

Phần I
THIẾT KẾ SƠ BỘ

CH- ƠNG I: GIỚI THIỆU CHUNG

I. Nghiên cứu khả thi

I.1 Giới thiệu chung:

* Cầu A là cầu bắc qua sông Mã nối liền hai huyện C và D thuộc tỉnh Thanh Hoá nằm trên tỉnh lộ X. Đây là tuyến đường huyết mạch giữa hai huyện C và D, nằm trong quy hoạch phát triển kinh tế của tỉnh Thanh Hoá. Hiện tại, các phương tiện giao thông vượt sông qua phà A nằm trên tỉnh lộ X

Để đáp ứng nhu cầu vận tải, giải tỏa ách tắc giao thông đường thủy khu vực cầu và hoàn chỉnh mạng lưới giao thông của tỉnh, cần tiến hành khảo sát và nghiên cứu xây dựng mới cầu A vượt qua sông B

I.1.1 Các căn cứ lập dự án

- Căn cứ quyết định số 1206/2004/QĐ - UB ngày 11 tháng 12 năm 2004 của UBND tỉnh E về việc phê duyệt quy hoạch phát triển mạng lưới giao thông tỉnh E giai đoạn 1999 - 2010 và định hướng đến năm 2020.
- Căn cứ văn bản số 215/UB - GTXD ngày 26 tháng 3 năm 2005 của UBND tỉnh E cho phép Sở GTVT lập Dự án đầu tư cầu A nghiên cứu đầu tư xây dựng cầu A.
- Căn cứ văn bản số 260/UB - GTXD ngày 17 tháng 4 năm 2005 của UBND tỉnh E về việc cho phép mở rộng phạm vi nghiên cứu cầu E về phía Tây sông B.
- Căn cứ văn bản số 1448/CĐS - QLĐS ngày 14 tháng 8 năm 2001 của Cục đường sông Việt Nam.

I.1.2 Phạm vi của dự án:

* Trên cơ sở quy hoạch phát triển đến năm 2020 của hai huyện C-D nói riêng và tỉnh Thanh Hoá nói chung, phạm vi nghiên cứu dự án xây dựng tuyến nối hai huyện C-D

I.2 Đặc điểm kinh tế xã hội và mạng lưới giao thông

I.2.1 Hiện trạng kinh tế xã hội tỉnh Thanh Hoá:

I.2.1.1 Về nông, lâm, ngư nghiệp

- Nông nghiệp tỉnh đã tăng với tốc độ 6% trong thời kỳ 1999-2000. Sản xuất nông nghiệp phụ thuộc chủ yếu vào trồng trọt, chiếm 70% giá trị sản lượng nông nghiệp, còn lại là chăn nuôi chiếm khoảng 30%.

Tỉnh có diện tích đất lâm nghiệp rất lớn thuận lợi cho trồng cây và chăn nuôi gia

súc, gia cầm

Với đ- ờng bờ biển kéo dài, nghề nuôi trồng và đánh bắt thủy hải sản cũng là một thể mạnh đang đ- ợc tỉnh khai thác

1.2.1.2 Về th- ơng mại, du lịch và công nghiệp

-Trong những năm qua, hoạt động th- ơng mại và du lịch bắt đầu chuyển biến tích cực. Tỉnh thanh hoá có tiềm năng du lịch rất lớn với nhiều di tích, danh lam thắng cảnh. Nếu đ- ợc đầu t- khai thác đúng mức thì sẽ trở thành nguồn lợi rất lớn. Công nghiệp của tỉnh vẫn ch- a phát triển cao. Thiết bị lạc hậu, trình độ quản lý kém không đủ sức cạnh tranh. Những năm gần đây tỉnh đã đầu t- xây dựng một số nhà máy lớn về vật liệu xây dựng, mía, đ- ờng... làm đầu tàu thúc đẩy các ngành công nghiệp khác phát triển

1.2.2 Định h- ớng phát triển các ngành kinh tế chủ yếu

1.2.2.1 Về nông, lâm, ng- nghiệp

-Về nông nghiệp: Đảm bảo tốc độ tăng tr- ởng ổn định, đặc biệt là sản xuất l- ơng thực đủ để đáp ứng nhu cầu của xã hội, tạo điều kiện tăng kim ngạch xuất khẩu. Tốc độ tăng tr- ởng nông nghiệp giai đoạn 2006-2010 là 8% và giai đoạn 2010-2020 là 10%

Về lâm nghiệp: Đẩy mạnh công tác trồng cây gây rừng nhằm khôi phục và bảo vệ môi tr- ờng sinh thái, cung cấp gỗ, củi

-Về ng- nghiệp: Đặt trọng tâm phát triển vào nuôi trồng thủy sản, đặc biệt là các loại đặc sản và khai thác biển xa

1.2.2.2 Về th- ơng mại, du lịch và công nghiệp

Tập trung phát triển một số ngành công nghiệp chủ yếu:

-Công nghiệp chế biến l- ơng thực thực phẩm, mía đ- ờng

-Công nghiệp cơ khí: sửa chữa, chế tạo máy móc thiết bị phục vụ nông nghiệp, xây dựng, sửa chữa và đóng mới tàu thuyền.

