy của cốt thép, $f_y = 400 \text{ Mpa} = 400000 \text{ KN/m}^2$
- $\Rightarrow P_n = 0.8[0.85 \times 30000 \times 13.14 - 0.051025 + 400000 \times 0.051025] = 283343.1 \text{ KN}$

Kết quả kiểm toán nh- sau:

Các tr- òng hợp	TTGHCD I (KN)	φP_n (KN)	Kiểm tra
(I)	38,668.44	212,507.3	Đạt
(II)	38,293.143	212,507.3	Đạt

d.Kiểm toán sức kháng nén của trụ theo uốn 2 chiều

Ta có : $0.1f'_c A_g = 0.1 \times 30 \times 20.156 \times 1000 = 60450 \text{ KN}$

giá trị này lớn hơn tất cả các giá trị lực nén dọc trục N_z ở trong các tổ hợp ở TTGHCD, vì thế công thức kiểm toán là :

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1.0 \quad (5.7.4.5-3)$$

ở đây :

- M_{ux} : Mô men tính toán tác dụng theo trục X (N.mm)
- M_{uy} : Mô men tính toán tác dụng theo trục Y (N.mm)
- M_{rx} : Sức kháng tính toán đơn trục của tiết diện theo ph- ơng X đã tính toán ở trên (N.mm)
- M_{ry} : Sức kháng tính toán đơn trục của tiết diện theo ph- ơng Y đã tính toán ở trên (N.mm)

❖ Xác định M_{rx} , M_{ry} : sức kháng tính toán theo trục x,y (Nmm)

$$M_{rx} = \varphi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d_s - \frac{a}{2})$$

T- ơng tự với M_{ry}

Trong đó:

$\varphi = 0.9$ với cấu kiện chịu uốn.

d_s : khoảng cách từ trọng tâm cốt thép tới mép ngoài cùng chịu nén (trừ đi lớp bê tông bảo vệ và đ- ờng kính thanh thép).

fy: giới hạn chảy của thép.

As: bố trí sơ bộ rồi tính diện tích thép cần dùng theo cả hai phương.

$$c_1 = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot \beta_c \cdot f_c' \cdot b_x} = \frac{0,051025 \times 400}{0,85 \times 0,85 \times 30 \times 6,57} = 0,143$$

$$c_2 = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot \beta_c \cdot f_c' \cdot b_y} = \frac{0,051025 \times 400}{0,85 \times 0,85 \times 30 \times 2} = 0,471$$

$$a_1 = c_1 \cdot \beta_1 = 0,143 \times 0,85 = 0,122$$

$$a_2 = c_2 \cdot \beta_1 = 0,471 \times 0,85 = 0,40$$

$$\Rightarrow M_{rx} = 0,9 \times 0,051025 \times 400 \times 10^3 \left(2 - 0,10 - \frac{0,122}{2} \right) = 33780,6 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{ry} = 0,9 \times 0,051025 \times 400 \times 10^3 \left(6,57 - 0,10 - \frac{0,40}{2} \right) = 115173,63 \text{ KN.m}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

b : bề rộng mặt cắt (theo mỗi phương là khác nhau).

Kiểm tra sức kháng nén của trụ theo uốn 2 chiều

Các trường hợp	N	M _x	M _y	M _{rx}	M _{ry}	$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}$	Kết Luận
	KN	KNm	KNm	KNm	KNm		
(I)	38,668.44	4162.9875	4123.437	33780.6	115173.63	0.1590	Đạt
(II)	38,293.143	5945.643	4123.437	33780.6	115173.63	0.2118	Đạt

V.7 Kiểm toán các

Theo quy trình 22TCN 272-05, 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 cân bằng. 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.

V.7.1 Xác định loại móng cọc.

Kiểm tra điều kiện : $h > 0,7h_{\min}$

Trong đó :

h là độ chôn sâu của đài cọc, $h = 3,9 \text{ m}$.

$$h_{\min} = \text{tg}(45^\circ - \phi/2) \sqrt{\frac{\sum H}{\gamma b}}$$

Trong đó :

- ϕ, γ là góc nội ma sát và trọng lượng đơn vị thể tích của lớp đất từ đáy đài trở lên.

- $\sum H$ là tổng tải trọng nằm ngang.
- b là bề rộng đáy đài theo phương thẳng góc với tải trọng nằm ngang.

e.Theo phương trục y:

$$H_{\max} = 4948.4 \text{ KN} = 494.84 \text{ T}$$

$$b = 11 \text{ m}$$

$$h_{\min} = \operatorname{tg}(45^\circ - 30^\circ/2) \sqrt{\frac{494.84}{1.8 \times 11}} = 2.88 \text{ m.}$$

$$\rightarrow 0.7h_{\min} = 0.7 \times 2.88 = 2.02 \text{ m} < h = 3.9 \text{ m.}$$

f.Theo phương trục x:

$$H_{\max} = 8324.7 \text{ KN} = 832.47 \text{ T}$$

$$b = 8 \text{ m}$$

$$h_{\min} = \operatorname{tg}(45^\circ - 30^\circ/2) \sqrt{\frac{832.47}{1.8 \times 8.0}} = 4.3 \text{ m.}$$

$$\rightarrow 0.7h_{\min} = 0.7 \times 4.3 = 3.01 \text{ m} < h = 3.9 \text{ m.}$$

Kết luận: theo cả hai phương móng đều có thể đỡ được tính toán nh- đối với móng cọc đài thấp.

V.7.2 Kiểm toán sức kháng ®ì của cọc

V.7.2.1 TÍNH TOÁN SỨC KHÁNG ĐỠ CỦA CỌC

+ Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đường kính $D = 1,0 \text{ m}$, khoan xuyên qua các lớp đất dính có góc ma sát (ϕ)_i và lớp Sét cát pha có góc ma sát $\phi = 30^\circ$.

+ Bê tông cọc mác #300.

+ Cốt thép chịu lực 18 ϕ 25 có cường độ 400MPa. đai tròn ϕ 10 a200.

a.Tính toán sức kháng theo vật liệu làm cọc.

Cốt thép chịu lực và cốt thép cấu tạo cọc khoan nhồi đỡ bố trí nh- trong bản vẽ cốt thép cọc khoan nhồi.

Theo 5.7.4.4 – 22TCN272-05 : Đối với cấu kiện có cốt đai xoắn thì cường độ chịu lực dọc trục tính toán xác định theo công thức :

$$P_v = \phi \cdot P_n \cdot$$

Với P_n = Cường độ chịu lực dọc trục danh định có hoặc không có uốn

Đối với cấu kiện có cốt đai xoắn tính theo công thức :

$$P_n = 0.85 \cdot \{0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 0.85 \cdot \{0.85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} \cdot$$

Trong đó :

ϕ = Hệ số kháng quy định ở (5.5.4.2) có $\phi = 1$

f'_c, f_y : Cường độ quy định của bê tông và cường độ chảy dẻo quy định của thép (MPa).

$$f'_c = 30 \text{ Mpa} ; f_y = 400 \text{ Mpa}$$

A_g, A_{st} : Diện tích tiết diện nguyên của mặt cắt , của cốt thép dọc (mm^2).

Với vật liệu và kích thước đã nói ở trên ta có:

$$P_v = 1 \times 0,85 \times (0,85 \times 30 \times (\frac{3.14 \times 1000^2}{4} - 18 \times \frac{3.14 \times 25^2}{4}) + 400 \times 18 \times \frac{3.14 \times 25^2}{4}) =$$

$$= 19,826,082.6 \text{ (N)}.$$

$$\text{Hay } P_v = 19,826.0826 \text{ KN}$$

b. Tính toán sức kháng của cọc theo đất nền

Số liệu địa chất:

Tên lớp	Trạng thái	ϕ_f (độ)	SPT - N
Lớp 1: Cát hạt mịn	Rời rạc	18^0	$4 \div 10$
Lớp 2: Cát pha sét	chặt vừa	20^0	$10 \div 30$
Lớp 3: Sét pha cát	đẻo cứng	30^0	$15 \div 30$

Sức chịu tải trọng nén của cọc treo (cọc ma sát) xác định theo công thức :

$$Q_r = \phi \times Q_n = \phi_{qp} Q_p + \phi_{qs} Q_s$$

Trong đó :

- Q_p : Sức kháng đỡ của mũi cọc (N) $Q_p = q_p \times A_p$
- Q_s : Sức kháng đỡ của thân cọc (N) $Q_s = q_s \times A_s$
- $\phi_{qp} = 0.55$ hệ số sức kháng đỡ của mũi cọc
- $\phi_{qs} = 0.65$ hệ số sức kháng đỡ của thân cọc
- q_p : Sức kháng đỡ đơn vị của mũi cọc (Mpa)
- q_s : Sức kháng đỡ đơn vị của thân cọc (Mpa)
- A_p : Diện tích mũi cọc (mm^2)
- A_s : Diện tích của bề mặt thân cọc (mm^2)

➤ Xác định sức kháng đơn vị của mũi cọc q_p (Mpa) và sức kháng mũi cọc Q_p

Mũi cọc đặt ở lớp cuối cùng – Sét cát pha (có $N = 30$). Theo Reese và O’Niel (1998) có thể ước tính sức kháng mũi cọc đơn vị bằng cách sử dụng trị số xuyên tiêu chuẩn SPT, N.

Với $N \leq 75$ thì $q_p = 0.057 \times N$ (Mpa)

Ta có sức kháng mũi cọc đơn vị $q_p = 0.057 \times 30 = 1.71$ (Mpa)

$$Q_p = 1.71 \times 3.14 \times 1000^2 / 4 = 4.21 \times 10^6 \text{ (N)}$$

➤ Xác định sức kháng đơn vị của thân cọc q_s (Mpa) và sức kháng thân cọc Q_s

- Trong đất dính : $q_s = \alpha \times S_u$

Trong đó :

- S_u : Cường độ kháng cắt không thoát nước trung bình (Mpa)

$$S_u = 0.006 \times N$$

- α : hệ số dính bám (bảng 10.8.3.3.1.1)
- Lớp 3 – Sét cát pha $S_u = 0.006 \times 3 = 0.018$ (Mpa) $\Rightarrow \alpha = 0.55$

$$q_s = \alpha \times S_u = 0.55 \times 0.018 = 9.9 \cdot 10^{-3} \text{ (Mpa)}$$

- Trong lớp đất rời :

Theo Reese và Wright (1977) Sức kháng bên đơn vị q_s của thân cọc đ- ợc xác định theo công thức :

- $q_s = 0.0028 N$ với $N \leq 53$ (Mpa)
- Lớp 1 - cát hạt mịn, chặt vừa $q_s = 0.0028 \times 28 = 0.0784$ (Mpa)
- Lớp 2 - cát pha sét, chặt vừa $q_s = 0.0028 \times 30 = 0.084$ (Mpa)

Bảng tính sức kháng thân cọc trong nền đất

Lớp	q_s (Mpa)	A^s (mm ²)	Q^s (N)
1	0.0784	17,270,000	1,353,968.0
2	0.084	11,932,000	1,002,288.0
3	0.0099	62,800,000	621,720.0
Tổng			2,977,976.0