-Công nghiệp vật liệu xây dựng: sản xuất xi măng, các sản phẩm bê tông đúc sẵn, gạch bông, tấm lợp, khai thác cát sỏi

Đẩy mạnh xuất khẩu, dự báo giá trị kim ngạch của vùng là 1 triệu USD năm 2010 và 3 triệu USD năm 2020. Tốc độ tăng tr- ởng là 7% giai đoạn 2006-2010 và 8% giai đoạn 2011-2020

1.2.3 Đặc điểm mang l- ợi giao thông:

1.2.3.1 Đ- ờng bộ:

-Năm 2000 đ- ờng bộ có tổng chiều dài 1000km, trong đó có gồm đ- ờng

nhựa chiếm 45%, đường đá đỏ chiếm 35%, còn lại là đường đất 20%

Các huyện trong tỉnh đã có đường ô tô đi tới trung tâm. Mạng lưới đường phân bố tương đối đều.

Hệ thống đường bộ vành đai biên giới, đường xuyên cá và đường vành đai trong tỉnh còn thiếu, chưa liên hoàn

1.2.3.2 Đường thủy:

- Mạng lưới đường thủy của tỉnh hiện có khoảng 200 km (phần lớn là kênh mương tưới tiêu có thể đi được). Hệ thống đường sông không ngắn và dốc nên khả năng vận chuyển là khó khăn.

1.2.3.3 Đường sắt:

- Hiện tại tỉnh hiện có hệ thống vận tải đường sắt Bắc Nam chạy qua

1.2.3.4 Đường không:

- Có sân bay Việt Trì chỉ là một sân bay nhỏ, thực hiện một số chuyến bay nội địa

1.2.4 Quy hoạch phát triển cơ sở hạ tầng:

- Tỉnh lộ X nối từ huyện C qua sông B đến huyện D. Hiện tại tuyến đường này là tuyến đường huyết mạch quan trọng của tỉnh. Tuy nhiên tuyến lại đi qua trung tâm thị xã C là một điều không hợp lý. Do vậy quy hoạch sẽ nối đoạn qua thị xã C hiện nay theo vành đai thị xã.

1.2.5 Các quy hoạch khác có liên quan

- Trong định hướng phát triển không gian đến năm 2020, việc mở rộng thị xã C là tất yếu. Mở rộng các khu đô thị mới về các hướng và ra các vùng ngoại vi.

Dự báo nhu cầu giao thông vận tải do Viện chiến lược GTVT lập, tỷ lệ tăng trưởng xe như sau:

- Theo dự báo cao: Ô tô: 2005-2010: 10%
2010-2015: 9%
2015-2020: 7%
Xe máy: 3% cho các năm
Xe thô sơ: 2% cho các năm
- Theo dự báo thấp: Ô tô: 2005-2010: 8%
2010-2015: 7%
2015-2020: 5%
Xe máy: 3% cho các năm
Xe thô sơ: 2% cho các năm

1.3 đặc điểm về điều kiện tự nhiên tại vị trí xây dựng cầu:

1.3.1 Vị trí địa lý

- Cầu A v- ợt qua sông B nằm trên tuyến X đi qua hai huyện C và D thuộc tỉnh thanh hoá . Dự án đ- ợc xây dựng trên cơ sở nhu cầu thực tế là cầu nối giao thông của tỉnh với các tỉnh lân cận và là nút giao thông trọng yếu trong việc phát triển kinh tế vùng.

Địa hình tỉnh háthnh hoá hình thành 2 vùng đặc thù: vùng đồng bằng ven biển và vùng núi phía Tây. Địa hình khu vực tuyến tránh đi qua thuộc vùng đồng bằng, là khu vực đ- ờng bao thị xã C hiện tại. Tuyến cắt đi qua khu dân c- .

Lòng sông tại vị trí dự kiến xây dựng cầu t- ong đối ổn định, không có hiện tượng xói lở lòng sông

1.3.2 Điều kiện khí hậu thủy văn

1.3.2.1 Khí t- ong

▪ Về khí hậu: Tỉnh Thanh Hoá nằm trong khu vực khí hậu nhiệt đới gió mùa nên có những đặc điểm cơ bản về khí hậu nh- sau:

- Nhiệt độ bình quân hàng năm: 29°
- Nhiệt độ thấp nhất : 12°
- Nhiệt độ cao nhất: 38°

Khí hậu chia làm 2 mùa rõ rệt, mùa m- a từ tháng 10 đến tháng 12

▪ Về gió: Về mùa hè chịu ảnh h- ưởng trực tiếp của gió Tây Nam hanh và khô. Mùa đông chịu ảnh h- ưởng của gió mùa Đông Bắc kéo theo m- a và rét

1.3.2.2 Thủy văn

- Mức n- ớc cao nhất $MNCN = +4.7m$
- Mức n- ớc thấp nhất $MNTN = -1.2m$
- Mức n- ớc thông thuyền $MNTT = +0.5m$
- Khẩu độ thoát n- ớc $\sum L_0 = 240m$
- L- u l- ợng $Q = \dots\dots\dots$
- L- u tốc $v = 1.52m^3/s$

1.3.3 Điều kiện địa chất

Theo số liệu thiết kế có 4 hố khoan với đặc điểm địa chất nh- sau:

Đặc điểm địa chất	Hố khoan 1	Hố khoan 2	Hố khoan 3	Hố khoan 3
Lớp 1: Sét chảy dẻo	14	12	10	15
Lớp 2: Sét dẻo mềm	7	9	10	12
Lớp 3: Đá Granit cứng chắc	-	-	-	-

CHƯƠNG II: THIẾT KẾ CẦU VÀ TUYẾN

II. ĐỀ XUẤT CÁC PHƯƠNG ÁN CẦU

II.1. CÁC THÔNG SỐ KỸ THUẬT CƠ BẢN:

Quy mô và tiêu chuẩn kỹ thuật:

- Cầu vĩnh cửu bằng BTCT UST và BTCT thông thường
- Khổ thông thuyền ứng với sông cấp IV là: $B = 50\text{m}$, $H = 7\text{m}$
- Khổ cầu: $B = 9 + 2 \times 1 + 2 \times 0.5 + 2 \times 0.25\text{m} = 12.5\text{m}$
- 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
- Tải trọng: xe HL93 và người 300 kg/cm^2

II.2. CÁC PHƯƠNG ÁN KIẾN NGHỊ

II.2.1. LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN MÓNG

Căn cứ vào đặc điểm của các lớp địa chất được nghiên cứu, ta đề ra các phương án móng như sau:

a. Phương án móng cọc chế tạo sẵn:

➤ Ưu điểm:

- Cọc được chế tạo sẵn nên thời gian chế tạo cọc được rút ngắn, do đó thời gian thi công công trình cũng vì vậy mà giảm xuống
- Cọc được thi công trên cạn, giảm độ phức tạp trong công tác thi công, giảm sức lao động mệt nhọc
- Chất lượng chế tạo cọc được đảm bảo tốt

*Nhược điểm:

- Chiều dài cọc bị giới hạn trong khoảng từ 5-10m, do đó nếu chiều sâu chôn cọc yêu cầu lớn thì sẽ phải ghép nối các cọc với nhau. Tại các vị trí mối nối chất lượng cọc không đảm bảo, dễ bị môi trường xâm nhập
- Thời gian thi công mối nối lâu và cần phải đảm bảo độ phức tạp cao
- Vị trí cọc khó đảm bảo chính xác theo yêu cầu
- Quá trình thi công gây chấn động và ồn, ảnh hưởng đến các công trình xung quanh

b. Phương án móng cọc khoan nhồi:

➤ Ưu điểm:

- Rút bớt công đoạn đúc sẵn cọc, do đó không cần phải xây dựng bãi đúc,

- lắp dựng ván khuôn. Đặc biệt không cần đóng hạ cọc, vận chuyển cọc từ kho, x-ởng đến công tr-ờng
- Có khả năng thay đổi các kích th-ớc hình học của cọc để phù hợp với các điều kiện thực trạng của đất nền mà đ-ợc phát hiện trong quá trình thi công
 - Đ-ợc sử dụng trong mọi loại địa tầng khác nhau, dễ dàng v-ợt qua các ch-ớng ngại vật
 - Tính toàn khối cao, khả năng chịu lực lớn với các sơ đồ khác nhau: cọc ma sát, cọc chống, hoặc hỗn hợp
 - Tận dụng hết khả năng chịu lực theo vật liệu, do đó giảm đ-ợc số l-ợng cọc. Cốt thép chỉ bố trí theo yêu cầu chịu lực khi khai thác nên không cần bố trí nhiều để phục vụ quá trình thi công
 - Không gây tiếng ồn và chấn động mạnh làm ảnh h-ởng môi tr-ờng sinh hoạt chung quanh
 - Cho phép có thể trực tiếp kiểm tra các lớp địa tầng bằng mẫu đất lấy lên từ hố đào
- Nh-ợc điểm:
- Sản phẩm trong suốt quá trình thi công đều nằm sâu d-ới lòng đất, các khuyết tật dễ xảy ra không thể kiểm tra trực tiếp bằng mắt th-ờng, do vậy khó kiểm tra chất l-ợng sản phẩm
 - Th-ờng đỉnh cọc phải kết thúc trên mặt đất, khó kéo dài thân cọc lên phía trên, do đó buộc phải làm bệ móng ngập sâu d-ới mặt đất hoặc đáy sông, phải làm vòng vây cọc ván tẩm kẽm
 - Quá trình thi công cọc phụ thuộc nhiều vào thời tiết, do đó phải có các ph-ơng án khắc phục
 - Hiện tr-ờng thi công cọc dễ bị lây lội, đặc biệt là sử dụng vữa sét

Căn cứ vào -u nh-ợc điểm của từng ph-ơng án, ta thấy móng cọc khoan nhồi có nhiều đặc điểm phù hợp với công trình và khả năng của đơn vị thi công, vì vậy quyết định chọn cọc khoan nhồi cho tất cả các ph-ơng án với các yếu tố kỹ thuật chính nh- sau:

- Đ-ờng kính cọc: $D=1000\text{mm}$
- Chiều dài cọc tại mố là 25m
- Chiều dài cọc tại các vị trí trụ là 25m

Bảng tổng hợp bố trí các ph-ong án

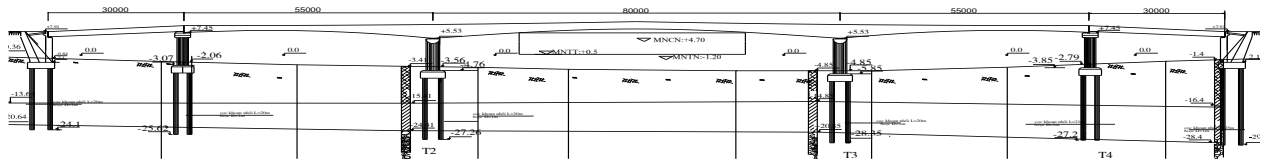
P.An	Thông thuyền (m)	Khổ cầu (m)	Sơ đồ(m)	$\sum L(m)$	Kết cấu nhịp
I	40×5	(9+2*1)	(30+55+80+55+30)	250	Cầu dầm liên tục+nhịp dẫn
II	40×5	(9+2*1)	(82+82+82)	246	Cầu dàn thép