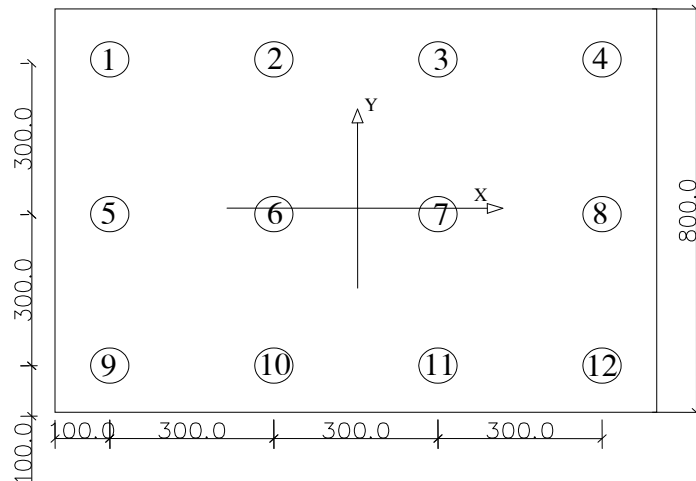
Sức chịu tải của cọc tính theo điều kiện đất nền Q_r

$$Q_r = 0.55 \times 4.21 \times 10^6 + 0.65 \times 2,977,976.0 = 4,251,184 \text{ (N)} = 4,251.2 \text{ (KN)}$$

$\Rightarrow$ Từ các kết quả tính đ- ợc chọn sức chịu tải của cọc là $[P_c] = \min(P_v; Q_r) = 4,251.2 \text{ (KN)}$

V.7.2.2.TÍNH TẢI TRONG TÁC DỤNG LÊN ĐẦU CỌC

Đối với móng cọc đài thấp thì tải trọng nằm ngang coi nh- 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 đ-ợc tính toán ở phần trên

Tải trọng tác động lên đầu cọc đ-ợc tính theo công thức

$$P_{\max} = \frac{P}{n} + \frac{M_x y_{\max}}{\sum y_i^2} + \frac{M_y x_{\max}}{\sum x_i^2}$$

Trong đó :

- n : số cọc, $n=12$
- x_i, y_i : toạ độ của cọc so với hệ trục quán tính chính trung tâm

V.7.2.3 KIỂM TOÁN CỌC (TTGHCD1)

$$N_z=38037.6325 \text{ KN}$$

$$M_x=7460.1205 \text{ KN.m}$$

$$M_y=4692.188 \text{ KN.m}$$

Cọc	X_i (m)	Y_i (m)	X_i^2 (m ²)	Y_i^2 (m ²)	N_i (T)	Kiểm tra
1	-4.5	3	20.3	9.0	3324.2	Đạt
2	-1.5	3	2.3	9.0	3428.5	Đạt
3	1.5	3	2.3	9.0	3532.8	Đạt
4	4.5	3	20.3	9.0	3637.0	Đạt
5	4.5	0	20.3	0.0	3326.2	Đạt
6	1.5	0	2.3	0.0	3221.9	Đạt
7	-1.5	0	2.3	0.0	3117.7	Đạt
8	-4.5	0	20.3	0.0	3013.4	Đạt
9	-4.5	-3	20.3	9.0	2702.6	Đạt
10	-1.5	-3	2.3	9.0	2806.8	Đạt
11	1.5	-3	2.3	9.0	2911.1	Đạt

12	4.5	-3	20.3	9.0	3015.4	Đạt
----	-----	----	------	-----	--------	-----

MỤC LỤC

CH-NG I: GIỚI THIỆU CHUNG Về PH- ƠNG ÁN THIẾT KẾ.....	- 45 -
CH-NG II: TÍNH CHẤT VẬT LIỆU VÀ TẢI TRANG THIẾT KẾ.....	- 47 -
II.1 VẾT LƯỖU:	- 47 -
ii.1.1 $B^a t_{\text{ng}}$:	- 47 -
ii.1.2 $Th\grave{D}p\ th-\grave{e}ng\ (A5.5.3)$	- 48 -
ii.1.3 $Th\grave{D}p\ \phi ng\ su\grave{E}t\ tr-\acute{c}$	- 48 -
II.2 HỘ T TỈ THIẾT KẾ (3.6.1.2)	- 48 -
ii.2.1 Xe tỉ thiết kế	- 48 -
ii.2.2 Xe hai trục thiết kế	- 49 -
ii.2.3 Tỉ trắng lún thiết kế	- 49 -
CH-NG III: TÍNH TOÁN BẢN MẶT CẦU.....	- 51 -
III.1 THIẾT KẾ CẦU TẠO MẶT CẦU	- 51 -
iii.1.1 Cầu tạo của bản mặt cầu	- 51 -
iii.1.2 Cầu tạo lớp mặt cầu.....	- 52 -
III.2 PH- ƠNG PH, P TÍNH TO, N NÉI LÚC.....	- 52 -
III.2.1 S- Ờ Á TÍNH:	- 52 -
III.2.2 TÍNH TO, N NÉI LÚC.....	- 53 -
iii.2.2.1 Tính to, n bản mặt cầu	- 53 -
iii.2.2.2 Tính to, n hiệu ứng lực cho nhíp giằng	- 58 -
iii.3 Tọa độ néi lúc.....	- 60 -
III.4 THIẾT KẾ CÉT THÁP BÊN MẶT CẦU	- 62 -
iii.4 .1 Tính to, n di chuyển cét tháp.....	- 62 -
iii.4 .2 Tính to, n mật độ ứng suất trục	- 63 -
III.5 KIỂM TRA TIẾT DIỆN THEO C, C TRƯỜNG TH, I GIỚI HẠN	- 68 -
iii.5 .1 Trường hợp giới hạn số đông.....	- 68 -
iii.5 .2 Trường hợp giới hạn căng	- 70 -
CH-NG IV: THIẾT KẾ KẾT CẤU DẦM CHÉ.....	- 78 -
IV. LƯA CHÂN KÝCH TH- ỨC V, P TÍNH TO, N Ờ ẾC TR- NG H×NH HẮC.....	- 78 -
iv.1 Kịch th- ịch kết cấu v, p mặt cắt ngang dầm	- 78 -
iv.1.4. Tính to, n Ờ Ếc tr- ng h×nh hắc tiết diện	- 81 -
IV.2. TÍNH TO, N NÉI LÚC TRONG DẦM	- 83 -
iv.2 .1 S- Ờ Ếc chia Ờ ết thi c<ng kết cấu nhíp	- 83 -
iv.2 .2 C, c giai Ờ ột thi c<ng kết cấu nhíp	- 83 -
IV.3 TẠ HẬP NÉI LÚC.....	- 103 -
IV.4 THIẾT KẾ CÉT THÁP	1
iv.4.1 $B^a t_{\text{ng}}\ m, c\ c50$	1
iv.4.2 Chân c, p.....	1
iv.4.3 Cét tháp	2
iv.4.4 Tính to, n cét tháp D'L	3
BÊN TÍNH TO, N LƯA CHÂN L- ỨNG CÉT THÁP D'L	3
iv.4.5 Tính Ờ Ếc tr- ng h×nh hắc c, c giai Ờ ột	4
iv.4.6 Tính mật độ ứng suất trục.....	6
iv.4.7 Kiểm to, n tiết diện.....	14
Ờ ẾT VÊN Ờ Ộ	14
V. TÍNH TO, N TRÒ CẦU	30
V.1 Kịch th- ịch h×nh hắc của trục.....	30
V.2 Tỉ trắng v, p c, c tọa độ tỉ trắng.....	30
1. SỔ LIỆU TÍNH TOÁN :	30

CAO ĐẼ DINH TRO:	+77.5 M	30
V.3 Xác định các tải trọng tác động lên trục.....		31
V.4 Tải tập tải trọng tác động lên trục:		37
V.4 Kiểm tra, nghiệm chỉnh trục nguy hiểm với các tải tập tải trọng		39
V.7 Kiểm tra các.....		43

Phần III

Thiết kế thi công

I. YÊU CẦU THIẾT KẾ

Trong đồ án này em thiết kế phục vụ thi công trụ T3 cho đến móng.

Các số liệu tính toán nh- sau:

- Cao độ đỉnh trụ:	77.5	M
- Cao độ đáy trụ:	68	M
- Cao độ đáy đài:	66	M
- Cao độ mực n- ớc thi công:	73	M
- Cao độ đáy sông:	70.2	M
- Chiều rộng móng :	8	M
- Chiều dài móng :	11	M

Số liệu địa chất:

- Lớp 1: Cát hạt nhỏ
- Lớp 2: Cát pha sét
- Lớp 3: Sét pha cát

II. TRÌNH TỰ THI CÔNG:

II.1 Thi c«ng trồ

B- ớc 1 : Xác định chính xác vị trí tim cọc, tim đài

- Xây dựng hệ thống cọc định vị, xác định chính xác vị trí tim cọc, tim trụ tháp
- Dụng giá khoan Leffer hạ ống vách thi công cọc khoan nhồi

B- ớc 2 : Thi công cọc khoan nhồi

- Lắp đặt hệ thống cung cấp dung dịch Bentonite, hệ thống bơm thải vữa mùn khi khoan cọc
- Dùng máy khoan tiến hành khoan cọc
- Hạ lồng cốt thép, đổ bê tông cọc

B- ớc 3 : Thi công vòng vây cọc ván

- Lắp dựng cọc ván thép loại Lassen bằng giá khoan
- Lắp dựng vành đai trong và ngoài
- Đóng cọc đến độ sâu thiết kế
- Lắp đặt máy bơm xói hút trên hệ nổi, xói hút đất trong hố móng đến độ sâu thiết kế

B- ớc 4 : Thi công bệ móng

- Xử lý đầu cọc khoan nhồi.
- Đổ bê tông bịt đáy, hút n- ớc hố móng
- Lắp dựng ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông bệ móng

B- ớc 5 : Thi công trụ cầu

- Chế tạo, lắp dựng đà giáo ván khuôn thân trụ lên trên bệ trụ
- Lắp đặt cốt thép thân trụ, đổ bê tông thân trụ từng đợt một.

B- ớc 6 : Hoàn thiện

- Tháo dỡ toàn bộ hệ đà giáo phụ trợ
- Hoàn thiện trụ

II.2 Thi công kết cấu nền

B- ớc 1 : Thi công khối K0 trên đỉnh các trụ

- Tập kết vật t- phục vụ thi công
- Lắp dựng hệ đà giáo mở rộng trụ
- Dự ứng lực các bó cáp trên các khối K0
- Lắp đặt ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông khối K0
- Cố định các khối K0 và thân trụ thông qua các thanh d- ứng lực
- Khi bê tông đạt c- ờng độ, tháo dỡ đà giáo mở rộng trụ

B- ớc 2 : Đúc hẫng cân bằng

- Lắp dựng các cặp xe đúc cân bằng lên các khối K0
- Đổ bê tông các đốt đúc trên nguyên tắc đối xứng cân bằng qua các trụ
- Khi bê tông đủ c- ờng độ theo quy định, tiến hành căng kéo cốt thép
- Thi công đốt đúc trên đà giáo

B- ớc 3 : Hợp long nhịp biên

- Di chuyển xe đúc vào vị trí đốt hợp long, định vị xe đúc
- Cân chỉnh các đầu dầm trên mặt bằng và trên trục dọc
- Dựng các thanh chống tạm, căng các thanh DUL tạm thời
- Khi bê tông đủ c- ờng độ, tiến hành căng kéo cốt thép
- Bơm vữa ống ghen

B- ớc 4: Hợp long nhịp chính

Trình tự nh- trên

B- ớc 5 : Thi công nhịp đơn giản(thi công dầm bằng xe lao chuyên dụng)

- Đ- a xe vào vị trí, 2 chân trên bờ và 1 chân trên trụ.
- Vận chuyển dầm ra vị trí.
- Móc dầm vào xe tr- ợt,vận chuyển dọc ra nhịp,sàng ngang và hạ dầm xuống đúng vị trí.

II.3 Công tác hoàn thiện

- Đổ bê tông bản mặt cầu phân nhịp T...
- Thi công lan can, gờ chắn.
- Rải lớp phủ mặt cầu
- Lắp hệ thống chiếu sáng,hệ thống biển báo.
- Thu dọn công tr- ờng,và đ- a vào sử dụng.

III. THI CÔNG MÓNG.

Móng cọc khoan nhồi đường kính cọc 1 m, tựa trên nền sét pha. Toàn cầu có 2 móng (M0, M0') và 4 trụ (T1, T2, T3, T4).

Các thông số móng cọc

	M0	T1	T2	T3	T4	M0'
Số l- ượng cọc trong móng (cọc)	6	8	12	12	8	6
Đ- ờng kính thân cọc(m)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Chiều cao bệ cọc (m)	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0

Cao độ đỉnh bê cọc(m)	73.2	69.9	68	68	69.9	73.2
Cao độ đáy bê cọc(m)	71.2	67.9	66	66	67.9	71.2
Cao độ mũi cọc dự kiểm (m)	46.22	37.9	36	36	37.9	46.2
Chiều dài cọc dự kiến (m)	25	30	30	30	30	25
Cự li cọc theo ph- ơng dọc cầu (m)	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
Cự li cọc theo ph- ơng ngang cầu (m)	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0

III.1. Công tác chuẩn bị

Cần chuẩn bị đầy đủ vật t-, trang thiết bị phục vụ thi công. Quá trình thi công móng liên quan nhiều đến điều kiện địa chất, thủy văn, thi công phức tạp và hàm chứa nhiều rủi ro. Vì thế đòi hỏi công tác chuẩn bị kỹ l- ỡng và nhiều giải pháp ứng phó kịp thời và các tình huống có thể xảy ra. Công tác chuẩn bị cho thi công bao gồm một số nội dung chính sau:

Kiểm tra vị trí lỗ khoan, các mốc cao độ. Nếu cần thiết có thể đặt lại các mốc cao độ ở vị trí mới không bị ảnh h- ỡng bởi quá trình thi công cọc.

Chuẩn bị ống vách, cốt thép lồng cọc nh- thiết kế. Chuẩn bị ống đổ bê tông d- ới n- ớc.

Thiết kế cấp phối bê tông, thí nghiệm cấp phối bê tông theo thiết kế, điều chỉnh cấp phối cho phù hợp với c- ờng độ và điều kiện đổ bê tông d- ới n- ớc.

Dự kiến khả năng và ph- ơng pháp cung cấp bê tông t- ới liên tục cho thi công đổ bê tông d- ới n- ớc.

Chuẩn bị các lỗ chừa sẵn tạo điều kiện thuận lợi cho việc kiểm tra chất l- ợng cọc khoan sau này.

III.2 Công t, c khoan t' o l c

III.2.1 XÁC ĐỊNH VỊ TRÍ LỖ KHOAN

Định vị cọc trên mặt bằng cần dựa vào các mốc đ- ờng chuẩn tọa độ đ- ợc xác định tại hiện tr- ờng.

Sai số cho phép của lỗ cọc không đ- ợc v- ợt quá các giá trị sau:

Sai số đ- ờng kính cọc: 5%

Sai số độ thẳng đứng : 1%

Sai số về vị trí cọc: 10cm

Sai số về độ sâu của lỗ khoan : $\pm 10\text{cm}$

III.2.2 YÊU CẦU VỀ GIA CÔNG CHẾ TẠO LẮP DỰNG ỐNG VÁCH

Ống vách phải đ- ợc chế tạo nh- thiết kế. Bề dày ống vách sai số không quá 0.5mm so với thiết kế. Ống vách phải đảm bảo kín n- ớc ,đủ độ cứng.Tr- ớc khi hạ ống vách cần phải kiểm tra nghiệm thu chế tạo ống vách.

Khi lắp dựng ống vách cần phải có giá định h- ớng hoặc máy kinh vĩ để đảm bảo đúng vị trí và độ nghiêng lệch.

Ống vách có thể đ- ợc hạ bằng ph- ơng pháp đóng, ép rung hay kết hợp với đào đất trong lòng ống.

III.2.3 KHOAN TẠO LỖ

Máy khoan cần đ- ợc kê chắc chắn đảm bảo không bị nghiêng hay di chuyển trong quá trình khoan.

Cho máy khoan quay thử không tải nếu máy khoan bị xô dịch hay lún phải tìm nguyên nhân xử lý kịp thời.

Nếu cao độ n- ớc sông thay đổi cần phải có biện pháp ổn định chiều cao cột n- ớc trong lỗ khoan.

Khi kéo gầu lên khỏi lỗ phải kéo từ từ cân bằng ổn định không đ-ợc va vào ống vách.
Phải khống chế tốc độ khoan thích hợp với địa tầng, trong đất sét khoan với tốc độ trung bình, trong đất cát sỏi khoan với tốc độ chậm.

Khi chân ống vách chạm mặt đá dùng gầu lấy hết đất trong lỗ khoan, nếu gặp đá mô côi hay mặt đá không bằng phẳng phải đổ đất sét kẹp đá nhỏ đầm cho bằng phẳng hoặc cho đổ một lớp bê tông d-ới n-ớc cốt liệu bằng đá dầm để tạo mặt phẳng cho búa đập hoạt động. Lúc đầu kéo búa với chiều cao nhỏ để hình thành lỗ ổn định, tròn thẳng đứng, sau đó có thể khoan bình th-ờng.

Nếu sử dụng dung dịch sét giữ thành phải phù hợp với các qui định sau :

Độ nhớt của dung dịch sét phải phù hợp với điều kiện địa chất công trình và ph-ơng pháp sử dụng dung dịch. Bề mặt dung dịch sét trong lỗ cọc phải cao hơn mực n-ớc ngầm 1,0m trở lên. Khi có mực n-ớc ngầm thay đổi thì mặt dung dịch sét phải cao hơn mực n-ớc ngầm cao nhất là 1,5m.

Trong khi đổ bê tông , khối l-ợng riêng của dung dịch sét trong khoảng 50 cm kể từ đáy lỗ $< 1,25T/m^3$, hàm l-ợng cát $\leq 6\%$, độ nhớt ≤ 28 giây. Cần phải đảm bảo chất l-ợng dung dịch sét theo độ sâu của từng lớp đất đá, đảm bảo sự ổn định thành lỗ cho đến khi kết thúc việc đổ bê tông.

III.2.4 RỬA LỖ KHOAN

Khi đã khoan đến độ sâu thiết kế tiến hành rửa lỗ khoan, có thể dùng máy bơm chuyên dụng hút mùn khoan từ đáy lỗ khoan lên . Cũng có thể dùng máy nén khí để đ-à mùn khoan lên cho đến khi bơm ra n-ớc trong và sạch. Chọn loại máy bơm, quy cách đầu xói phụ thuộc vào chiều sâu và vật liệu cần xói hút.

Nghiêm cấm việc dùng ph-ơng pháp khoan sâu thêm thay cho công tác rửa lỗ khoan.

III.2.5 CÔNG TÁC ĐỔ BÊ TÔNG CỌC

Đổ bê tông cọc theo ph-ơng pháp ống rút thẳng đứng.

Một số yêu cầu của công tác đổ bê tông cọc:

+ Bê tông phải đ-ợc trộn bằng máy. Khi chuyển đến công tr-ờng phải đ-ợc kiểm tra độ sụt và độ đồng nhất. Nếu dùng máy bơm bê tông thì bơm trực tiếp bê tông vào phễu của ống dẫn.

+ Đầu d-ới của ống dẫn bê tông cách đáy lỗ khoan khoảng 20-30 cm.
ống dẫn bê tông phải đảm bảo kín khít.

+ Độ ngập sâu của ống dẫn trong bê tông không đ-ợc nhỏ hơn 1,2m và không đ-ợc lớn hơn 6m.

+ Phải đổ bê tông liên tục, rút ngắn thời gian tháo ống dẫn, ống vách để giảm thời gian đổ bê tông .

+ Khi ống dẫn chứa đầy bê tông phải đổ từ từ tránh tạo thành các túi khí trong ống dẫn.

+ Thời gian ninh kết ban đầu của bê tông không đ-ợc sớm hơn toàn bộ thời gian đúc cọc khoan nhồi. Nếu cọc dài , khối l-ợng bê tông lớn có thể cho thêm chất phụ gia chậm ninh kết.

+ Đ-ờng kính lớn nhất của đá dùng để đổ bê tông không đ-ợc lớn hơn khe hở giữa hai thanh cốt thép chủ gần nhau của lồng thép cọc.

III.2.6 KIỂM TRA CHẤT LƯỢNG CỌC KHOAN NHỒI

Kiểm tra bê tông phải đ-ợc thực hiện trong suốt quá trình của dây chuyền đổ bê tông d-ới n-ớc.

Các mẫu bê tông phải đ-ợc lấy từ phễu chứa ống dẫn để kiểm tra độ linh động, độ nhớt và đúc mẫu kiểm tra c-ờng độ.

+ Trong quá trình đổ bê tông cần kiểm tra và ghi nhật ký thi công các số liệu sau :

+ Tốc độ đổ bê tông

+ Độ cắm sâu của ống dẫn vào vữa bê tông .

+ Mức vữa bê tông dâng lên trong hố khoan.

III.3 Thi công vòng vây cọc ván thép

Trình tự thi công cọc ván thép:

- + Đóng cọc định vị
- + Liên kết thanh nẹp với cọc định vị thành khung vây.
- + Xỏ cọc ván từ các góc về giữa.
- + Tiến hành đóng cọc ván đến độ chôn sâu theo thiết kế.

Th- ờng xuyên kiểm tra để có biện pháp xử lý kịp thời khi cọc ván bị nghiêng lệch.

III.4 Công tác đào đất bằng xói hút

Các lớp đất phía trên mặt đều là dạng cát, sét á cát nên thích hợp dùng ph- ơng pháp xói hút để đào đất nơi ngập n- ớc.

Tiến hành đào đất bằng máy xói hút. Máy xói hút đặt trên hệ phao chở nổi. Khi xói đến độ sâu cách cao độ thiết kế 20-30cm thì dừng lại, sau khi bơm hút n- ớc tiến hành đào thủ công đến cao độ đáy móng để tránh phá vỡ kết cấu phía d- ưới. Sau đó san phẳng, đầm chặt đổ bê tông bịt đáy.

III.5 Đổ bê tông bịt đáy

III.5.1 TRÌNH TỰ THI CÔNG:

Chuẩn bị (vật liệu, thiết bị...)

Bơm bê tông vào thùng chứa.

Cắt nút hãm

Nhấc ống đổ lên phía trên

Khi nút hãm xuống tới đáy, nhấc ống đổ lên để nút hãm bị đẩy ra và nổi lên. Bê tông phủ kín đáy. Đổ liên tục.

Kéo ống lên theo ph- ơng thẳng đứng, chỉ đ- ọc di chuyển theo chiều đứng.

Đến khi bê tông đạt 50% c- ờng độ thì bơm hút n- ớc và thi công các phần khác.

III.5.2 NGUYÊN TẮC VÀ YÊU CẦU KHI ĐỔ BÊ TÔNG:

Nguyên tắc và yêu cầu khi đổ bê tông bịt đáy.

Bê tông t- ới trong phễu tụt xuống liên tục, không đứt đoạn trong hố móng ngập n- ớc d- ưới tác dụng của áp lực do trọng l- ợng bản thân.

Ống chỉ di chuyển theo chiều thẳng đứng, miệng ống đổ luôn ngập trong bê tông tối thiểu 0.8m.