II.2.2.LỰA CHON KẾT CẤU PHẦN TRÊN

PH-ONG ÁN I: CẦU DẦM LIÊN TỤC BÊ TÔNG CỐT THÉP DUL+NHỊP DẪN

a.Kết cấu phần trên:

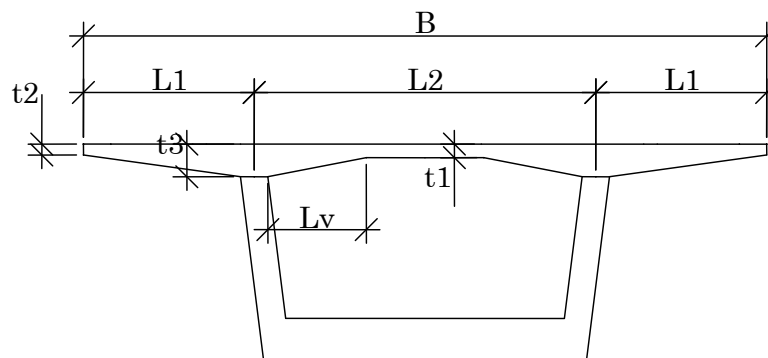
- Sơ đồ nhịp: (30 + 55 + 80 + 55 + 30)m; Tổng chiều dài cầu tính đến đuôi hai mố là 250 m



- Nhịp chính gồm 3 nhịp dầm BTCTDUL liên tục đúc hẫng có sơ đồ (55+80+55) chiều dài nhịp chính 80m.

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.

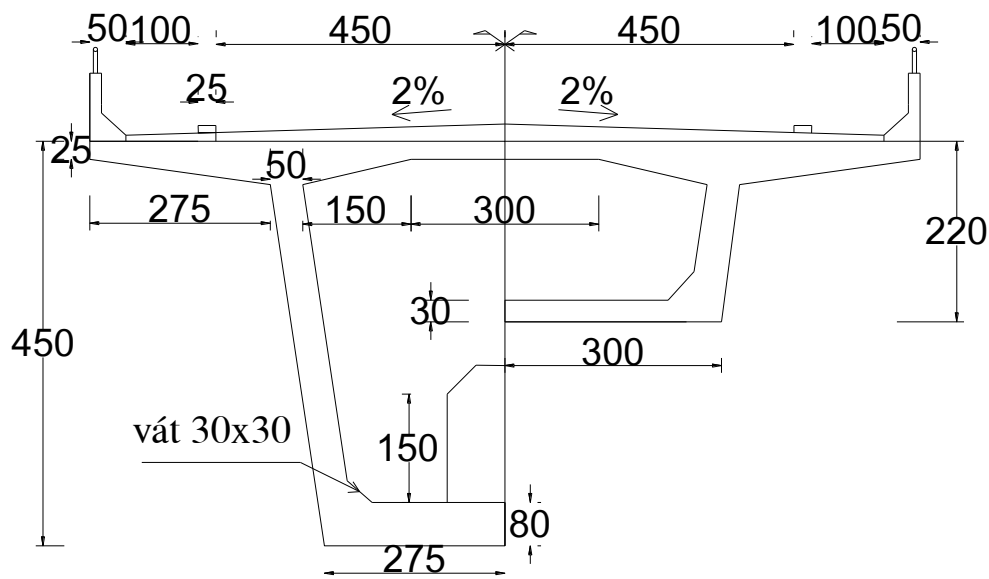


Các kích th-ớc mặt cắt ngang dầm.

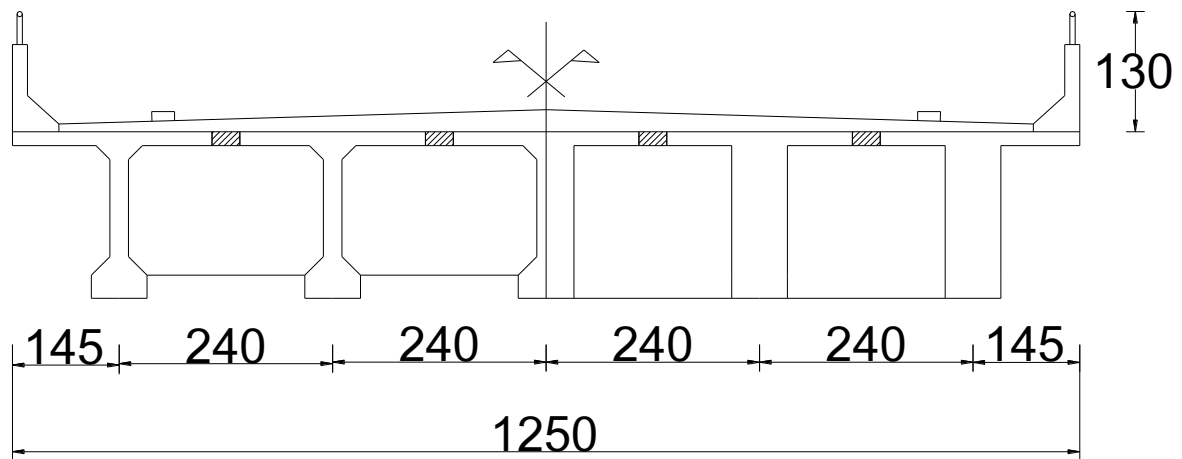
Các kích th-ớc mặt cắt ngang dầm.

- Chiều cao dầm ở vị trí trụ Hp = (1/15 - 1/ 20)L = (5.3 - 4), chọn Hp = 4.5(m).

- + Chiều cao dầm ở vị trí giữa nhịp và ở mố $h = (1/30 - 1/50)L = (2.6-1.6)$
chọn $h = 2.2\text{m}$
- + Khoảng cách tim của hai sườn dầm $L2 = (1/1,9 - 1/2)B$, trong đó $B=12.5\text{m}$ là bề rộng mặt cầu. chọn khoảng cách tim của hai sườn dầm là $L2 = 11.5/1.9 = 6.05 \text{ (m)}$. chọn $L2=6.0 \text{ m}$.
- + Chiều dài cánh hẫng $L1 = (0,45 - 0,5)L2 = (2.70- 3.0)$, chọn $L1 = 2.5\text{m}$.
- + Chiều dày tại giữa nhịp chọn $t1 = 250(\text{mm})$.
- + Chiều dày mép ngoài cánh hẫng ($t2$) chọn $t2 = 250(\text{mm})$.
- + Chiều dày tại điểm giao với sườn hộp $t3 = 600\text{mm}$
- + Chiều dài vút thường lấy $Lv = 1,5\text{m}$.
- + Chiều dày của sườn dầm chọn 500mm .
- + Bản biên d- ới ở gối 800mm .
- + Bản biên d- ới ở giữa nhịp lấy $300(\text{mm})$.
- Với kích thước đã chọn và khổ cầu ta sơ bộ chọn mặt cắt ngang kết cấu nhịp nh- hình vẽ:



- Kết cấu cầu đối xứng một bên gồm 2 cầu dẫn nhịp 30m
- Chiều rộng cánh dầm 2.3m.
- Chiều dày bản mặt cầu 20 cm.
- Chiều cao dầm 1.65 m.
- Chiều dày sườn dầm 20 cm.
- Khoảng vát 20x20 cm.



Cấu tạo trụ:

Thân trụ rộng 3m-2.5m t-ơng ứng theo ph-ơng dọc cầu và 8.0-8.5m theo ph-ơng ngang cầu và đ-ợc vuốt tròn theo đ-ờng tròn bán kính $R = 1.5 \cdot 1.25m$.

Bệ móng cao 2.5m, rộng 5.0m -5.5m 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.

3.3.2. - u nh- ợc điểm

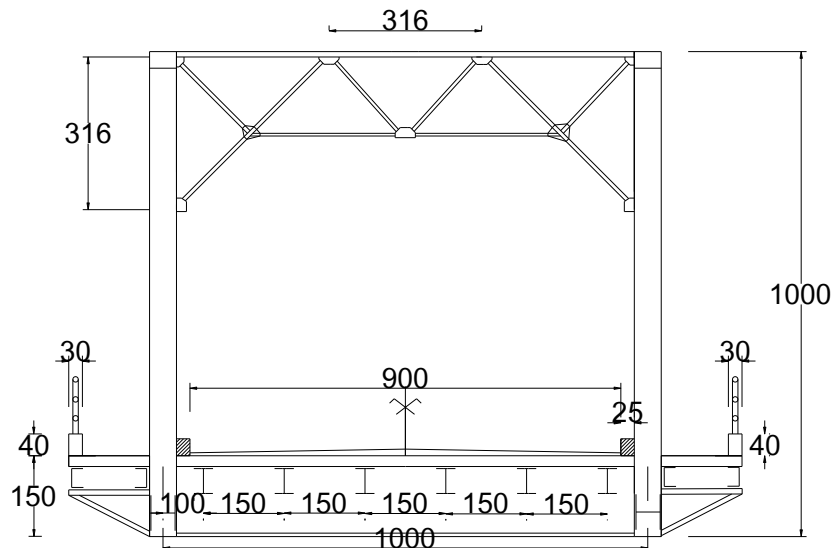
- Ưu điểm

- + Dáng cầu đẹp, phù hợp với cảnh quan kiến trúc thành phố.
- + V- ợt đ- ợc nhịp lớn.
- + Kết cấu hiện đại, có ứng dụng các tiến bộ khoa học kỹ thuật, phù hợp với công nghệ thi công hiện nay cũng nh- phù hợp với xu thế phát triển của ngành cầu, đảm bảo giao thông thủy tốt, mặt bằng cầu thông thoáng.
- + Khắc phục đ- ợc các nh- ợc 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
- + Tổng dự toán nhỏ nhất trong 3 ph- ơng án

- Nhược điểm
- + Kết cấu là hệ siêu tĩnh nên xuất hiện ứng suất phụ do lún không đều, do nhiệt độ, từ biến.

PHƯƠNG ÁN II: CẦU DÀN THÉP

Sơ đồ kết cấu: 3 x 82m. Tổng chiều dài cầu tính đến đuôi 2 mố là 254.6m



Cấu tạo dàn chủ:

- Chọn sơ đồ dàn chủ là loại dàn thuộc hệ tĩnh định, có 2 biên song song, có đường xe chạy d-ới. Từ yêu cầu thiết kế phần xe chạy 7,0m nên ta chọn khoảng cách hai tim dàn chủ là 8.0m.

Chiều cao dàn chủ: Chiều cao dàn chủ chọn sơ bộ theo kinh nghiệm với biên song song: $h = \left(\frac{1}{6} \div \frac{1}{10}\right) l_{nhịp} = \left(\frac{1}{6} \div \frac{1}{10}\right) \times 82 = (13,3 \div 8)m$ và $h > H + h_{dng} + h_{mc} + h_{cc}$

+ Chiều cao tĩnh không trong cầu : $H = 5.8 m$

+ Chiều cao dầm ngang: $h_{dng} = \left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{12}\right) B = (1,64 - 0,96)m \Rightarrow$ chọn $h_{dng} = 1,2 m$

+ Chiều dày bản mặt cầu chọn: $h_{mc} = 0,2m$

+ Chiều cao cổng cầu: $h_{cc} = 1.36m$

- Chiều cao cầu tối thiểu là: $h > 6,0 + 1,2 + 0,2 + 1,3 = 8,70m$

- Với nhịp 80m ta chia thành 10 khoang giàn

chiều dài mỗi khoang $d = (0.6 - 0.8)h = (6 - 8)m$. Chọn $d = 8 m$.