Bán kính tác dụng của ống đổ $R=3.5m$

Đảm bảo theo ph- ơng ngang không sinh ra vữa bê tông quá thừa và toàn bộ diện tích đáy hố móng đ- ọc phủ kín bê tông theo yêu cầu.

Nút hãm: khít vào ống đổ, dễ xuống và phải nổi.

Bê tông: + Có mác th- ờng cao hơn thiết kế một cấp

+ Có độ sụt cao: 16 - 20cm.

+ Cốt liệu th- ờng bằng sỏi cuội.

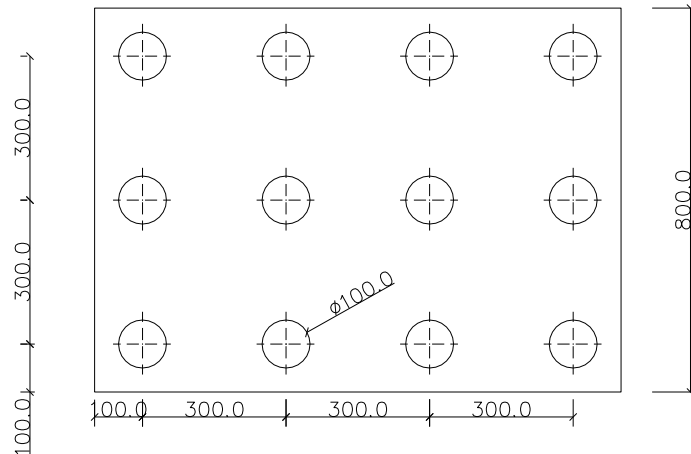
Đổ liên tục, càng nhanh càng tốt.

Trong quá trình đổ phải đo đạc, ki

III.5.3 TÍNH TOÁN CHIỀU DÀY LỚP BÊ TÔNG BỊT ĐÁY

A) CÁC SỐ LIỆU TÍNH TOÁN:

Xác định kích th- ớc đáy hố móng.



Ta có : $L = 11 + 2 = 13 \text{ m}$
 $B = 8 + 2 = 10 \text{ m}$

Gọi h_b là chiều dày lớp bê tông cốt đáy

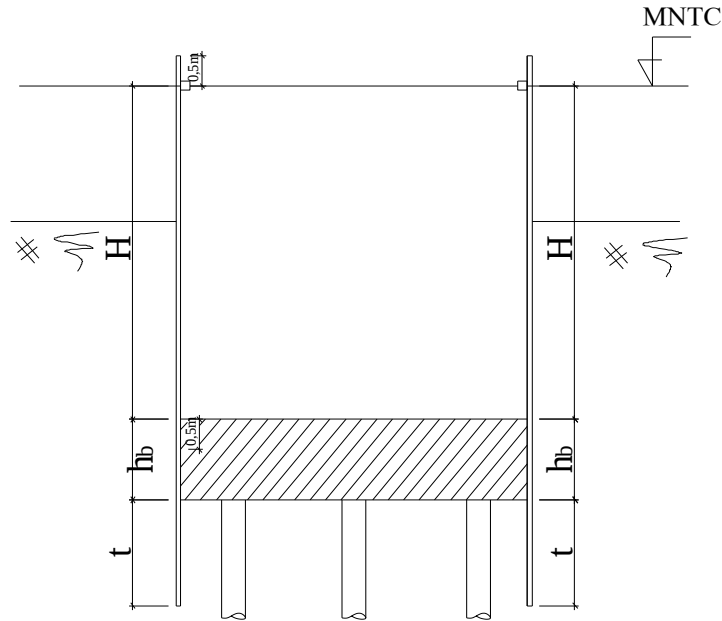
t là chiều sâu chôn cọc ván ($t \geq 2\text{m}$)

Xác định kích thước vòng vây cọc ván ta lấy rộng về mỗi phía của bệ cọc là 1 m. Cọc ván sử dụng là cọc ván thép.

- Cao độ đỉnh trụ:	77.5	m
- Cao độ đáy trụ:	68	m
- Cao độ đáy đài:	66	m
-Cao độ mực nước thi công:	73	m
- Cao độ đáy sông:	70.4	m
- Chiều rộng bệ trụ :	8	m
- Chiều dài bệ trụ :	11	m
- Chiều rộng móng	10	m
- Chiều dài móng	13	m

B) TÍNH TOÁN CHIỀU DÀY LỚP BÊ TÔNG BIT ĐÁY

b.1 §iỜu kiỂn tÝnh to, n



áp lực đẩy nổi của n-ớc phải nhỏ hơn ma sát giữa bê tông và cọc + trọng l-ợng của lớp bê tông bịt đáy.

$$\Omega \cdot \gamma_b \cdot h_b + u_1 \cdot d_1 \cdot \bar{h}_b + k \cdot u_2 \cdot d_2 \cdot \bar{h}_b \cdot \bar{m} \geq \gamma_n \cdot (H + h_b) \cdot \Omega$$

$$\Rightarrow h_b = x = \frac{\gamma_n \cdot H \cdot \Omega}{\Omega \cdot \gamma_b + u_1 \cdot d_1 \pm k \cdot u_2 \cdot d_2 \cdot \bar{m} - \Omega \gamma_n} \geq 1m$$

Trong đó :

H : Chiều cao tính từ mặt n-ớc thi công đến đáy bệ móng.

H=5.5 m

h_b : Chiều dày lớp bê tông bịt đáy

$m = 0,9$ hệ số điều kiện làm việc.

$n = 0,9$ hệ số v-ợt tải.

γ_b : Trọng l-ợng riêng của bê tông bịt đáy $\gamma_b = 2,4T/m^2$.

γ_n : Trọng l-ợng riêng của n-ớc $\gamma_n = 1 T/m^2$.

u_2 : Chu vi cọc = $3,14 \times 1,0 = 3,14$ m

τ_2 : Lực ma sát giữa bê tông bịt đáy và cọc .

$$\tau_2 = 4T/m^2.$$

k: Số cọc trong móng $k = 12$ (cọc)

Ω : Diện tích hố móng. (Mở rộng thêm 1m ra hai bên thành để thuận lợi cho thi công).

$$\Omega = 13 \times 10 = 130 m^2 .$$

τ_1 : Lực ma sát giữa cọc ván với lớp bê tông

$$\tau_1 = 3T/m^2.$$

u_1 : Chu vi t-ờng cọc ván = $(13+10) \times 2 = 46$ m

$$\Rightarrow h_b = x = \frac{1 \times 5,5 \times 130}{(0,9 \times 130 \times 2,4 + 46 \times 3 + 12 \times 3,14 \times 4) \times 0,9 - 130 \times 1} = 1,875 m > 1 m$$

Vậy ta chọn $h_b = 1,88$ m

b.2 Kiểm tra c-êng ®é lóp b^a t«ng bÞt ®,y:

Xác định h_b theo điều kiện lớp bê tông chịu uốn.

Ta có ra 1 dãi bê tông rộng 1m theo chiều ngang của hệ mố tra.

Lớp bê tông bị đáy để xem nh- 1 dầm đơn giản kê trên 2 gối đỡ của vòng vây cọc ván.

- Nhịp dầm $l=10$ m

Sử dụng bê tông mác 200 có $R_u = 65$ T/m².

Tải trọng tác dụng vào dầm là q (t/m)

$$q = q_n - q_{bt} = \gamma_n \cdot (H + h_b) - h_b \cdot \gamma_{bt}$$

$$q = 1 \cdot (5.5 + h_b) - 2.4 \cdot h_b = 5.5 - 1.4 \cdot h_b$$

+ Mô men lớn nhất tại tiết diện giữa nhịp là :

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{(5.5 - 1.4 \cdot h_b) \cdot 10^2}{8} = 68.75 - 17.5 \cdot h_b$$

+ Mômen chống uốn :

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1 \cdot h_b^2}{6} = \frac{h_b^2}{6}$$

+ Kiểm tra ứng suất :

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{6 \cdot (68.75 - 17.5 h_b)}{h_b^2} \leq 65 \text{ T/m}^2$$

Ta có phương trình bậc hai:

$$65 \cdot h_b^2 + 105 h_b - 412.5 = 0$$

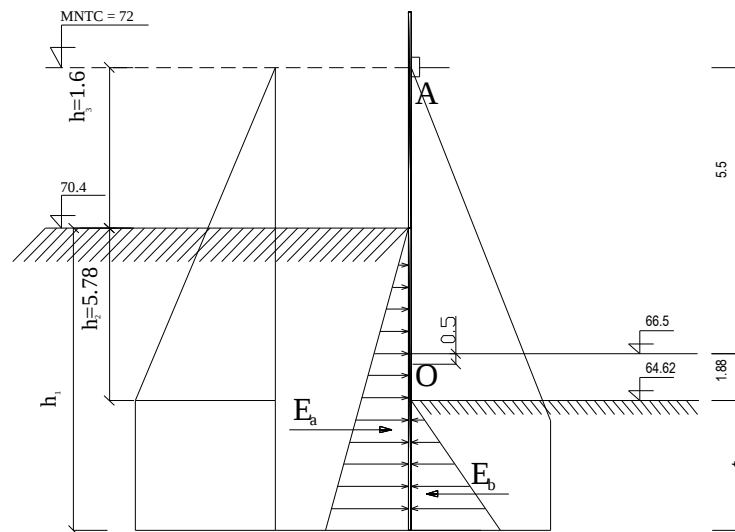
Giải ra ta có: $h_b = 1.837$ m > 1m

Vậy chọn chiều dày lớp bê tông bị đáy $h_b = 1.88$ m làm số liệu tính toán.

III.5.4 TÍNH TOÁN CỌC VÁN THÉP:

a) Tính độ chôn sâu của cọc ván thép

Sơ đồ :



Khi đào đất theo phương pháp xói hút nên mực nước trong và ngoài vòng vây cọc ván là nh- nhau, do đó áp lực nước hai bên bằng nhau.

Các thông số của đất:

-Trọng lượng riêng của đất: $\gamma_d = 2.6$ T/m³

- φ Góc ma sát: $\varphi = 30^\circ$

- áp lực chủ động của đất:

$$E_a = 0.5 \gamma_{dn} h_1^2 \cdot \lambda_a = 0.5 \times 1.6 \times (5.78 + t)^2 \times 1/3 = 0.8/3 \times (5.78 + t)^2$$

- γ_{dn} : Dung trọng đầy nổi của đất.

$$\gamma_{dn} = \gamma_d - \gamma_n = 1.6 \text{ T/m}^3$$

- λ_a : Hệ số áp lực chủ động.

$$\lambda_a = \tan^2(45^\circ - \varphi / 2) = 1/3$$

- áp lực bị động của đất:

$$E_b = 0.5 \gamma_{dn} t^2 \cdot \lambda_b = 0.5 \times 1.6 \times 3 \times t^2 = 2.4 t^2$$

$$\lambda_b = \tan^2(45^\circ + \varphi / 2) = 3$$

λ_b : Hệ số áp lực áp lực bị động.