Chọn chiều cao dàn sao cho góc nghiêng của thanh dàn so với phương ngang

$\alpha = 45^\circ - 60^\circ$, Chọn $h = 10m \Rightarrow \alpha = 51^\circ$ hợp lý.

Cấu tạo hệ dầm mặt cầu:

Chọn 5 dầm dọc đặt cách nhau 1,5m. Chiều cao dầm dọc sơ bộ chọn theo kinh nghiệm :

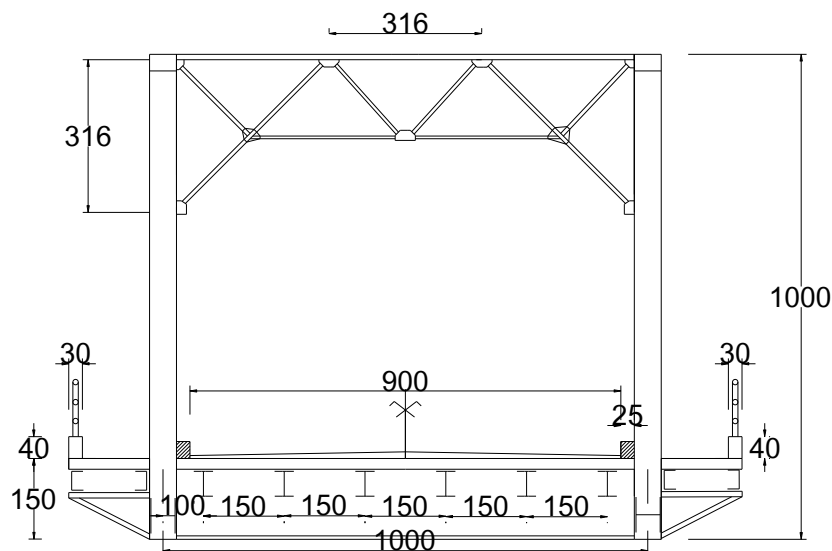
$$h_{dd} = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{15} \right) d = (0,8 - 0,53)m \Rightarrow \text{chọn } h_{dd} = 0,5m$$

Bản xe chạy kê tự do lên dầm dọc.

Đ-ờng ng-ời đi bộ bố trí ở bên ngoài dàn chủ.

Cấu tạo hệ liên kết gồm có liên kết dọc trên, dọc d-ới, hệ liên kết ngang.

Cấu tạo hệ dầm mặt cầu



- **Cấu tạo mặt cầu:**

Độ dốc ngang cầu là 2% về hai phía

- **Lớp phủ mặt cầu gồm 5 lớp:**

- Lớp phủ mặt cầu:

+ Bê tông nhựa hạt mịn 7 cm

+ Lớp bảo vệ (bê tông l-ới thép) 4 cm

+ Lớp phòng n-ớc 2 cm

+ Lớp đệm (tạo dốc 2%, tạo phẳng) 2cm

+ Chiều dày trung bình của lớp phủ mặt cầu $d_{tb} = 15$ cm và $\gamma_{tb} = 2,25T/m^3$

• Kết cấu phân trên

- Kết cấu nhịp chính : Gồm 1 nhịp chính dài 82m.với chiều cao dàn là 9m.góc

ngiêng giữa các thanh xiên là 51 .Chiều dài mỗi khoang là 8.2m

- Kết cấu cầu đối xứng hai bên.

Cấu tạo trụ:

Dùng trụ Thân cột rộng 2.0m .

Bệ móng cao 2.5m, rộng 5.8m theo ph- ơng dọc cầu, 12.5m theo ph- ơng ngang cầu .

Dùng cọc khoan nhồi D120cm.

Cấu tạo mố

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

Bệ móng mố dày 2m, rộng 6.0m, dài 11m .

Dùng cọc khoan nhồi D100cm.

●- u nh- ọc điểm

❖ - u điểm

- + Tiến độ thi công nhanh do khối l- ượng công x- ởng hoá nhiều.
- + Kết cấu cầu và công nghệ thi công hiện đại phù hợp với công nghệ thi công hiện nay, không ảnh h- ởng và phụ thuộc vào địa hình, điều kiện thông thuyền.
- + Giá thành xây dựng t- ơng đối thấp.
- + Không cần mặt bằng thi công rộng do các chi tiết hầu hết d- ọc chế tạo tại nhà máy.

❖ Nh- ọc điểm

- + Nhiều khe biến dạng, đ- ờng đàn hồi gãy khúc nên mặt cầu kém êm thuận.
- + Có nhiều trụ trên sông, hạn chế thông thoáng dòng chảy và giao thông đ- ờng thuỷ.
- + Công tác duy tu bảo d- ỡng phải th- ờng xuyên liên tục, tốn kém do khí hậu của Việt Nam có độ ẩm cao.
- + Khi thông xe gây nhiều tiếng ồn.