- Lấy mô men cân bằng tại điểm A ta được:

$$\sum M_A = E_a \left[\frac{2}{3} (t + h_2) + h_3 \right] - E_b \left(\frac{2}{3} t + h_2 + h_3 \right) = 0$$

$$0.8/3 \times (5.78 + t)^2 \times \left[\frac{2}{3} (t + 5.78) + 1.6 \right] - 2.4 t^2 \times \left(\frac{2}{3} t + 5.78 + 1.6 \right) = 0$$

Rút gọn ta được phương trình bậc 3 của t có dạng:

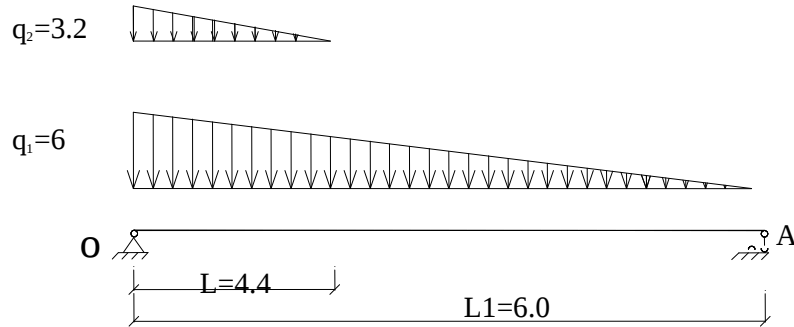
$$5.333 t^3 + 54.861 t^2 - 22.272 t - 128.723 = 0$$

Giải phương trình ta được: $t = 1.61 \text{ m}$. Chọn $t = 1.80 \text{ m}$

Vậy chiều dài cọc ván là: $L = 1.8 + 1.88 + 5.5 + 0.5 = 9.68 \text{ m} \Rightarrow$ chọn $L = 10 \text{ m}$

b) tính toán còng độ cọc ván :

Thời điểm tính là sau khi đã đổ bê tông bịt đáy và hút hết nước trong hố móng. Lúc này ta tính cọc ván coi như 1 dầm đơn giản kê trên 2 gối O, A, tải trọng tác dụng như hình vẽ, tính cho 1m chiều rộng (vị trí của điểm O nằm cách mặt trên lớp bê tông bịt đáy 0,5m về phía dưới)



Ta có:

-áp lực ngang của nước : $P_n = \gamma_n \cdot l = 1 \times 6.0 = 6 \text{ (t/m)}$

-áp lực đất chủ động : $q_d = \gamma_{dn} l_1 \lambda_a = 1.6 \times 6 \times 1/3 = 3.2 \text{ (t/m)}$

Tại một vị trí X nào đó, mômen đạt giá trị max. Ta đi tìm vị trí X

Qui đổi q_n và q_d ta được $q = 8.3466 \text{ T/m}$

Mômen tại O :

$$\Sigma M_O = R_A \cdot 6 - \frac{q \cdot 6 \cdot 6}{2.3} \Rightarrow R_A = 8.3466 \text{ T}$$

Mômen tại A :

$$\Sigma M_A = R_O \cdot 6 - \frac{q \cdot 6 \cdot 2.6}{2.3} \Rightarrow R_O = 16.6932 \text{ T}$$

Lấy mômen tại X :

$$\Sigma M_{\max} = R_O \cdot x - \frac{6-x}{6} \cdot x \cdot \frac{x}{2} \cdot q - \frac{x^2}{3} \left(q - \frac{6-x}{6} \cdot q \right) = 0.2318x^3 - 4.1733x^2 + 16.6932x \quad (1)$$

Tại X mômen lớn nhất, đạo hàm mômen bằng 0

$$\frac{d\Sigma M_x}{dx} = 0 \Leftrightarrow 0.6854x^2 - 8.3466x + 16.6932 = 0$$

Giải phương trình trên ta có:

$$x = 2.52 \text{ và } x = 9.65 \text{ (loại)}$$

Chọn $x = 2.52$ làm trị số để tính, thay vào (1) ta có:

$$M_{\max} = 19.27 \text{ Tm}$$

Từ điều kiện

$$W \geq \frac{M_{\max}}{\sigma}$$

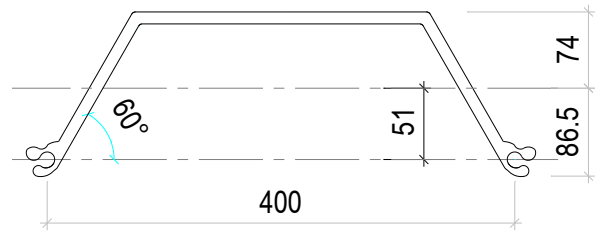
Trong đó:

- $[\sigma]$ là ứng suất cho phép của thép cọc ván: $[\sigma] = 1900 \text{ kg/cm}^2$

$$W \geq \frac{19.27 \times 10^5}{1900} = 1014.21 \text{ cm}^3$$

Ta chọn cọc ván hình máng do SNG sản xuất có : $W > 1014.21 \text{ cm}^3$

→ Tra bảng chọn cọc ván số hiệu là : PZ 40



III.6. Bơm hút n-ớc.

Do có cọc ván thép và bê tông bịt đáy nên n-ớc không thấm vào hố móng trong quá trình thi công, chỉ cần bố trí máy bơm để hút hết n-ớc còn lại trong hố móng. Dùng hai máy bơm loại C203 hút n-ớc từ các giếng tự tạo sự khô ráo cho bề mặt hố móng.

III.7. Thi công đài cọc.

Tr-ớc khi thi công đài cọc cần thực hiện một công việc có tính bắt buộc đó là nghiệm thu cọc, xem xét các nhật ký chế tạo cọc, nghiệm thu vị trí cọc, chất l-ợng bê tông và cốt thép của cọc.

Tiến hành đập đầu cọc.

Dọn dẹp vệ sinh hố móng.

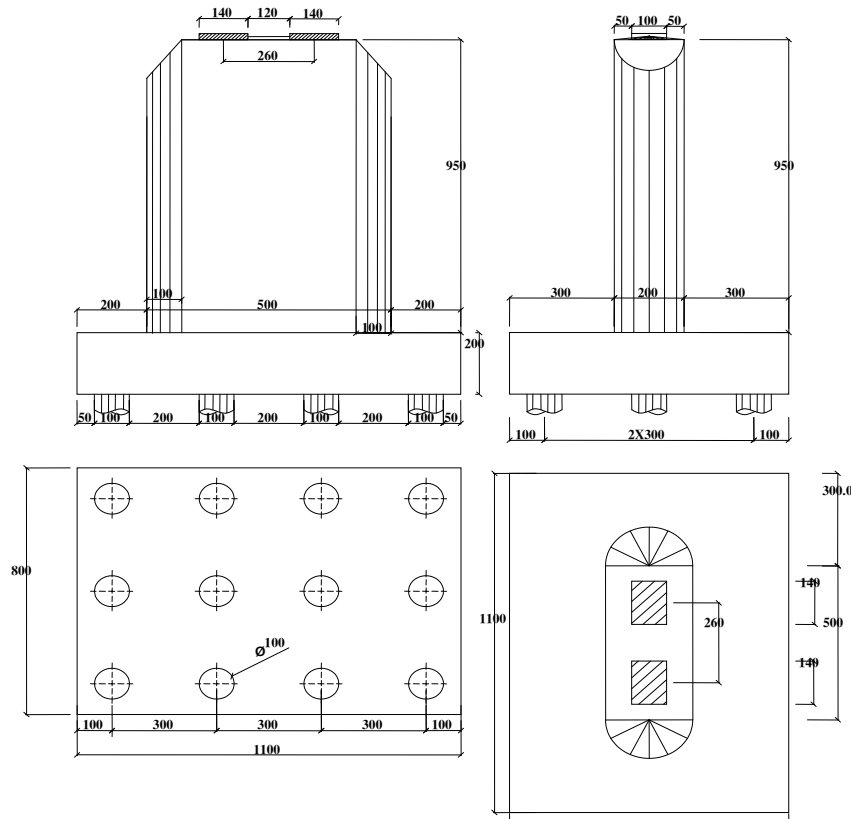
Lắp dựng ván khuôn và bố trí các l-ới cốt thép.

Tiến hành đổ bê tông bằng ống đổ.

Bảo dưỡng bê tông khi đủ f'_c thì tháo dỡ ván khuôn

IV. THI CÔNG TRỤ

Các kích th-ớc cơ bản của trụ và đài nh- sau:



IV.1 Yêu cầu khi thi công

Theo thiết kế kỹ thuật trụ thiết kế là trụ đặc bê tông toàn khối, do đó công tác chủ yếu của thi công trụ là công tác bê tông cốt thép và ván khuôn.

Để thuận tiện cho việc lắp dựng ván khuôn ta dự kiến sử dụng ván khuôn lắp ghép. Ván khuôn được chế tạo từng khối nhỏ trong nhà máy để vận chuyển ra vị trí thi công, tiến hành lắp dựng thành ván khuôn.

Công tác bê tông được thực hiện bởi máy trộn C284-A công suất 40 m³/h, sử dụng đầm dùi bê tông bán kính tác dụng R = 0.75m.

IV.2 Trình tự thi công nh- sau:

Chuyển các khối ván khuôn ra vị trí trụ, lắp dựng ván khuôn theo thiết kế.

Đổ bê tông vào ống đổ, trước khi đổ bê tông phải kiểm tra ván khuôn lại một lần nữa, bôi dầu lên thành ván khuôn tránh hiện tượng dính kết bê tông vào thành ván khuôn sau này.

Đổ bê tông thành từng lớp dày 40cm, đầm ở vị trí cách nhau không quá 1.75R, thời gian đầm là 50 giây một vị trí, khi thấy bọt ximăng nổi lên là được. Yêu cầu khi đầm phải cắm sâu vào lớp cũ 4 - 5cm, đổ đầm liên tục trong thời gian lớn hơn 4h phải đảm bảo độ toàn khối cho bê tông tránh hiện tượng phân tầng.

Bảo dưỡng bê tông :Sau 12h từ khi đổ bê tông có thể tưới nước, nếu trời mát tưới 3-4 lần/ngày, nếu trời nóng có thể tưới nhiều hơn. Khi thi công nếu gặp trời mưa thì phải có biện pháp che chắn.

Khi cường độ đạt 55%f'c cho phép tháo dỡ ván khuôn. Quá trình tháo dỡ ngược với quá trình lắp dựng.

IV.3 TÍNH VÁN KHUÔN TRỤ:

IV.3.1 TÍNH VÁN KHUÔN ĐÀI TRỤ.

Đài có kích thước $a \times b \times h = 11 \times 8 \times 2$ (m).

áp lực tác dụng lên ván khuôn gồm có:

+ ,p lực b^a t[«]ng t-ⁱ.

+ Lực xung k^ych c^ña ®Çm.

Chọn máy trộn bê tông loại C284-A có công suất đổ 40m³/h.

Và đầm dùi có bán kính tác dụng là 0,75m.

Diện tích đài: 11 × 8 = 88m².

Sau 4h bê tông đổ lên cao đ- ợc:

$$h = \frac{4Q}{F} = \frac{40 \times 4}{88} = 1.82(m) > 0.75(m)$$

áp lực ngang tác dụng lên ván khuôn là:

+ Lực xung k^ych do ®Çm b^a t[«]ng: h > 0,75 m n^àn

$$q_2 = \gamma.R = 2.4 \times 0.75 \times 10^3 = 1800 \text{Kg} / m^2$$

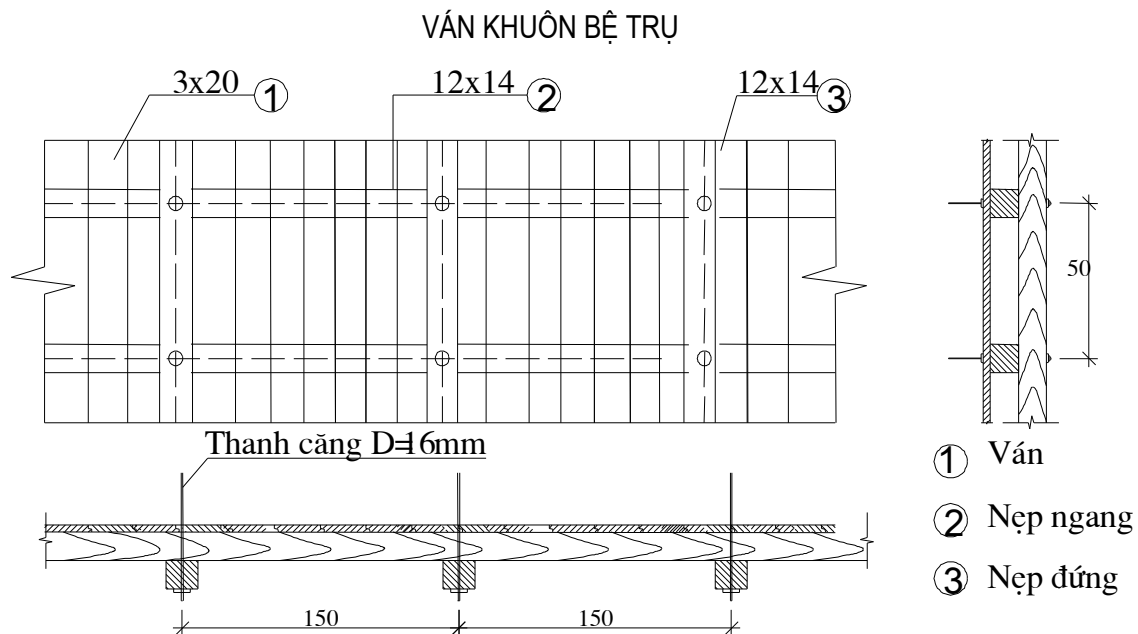
+ áp lực ngang do đầm bê tông bê tông $q_1 = 0,4(T/m^2)$
n = 1.3

Biểu đồ áp lực thay đổi theo chiều cao đài nh- ng để đơn giản hóa tính toán và thi công ta coi áp lực phân bố đều:

$$q^{tc} = \frac{\frac{1800 \times 0.75}{2} + 1800 \times 1.07 + 400 \times 1.82}{1.82} = 1829.1(\text{kg} / m^2)$$

$$q'' = 1.3 \times 1829.1 = 2377.83 \text{ kg/m}^2$$

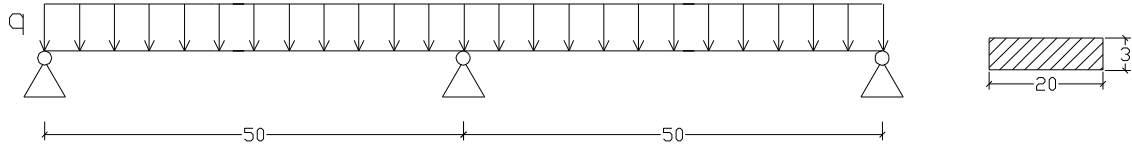
Chọn ván khuôn nh- sau:



IV.3.1.1 T^ynh v, n ®ong:

Tính toán với 1m bề rộng của ván

Sơ đồ tính toán:



Mômen uốn lớn nhất:

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{10} = \frac{2377.83 \times 0.5^2}{10} = 59.45 \text{ kg.m}$$

Chọn ván gỗ loại : rộng 20 cm ; dày $\delta = 3$ (cm)
 $R_u = 130$ (kg/cm²)

Kiểm tra theo điều kiện nén uốn của ván :

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} \leq R_u$$

Với $W = \frac{b\delta^2}{6} = \frac{1 \times 0.03^2}{6} = 0.00015 \text{ (m}^3\text{)}$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{59.45}{0.00015} = 396333.3 \text{ (kg/m}^2\text{)} = 39.63 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < R_u = 130 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$\Rightarrow$ Thỏa mãn điều kiện chịu lực

Kiểm tra độ võng :

$$f = \frac{q_{tc}l^4}{127EJ} < \frac{l}{250}$$

Trong đó :

- E : môđun đàn hồi của gỗ $E_{dh} = 100000$ (kg/cm²)
- l : chiều dài nhịp tính toán $l = 50$ cm
- J : mômen quán tính 1m rộng ván khuôn

$$J = \frac{b\delta^3}{12} = \frac{1 \times 0.03^3}{12} = 2.25 \times 10^{-6} \text{ (m}^4\text{)} = 225 \text{ (cm}^4\text{)}$$

- q_{tc} là tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên ván khuôn

$$q_3 = 18.291 \text{ (kg/cm)}$$

$$\Rightarrow f = \frac{18.291 \times 50^4}{127 \times 10^5 \times 225} = 0.04 \text{ cm} < \frac{50}{250} = 0.2 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$ Vậy đảm bảo yêu cầu về độ võng.

IV.3.1.2 Tính nẹp ngang.

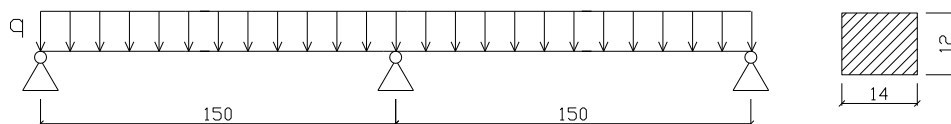
Nẹp ngang đ- ợc tính toán nh- 1 dầm liên tục kê trên các gối là các thanh nẹp đứng.

Tải trọng tác dụng lên ván đứng rồi truyền sang nẹp ngang.

Với khoảng cách nẹp ngang lớn nhất là 1.5m ta quy đổi tải trọng từ ván đứng sang nẹp ngang.

$$q_{\text{nẹp ngang}} = q_{\text{ván đứng}} \times 0.5 = 2377.83 \times 0.5 = 1188.82 \text{ kg/m.}$$

Sơ đồ tính:



Mômen lớn nhất trong nẹp ngang:

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{10} = \frac{1188.82 \times 1.5^2}{10} = 267.51 \text{kgm}$$

Chọn nẹp ngang kích thước (12 × 14cm)

$$W = \frac{h\delta^2}{6} = \frac{12 \times 14^2}{6} = 392 \text{cm}^3$$

Kiểm tra ứng suất:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{267.51}{392} = 68.24 \text{kg/cm}^2 \leq 130 \text{kg/cm}^2$$

Duyệt độ võng:

$$f = \frac{ql_2^4}{128.E.J}$$

$$J = \frac{b.h^3}{12} = \frac{12 \times 14^3}{12} = 2744 \text{cm}^4$$

$$q_{\text{vong}} = q_v^{tc} . l_1 = 1829.1 \times 0.5 = 914.55 \text{kG/m} = 9.1455 \text{ Kg/cm}$$

$$f = \frac{ql_2^4}{128.E.J} = \frac{9.1455 \times 150^4}{128 \times 100000 \times 2744} = 0.13 \text{cm} < \frac{150}{400} = 0.375 \text{cm}$$

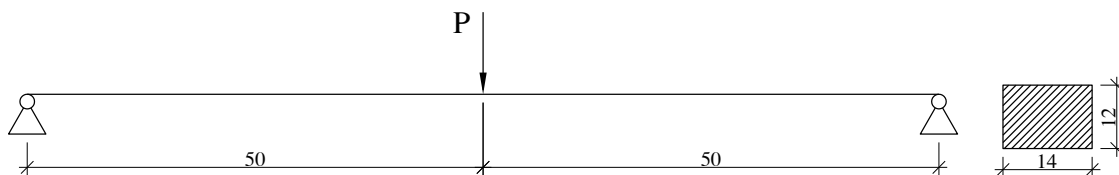
Kết luận: nẹp ngang đủ khả năng chịu lực

IV.3.1.3 Tính nẹp ®oàng:

Nẹp đứng đ-ợc tính toán nh- 1 dầm đơn giản kê trên 2 gối, chịu lực tập trung đặt ở giữa nhịp do tải trọng từ nẹp ngang truyền xuống

$$P_{it} = q_{\text{nẹp ngang}} \times l_2 = 1188.82 \times 1.5 = 1783.23 (\text{kg})$$

Sơ đồ tính toán:



Mômen

$$M_{\max} = \frac{P.l}{6} = \frac{1783.23 \times 1.0}{6} = 297.21 \text{Kgm}$$

Chọn nẹp đứng kích thước (12 × 14) cm.

$$W = \frac{h\delta^2}{6} = \frac{12 \times 14^2}{6} = 392 \text{cm}^2$$

Kiểm tra ứng suất:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{297.21}{392} = 75.82 \leq 130 \text{kg/cm}^2$$

Duyệt độ võng:

$$f = \frac{ql^3}{48.E.J}$$

$$J = \frac{b.h^3}{12} = \frac{12 \times 14^3}{12} = 2744 \text{ cm}^4$$

$$q_{\text{vong}} = q_n^{tc} \cdot l_2 = 914.55 \times 1.5 = 1371.825 \text{ kg/m} = 13.71825 \text{ Kg/cm}$$

$$f = \frac{q.l^3}{48.E.J} = \frac{13.71825 \times 100^3}{48 \times 100000 \times 2744} = 0.00104 \text{ cm} < \frac{100}{400} = 0.25 \text{ cm}$$

Kết luận: nhịp đứng đủ khả năng chịu lực

IV.3.1.4 Tính thanh cằng:

Tải tác dụng: $p = 2377.83 \text{ Kg/m}$.

Khoảng cách thang cằng: $c = 1.5 \text{ m}$

Lực tác dụng trong thanh cằng: $S = p \cdot c = 2377.83 \times 1.5 = 3566.745 \text{ kg}$.

Dùng thanh cằng là thép CT3 có $R = 1900 \text{ kg/cm}^2$.

→ Diện tích yêu cầu

$$F = \frac{S}{R} = \frac{3566.745}{1900} = 1.877 \text{ cm}^2$$

Dùng thanh cằng $\Phi 16$ có $F = 2.01 \text{ cm}^2$

IV.3.2 TÍNH VÁN KHUÔN THÂN TRỤ

Ván khuôn trụ chia làm 2 loại:

- Ván khuôn thẳng (VK1)
- Ván khuôn đầu tròn (VK2)

IV.3.2.1 Ván khuôn thẳng (VK1)

Tính toán thi công đổ bê tông thân ván khuôn

Diện tích mặt cắt trụ:

$$F = 5 \times 2 + 3.14 \times 1^2 = 13.14 \text{ m}^2$$

Dùng máy trộn C302 công suất $15 \text{ m}^3/\text{h}$ và đầm dùi có bán kính ảnh hưởng $R = 0.75 \text{ m}$.

Chiều cao bê tông đổ trong 4h.

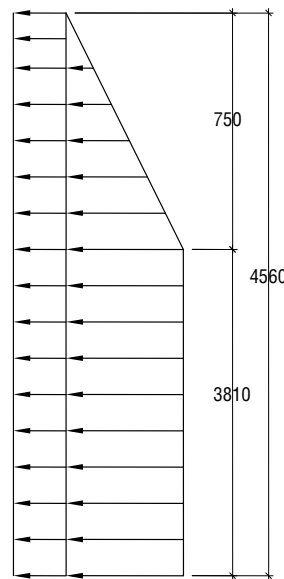
$$h = \frac{4Q}{F} = \frac{4 \times 15}{13.14} = 4.56 \text{ (m)}$$

+ áp lực bê tông tác động tại $h \geq 0.75$.

$$q_1 = 2.4 \times 0.75 \times 10^3 = 1800 \text{ kg/m}^2$$

+ áp lực ngang do đầm bê tông $q_1 = 0.4 \text{ (T/m}^2\text{)}$
 $n = 1.3$

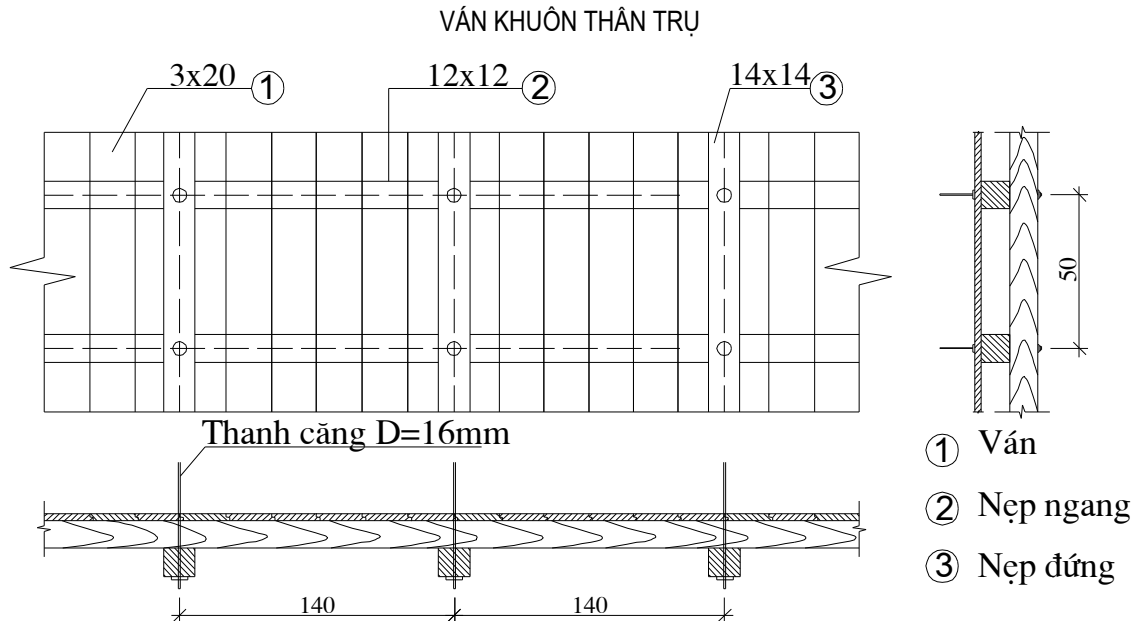
Biểu đồ áp lực thay đổi theo chiều cao trụ như sau để đơn giản hóa tính toán và thi công ta coi áp lực phân bố đều:



$$q^{lc} = \frac{\frac{1800 \times 0.75}{2} + 1800 \times 3.81 + 400 \times 4.56}{4.56} = 2051.97 (kg/m^2)$$

$$q'' = 1.3 \times 2051.97 = 2667.56 \text{ kg/m}^2$$

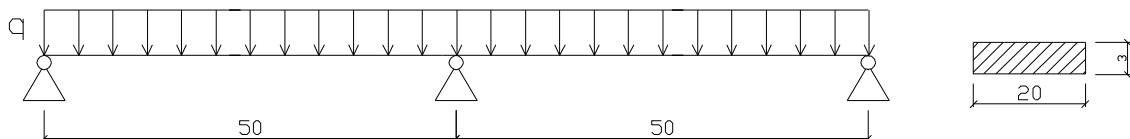
Chọn ván khuôn nh- sau:



a. Tính v, n @ong:

Ván đứng chịu tải phân bố đều $q = 2667.56 \text{ Kg/m}$ có gối là các nẹp ngang khoảng cách $l = 0.5\text{m}$

Sơ đồ tính toán:



Mômen uốn lớn nhất trong ván.

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{10} = \frac{2667.56 \times 0.5^2}{10} = 66.69 \text{ Kgm}$$

Chọn ván đứng có tiết diện là $20 \times 3 \text{ cm}$

- Mômen chống uốn:

$$W = \frac{b\delta^2}{6} = \frac{1 \times 0.03^2}{6} = 0.00015 \text{ (m}^3\text{)} = 0.00015 \cdot 10^6 \text{ cm}^3$$

- Mô men quán tính:

$$J = \frac{b\delta^3}{12} = \frac{1 \times 0.03^3}{12} = 2.25 \times 10^{-6} \text{ (m}^4\text{)} = 225 \text{ (cm}^4\text{)}$$

- Kiểm tra c-ờng độ

$$\Rightarrow \sigma = \frac{6669}{00,00015.E+6} = 44.46 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < R_u = 130 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

- Kiểm tra độ võng:

$$f = \frac{q_{tc} l^4}{127 E J} = \frac{20.5197 \times 50^4}{127 \times 10^5 \times 225} = 0.045 \text{ cm}$$

- q_{tc} là tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên ván khuôn

$$q_3 = 20.5197 \text{ (kg/cm)}$$

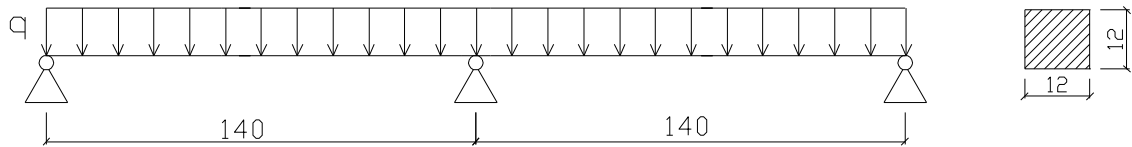
$$[f] = \frac{l}{400} = \frac{50}{400} = 0.125 \text{ cm}$$

$$f = 0.045 \text{ cm} < [f] = 0.125 \text{ cm}$$

b. Tính nẹp ngang:

$$\text{Lực tác dụng } q_{\text{nẹp ngang}} = 0.5 q_{\text{vd đứng}} = 0.5 \times 2667.56 = 1333.78 \text{ Kg/m}$$

Sơ đồ tính toán:



- Chọn nẹp ngang kích thước 12×12 có

$$W = \frac{12 \times 12^2}{6} = 288 \text{ cm}^3$$

$$J = \frac{b.h^3}{12} = \frac{12 \times 12^3}{12} = 1728 \text{ cm}^4$$

- Mômen uốn trong nẹp lớn nhất là:

$$M_{\max} = \frac{q l_2}{10} = \frac{1333.78 \times 1.4^2}{10} = 261.42 \text{ Kgm} = 26142 \text{ kgcm}$$

- Kiểm tra ứng suất:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{26142}{288} = 90.77 \text{ kg/cm}^2 < 130 \text{ kg/cm}^2$$

- Duyệt độ võng:

$$f = \frac{q.l_2^4}{128.E.J}$$

$$q_{\text{vong}} = q_v^{tc} . l_1 = 2051.97 \times 0.5 = 1025.985 \text{ kg/m} = 10.25985 \text{ Kg/cm}$$

$$f = \frac{q.l_2^4}{128.E.J} = \frac{10.25985 \times 140^4}{128 \times 100000 \times 1728} = 0.178 \text{ cm} < \frac{140}{400} = 0.35 \text{ cm}$$

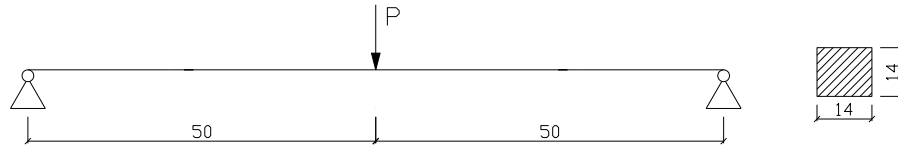
Kết luận: nẹp ngang đủ khả năng chịu lực

c. Tính nẹp dọc:

Nẹp đứng được tính toán như 1 dầm đơn giản kê trên 2 gối, chịu lực tập trung đặt ở giữa nhịp do tải trọng từ nẹp ngang truyền xuống

$$q_{tt} = q_{nepngang} \times l_2 = 1333.78 \times 1.4 = 1867.29(\text{kg})$$

Sơ đồ tính:



Chọn nẹp đứng kích thước 14×14 (cm).

$$W = \frac{14 \times 14^2}{6} = 457.3 \text{ cm}^3$$

- Mômen

$$M_{\max} = \frac{P.l}{6} = \frac{1867.29 \times 1.0}{6} = 311.22 \text{ Kgm} = 31122 \text{ kg.cm}$$

$$\text{Kiểm tra ứng suất: } \sigma = \frac{M}{W} = \frac{31122}{457.3} = 68.055 \leq 130 \text{ kg/cm}^2$$

- Duyệt độ võng:

$$f = \frac{q.l^3}{48.E.J}$$

$$J = \frac{b.h^3}{12} = \frac{14 \times 14^3}{12} = 3201.3 \text{ cm}^4$$

$$q_{vong} = q_n^{tc} . l_2 = 1025.985 \times 1.4 = 1436.38 \text{ kg/m} = 14.3638 \text{ Kg/cm}$$

$$f = \frac{q.l^3}{48.E.J} = \frac{14.3638 \times 140^3}{48 \times 100000 \times 3201.3} = 0.002565 \text{ cm} < \frac{100}{400} = 0.25 \text{ cm}$$

Kết luận: nẹp đứng đủ khả năng chịu lực

d. Tính thanh còng:

$$S = P.C$$

Với $P = 2667.56 \text{ Kg/m}$ và $C = 1.4 \text{ m}$

Có $S = 2667.56 \times 1.4 = 3734.584 \text{ Kg}$

Diện tích thanh còng cần thiết là

$$F = \frac{S}{R} = \frac{3734.584}{1900} = 1.9655 \text{ cm}^2$$

Chọn thanh còng $\Phi 16$ có $f = 2.01 \text{ cm}^2$

IV.3.2.2 Tính toán gờ vịnh l-íc.

áp lực phân bố của bê tông lên thành ván: $p_{bt} = 2.4 \times 0.75 = 1.8 (\text{T/m}^2)$

áp lực ngang do đầm bê tông: $p_d = 0.4 \text{ T/m}^2$

Tải trọng tổng hợp tính toán tác dụng lên ván:

$$q_v = (p_{tx} + p_d) \times 1.3 \times 0.5 = (1.8 + 0.4) \times 1.3 \times 0.5 = 1.43 (\text{T/m}^2) = 1430 \text{ Kg/m}^2$$

Lực xé ở đầu tròn:

$$T = \frac{q_v^{tt} \times D}{2} = \frac{1430 \times 3}{2} = 2010 (\text{Kg})$$

Tính toán vành l-íc chịu lực kéo T:

Kiểm tra theo công thức: $\frac{T}{F} \leq R_k$

Trong đó:

F: diện tích đã giảm yếu của tiết diện vành l-ợc

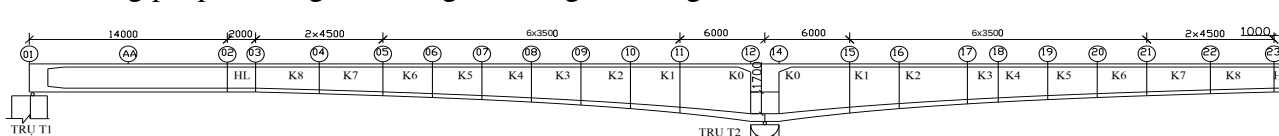
R_k : c-ờng độ chịu kéo của gỗ vành l-ợc $R_k = 100\text{kg/cm}^2$

$$\Rightarrow F = \delta \cdot b \geq \frac{T}{R_k} = \frac{2010}{100} = 20.1\text{cm}^2$$

Từ đó chọn tiết diện gỗ vành l-ợc : $\delta = 4\text{cm}, b = 12\text{cm}$. Có $F = 4 \times 12 = 48\text{cm}^2$

V. THI CÔNG KẾT CẤU NHỊP

Phương pháp thi công: đúc hẫng cân bằng đối xứng.



V.1 NGUYÊN LÝ CỦA PHƯƠNG PHÁP THI CÔNG HÃNG

Thi công hẫng là thi công kết cấu nhịp từng đợt đối xứng qua các trụ. Các đợt đầm đ-ợc đúc theo sơ đồ nút thừa đối xứng qua trụ làm xong đợt nào căng cốt thép đợt đấy. Các đợt đúc trên dàn giáo di động đảm bảo tính toàn khối của kết cấu tốt. Việc căng cốt thép đ-ợc tiến hành rất sớm khi bê tông còn non nên dễ gây ra sự co và ảnh hưởng của từ biến co ngót khá lớn.

Công nghệ thi công hẫng có -u điểm cơ bản là ít sử dụng dàn giáo, có thể thiết kế kết cấu nhịp có chiều cao thay đổi với sơ đồ đa dạng, tiết diện có thể là hình hộp, chữ nhật...

V.2 TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH CÁNH HÃNG TRONG QUÁ TRÌNH THI CÔNG

Trong quá trình thi công đúc hẫng các khối đúc trên đỉnh trụ, tải trọng tác động lên 2 bên cánh hẫng không đ-ợc đặt đối xứng gây ra sự mất ổn định, kết cấu có xu hướng lật quanh tim trụ theo phương dọc cầu.

Chính vì thế, yêu cầu phải đảm bảo giữ ổn định cánh hẫng, chống lật cánh hẫng trong suốt quá trình thi công d-ới các tổ hợp tải trọng bất lợi có thể xảy ra.

Biện pháp thực hiện là neo tạm cánh hẫng vào thân trụ đã thi công bằng các PC bar, là thanh cốt thép c-ờng độ cao, đã đ-ợc đặt sẵn trong thân trụ. Cần phải tính toán các neo tạm này trên cơ sở cân bằng mômen tại 1 điểm do tất cả các lực tác dụng lên cánh hẫng. Điều kiện là tổng mômen giữ do thanh neo phải lớn hơn tổng mômen lật do tải trọng gây ra.

Khi thi công đợt K0 trên trụ, đồng thời thi công neo tạm cánh hẫng vào trụ. Các neo tạm đ-ợc cắt bỏ sau khi thi công xong nhịp.

Tình huống tính toán ổn định cánh hẫng trong quá trình thi công là khi đúc đợt hẫng cuối cùng K8, xe đúc, ván khuôn, khối bê tông - ốt K8 của một bên cánh hẫng bị rơi.

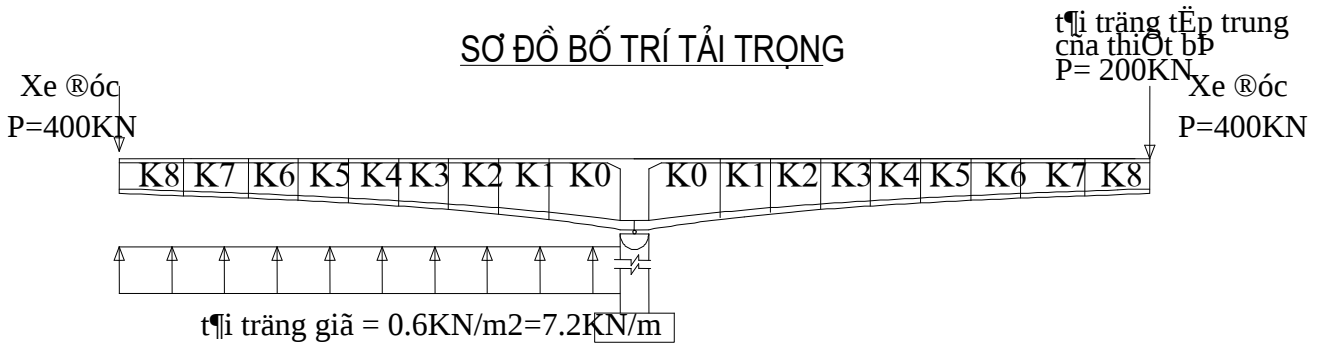
Các tải trọng đặt không cân bằng trên cánh hẫng.

+ Tải trọng xe đúc đặt 1 bên cánh hẫng $P1 = 600\text{KN}$.

+ Tải trọng do thiết bị $P2 = 200\text{KN}$ đặt tại đầu cánh hẫng.

+ Tải trọng gió thốc 1 bên cánh hẫng bị rơi xe đúc, lấy trị số 0.6KN/m^2 , với bề rộng cầu 12.0m tải trọng gió thốc phân bố trên mét dài cầu 7.2KN/m .

Tất cả các tải trọng tác dụng thẳng đứng cân bằng lên 2 cánh hẫng trên trụ đ-ợc quy về lực đứng đi qua tâm trụ, các tải trọng thẳng đứng tác dụng lên 1 bên cánh hẫng đ-ợc quy về 1 lực đứng và mômen đặc tr- ng cho tải trọng lệch tâm.



Sơ đồ tính ổn định cánh hẫng trong quá trình thi công.

Bảng các thành phần lực

STT	Các lực gây lật	Kí hiệu	Lực đứng P_z (KN)	Cánh tay đòn x(m)	Mômen M_x (KNm)
1	Tải trọng xe đúc 1 bên cánh hẫng	P1	400	36	21600
2	Lực tập trung do thiết bị	P2	200	36	7200
3	Tải trọng gió thốc 1 bên cánh hẫng	P3	-259.2	-18	4665.6
	Tổng		1059.2		33465.6
	$M_{\text{gây lật}} = M_{\text{ngoại lực}}$				33465.6

Tính toán mômen giữ ổn định $M_{\text{Chống lật}}$

Sử dụng các thanh thép c- ống độ cao với các đặc tr- ng nh- sau:

- + Đường kính thanh DƯL : 32 mm
- + Khối l- ợng danh định của thanh thép: 6.31 Kg/m
- + Diện tích mặt cắt danh định: 804.2mm²
- + C- ống độ chịu kéo tính toán: 1035 Mpa
- + Giới hạn bền: 120Mpa
- + Độ dẫn dài tối thiểu: 5%
- + Độ tự chùng tối đa: 1.5%

Số thanh thép dự kiến (tính cộng cho cả 2 phía): $n_{ps} = 24$

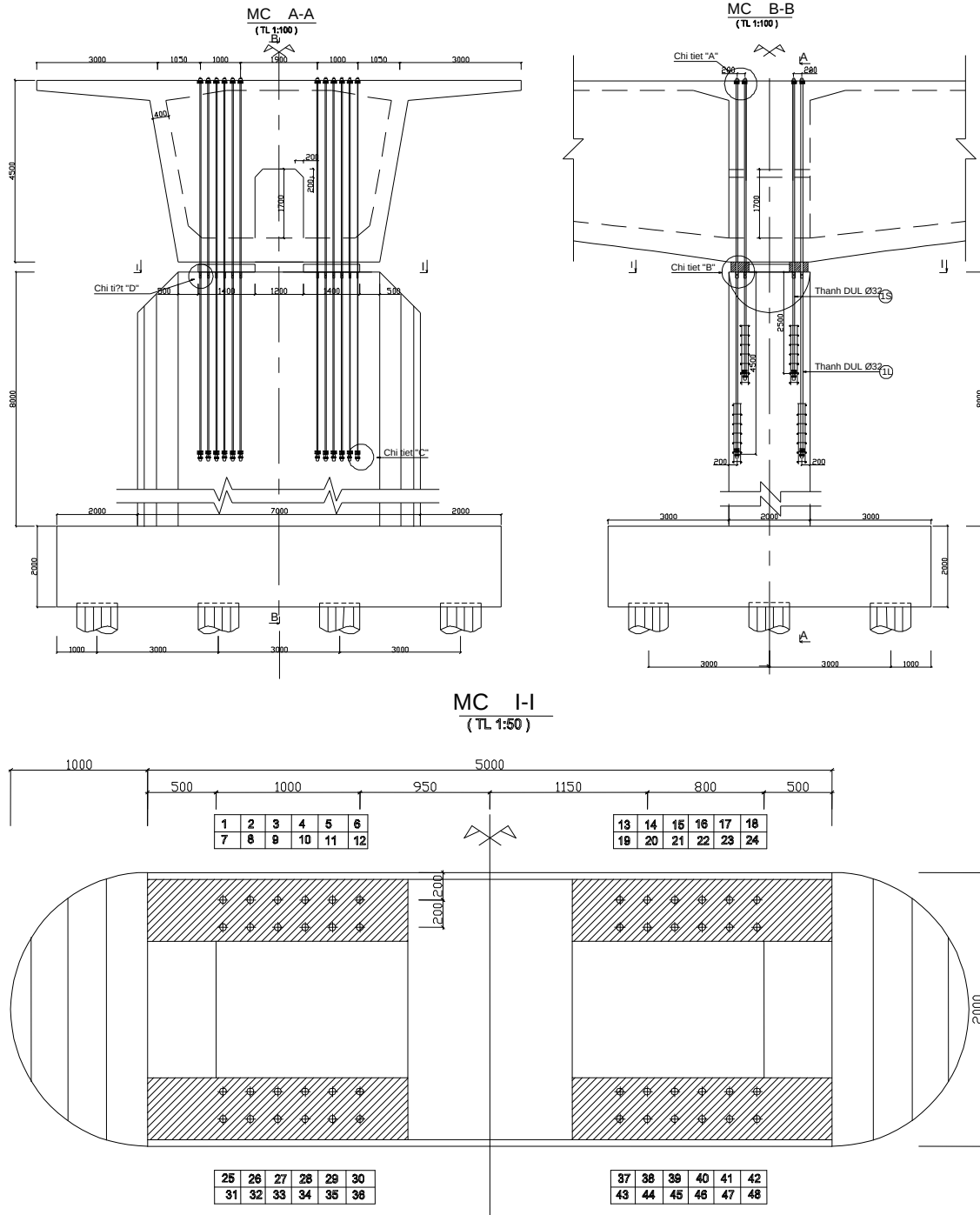
Các phụ kiện kèm theo của thanh DƯL gồm có:

- + Bản đệm neo bằng thép kích th- ớc 150×150×32 mm
- + Bộ đai ốc phẳng, đai ốc hình cầu.
- + Cút nối thanh DƯL

Khi sử dụng thanh thép DƯL cần l- u ý:

- + Không được hàn thanh DƯL hoặc để chạm mát do hàn.
- + Không đ- ợc va chạm mạnh vào thanh có thể gây nứt hoặc vỡ ren
- + Bảo quản thanh, không để bị gỉ hoặc ăn mòn.
- + Chỉ thiết kế thanh DƯL chịu kéo

Bố trí các thanh thép DƯL:



Kiểm tra khả năng giữ ổn định cánh hẫng của thanh DƯL
+ Khả năng chống lật của 1 thanh DƯL đ- ợc xác định theo công thức sau:

$$M_{\text{chống lật}} = P \times y$$

Trong đó:

P: khả năng chịu kéo của 1 thanh DƯL $\phi 32$

$$P = \frac{\pi d^2}{4} \times f = \frac{3.14 \times 0.032^2}{4} \times 1035 \times 10^3 = 832(KN)$$

y : khoảng cách từ trọng tâm các thanh thép phía bên trái trụ tới điểm lật bên phải
 $y = 2 - 0.3 = 1.7 \text{ (m)}$

+ Khả năng chống lật :

$$M_{\text{chống lật}} = 832 \times 1.7 \times 24 = 33945.6 \text{ (KN)} > M_{\text{gây lật}} = 33465.6 \text{ (KN)} \Rightarrow \text{Đạt}$$