Chương III

TÍNH TOÁN SƠ BỘ KHỐI LƯỢNG CÁC PHẦN AN VÀ LẬP TỔNG MỨC ĐẦU TƯ

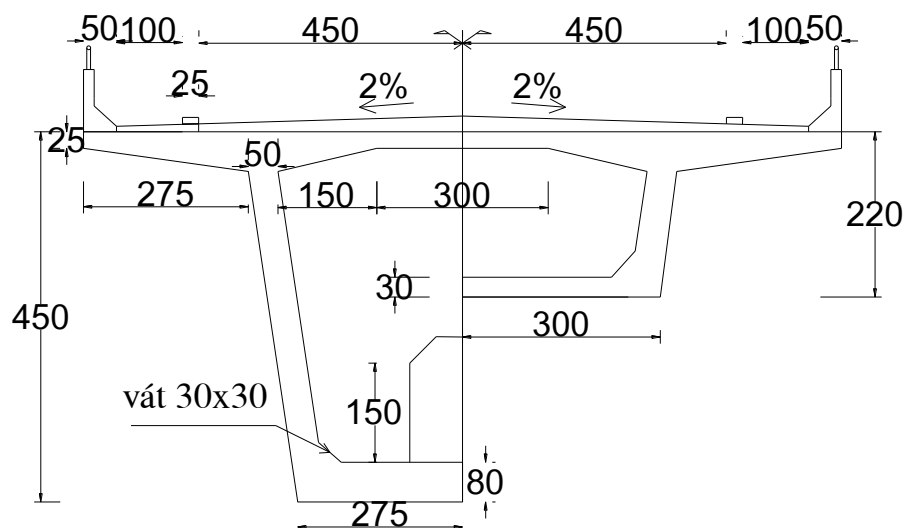
Phương án 1: Cầu dầm liên tục+nhịp đơn giản.

I. Mặt cắt ngang và sơ đồ nhịp :

- Khổ cầu: Cầu được thiết kế cho 2 làn xe và 2 làn người đi
 $K = 9 + 2 \times 1 = 11$ (m)
- Tổng bề rộng cầu kể cả lan can và giải phân cách:
 $B = 9 + 2 \times 1 + 2 \times 0.5 + 2 \times 0.25 = 12.5$ (m)
- Sơ đồ nhịp: $30 + 55 + 80 + 55 + 30 = 250$ (m)
- Tải trọng : HL93 và tải trọng người đi bộ 300 kg/m^2
- Sông cấp IV: khổ thông thuyền $B=50 \text{ m}$, $H=7 \text{ m}$
- Khẩu độ thoát nước : 240 m .

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

II.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 phương trình chiều cao dầm theo công thức:

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

Trong đó:

$H_p = 4.5m$; $h_m = 2.2m$, chiều cao dầm tại đỉnh trụ và tại giữa nhịp.

L : Phần dài của cánh hằng $L = \frac{80-2}{2} = 39m$

Thay số ta có:

$$y = \frac{4.5 - 2.2}{39^2} x^2 + 2.2 = \frac{2.3}{39^2} x^2 + 2.2$$

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

L : Chiều dài phần cánh hằng

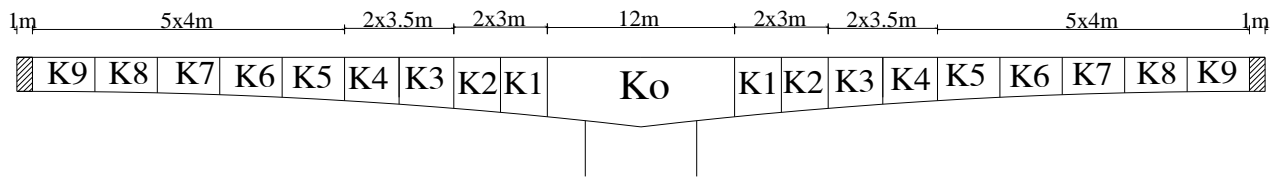
Thay số vào ta có ph- ơng trình bậc nhất: $h_x = 0,3 + \frac{0.5}{39} xL_x$

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

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 $n = 7$ đốt, chiều dài mỗi đốt 4m
- + Khối đúc trên dàn giáo dài 14m

Tên đốt	Lđốt (m)
Đốt K0	6
Đốt K1	3
Đốt K2	3
Đốt K3	3.5
Đốt K4	3.5
Đốt K5	4
Đốt K6	4
Đốt K7	4
Đốt K8	4
Đốt K9	4



Hình 4.2. Sơ đồ chia đốt dầm

- Tính chiều cao tổng đốt đáy dầm hộp biên ngoài theo đường cong có phương trình là:

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

$$a_1 = \frac{4.5 - 2.2}{39^2} = 1.51 \times 10^{-3} m \quad ,$$

Bảng 4.1

Thứ tự	Tiết diện	a_1	$b_1(m)$	$x(m)$	$h(m)$
1	S0	0.00151	2.2	39	4.50
2	S1	0.00151	2.2	33	3.84
3	S2	0.00151	2.2	30	3.56
4	S3	0.00151	2.2	27	3.30
5	S4	0.00151	2.2	23.5	3.03
6	S5	0.00151	2.2	20	2.80
7	S6	0.00151	2.2	16	2.59
8	S7	0.00151	2.2	12	2.42
9	S8	0.00151	2.2	8	2.30
10	S9	0.00151	2.2	4	2.22
11	S10	0.00151	2.2	0	2.20

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 tính toán xác định thể tích các khối đúc hẳn

Bảng 4.3

Tính khối lượng các khối đúc:

S TT	Tên đốt	Tên mặt cắt	X (m)	Chiều cao hộp (m)	Chiều dài đốt (m)	Chiều dày bản đáy (m)	Chiều rộng bản đáy (m)	Diện tích mặt cắt (m ²)	Diện tích mặt cắt tb (m ²)	Thể tích V (m ³)
1	1/2K0	S0	39.00	4.50	6	0.874	5.01	12.31	11.92	71.53
2	K1	S1	33.00	3.84	3	0.785	5.27	11.53	11.34	34.02
3	K2	S2	30.00	3.56	3	0.741	5.38	11.15	10.97	32.90
4	K3	S3	27.00	3.30	3.5	0.697	5.48	10.78	10.57	36.99
5	K4	S4	23.50	3.03	3.5	0.646	5.58	10.36	10.15	35.54
6	K5	S5	20.00	2.80	4	0.594	5.67	9.95	9.73	38.91
7	K6	S6	16.00	2.59	4	0.535	5.75	9.51	9.30	37.19
8	K7	S7	12.00	2.42	4	0.476	5.82	9.09	8.89	35.57
9	K8	S8	8.00	2.30	4	0.418	5.87	8.70	8.52	34.08
10	K9	S9	4.00	2.22	4	0.359	5.90	8.34	8.18	32.73
11	K10	S10	0.00	2.20	0	0.300	5.90	8.02	8.36	0.00
									t ổng	389.46

+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

Bảng 4.4

ST T	Khối đúc	Diện tích mặt cắt (m ²)	Chiều dài (m)	Thể tích (m ³)	Khối l- ợng (T)
1	1/2K0	11.92	6	70.23	175.58
2	K1	11.34	3	32.73	81.82
3	K2	10.97	3	31.60	79.00
4	K3	10.57	3.5	35.48	88.69
5	K4	10.15	3.5	34.03	85.06
6	K5	9.73	4	37.18	92.96
7	K6	9.30	4	35.46	88.65
8	K7	8.89	4	33.85	84.62
9	K8	8.52	4	32.36	80.89
10	K9	8.18	4	31.00	77.51
11	KN(hộp long)	8.36	2	16.53	41.34
12	KT(Đúc trên ĐG)	8.70	14	132.28	330.69
13	Tổng tính cho một nhịp biên	100.09	55	475.18	1229.30
14	Tổng tính cho một nhịp giữa	182.78	80	685.82	1797.22
15	Tổng tính cho toàn nhịp liên tục	382.96	250	1636.1	4255.81

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

$$V_1 = 1636.19\text{m}^3$$

$$\text{Khối lượng phần cầu liên tục : } G_{lt} = \frac{1636.19 \times 2.5}{55+80+55} = 22.41 \text{ (T/m)}.$$

Lực tính toán đ-ợc theo công thức:

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

Trong đó:

Q_i = tải trọng tiêu chuẩn

γ_i = hệ số tải trọng

$\eta_i = 1$ hệ số điều chỉnh

hệ số tải trọng đ- ợc lấy nh- sau:

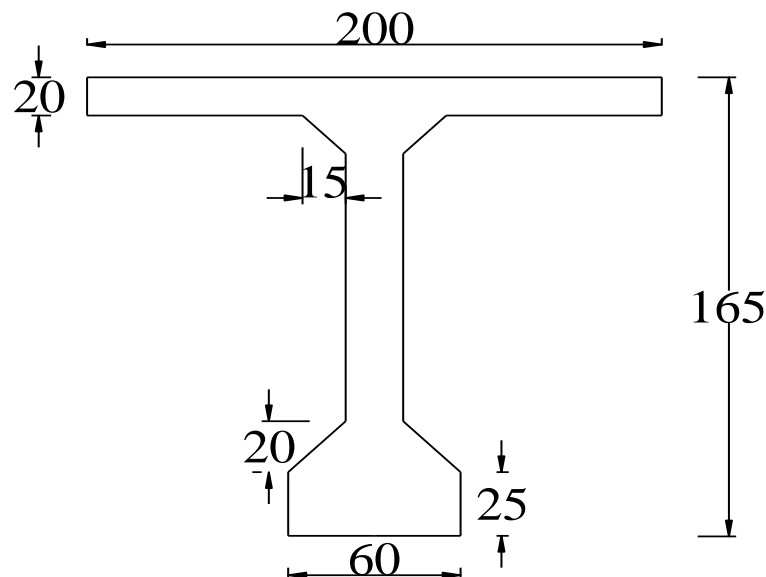
Loại tải trọng	Hệ số tải trọng	
	Lớn nhất	Nhỏ nhất
Tải trọng th- ờng xuyên		
DC:cấu kiện và các thiết bị phụ	1.25	0.90
DW: Lớp phủ mặt cầu và các tiện ích	1.5	0.65
Hoạt tải:Hệ số làn m=1, hệ số xung kích (1+IM)=1.25	1.75	1.00

-Tính tải

+Gồm trọng l- ợng bản thân mố và trọng l- ợng kết cấu nhịp

*Trọng l- ợng kết cấu nhịp dẫn:

-Do trọng l- ợng bản thân đầm dúc tr- ớc:



$$F_{1/2} = [(H - H_b) b_w + (0.6 - b_w)0.25 + (0.6 - b_w)0.2/2 + 2 \times 0.2 + 0.15 \times 0.15]$$

$$F_{1/2} = [(1.65 - 0.2)0.2 + (0.6 - 0.2)0.25 + (0.6 - 0.2)0.2/2 + 2 \times 0.2 + 0.15 \times 0.15] = 0.85 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$F_{\text{gói}} = (H - H_b)0.6 + 2H_b$$

$$= (1.65-0.2)0.6 + 20.2 = 1.21 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\begin{aligned} g_{dch} &= [F_{1/2} (L - 2(L_1 + L_2)) + F_{gối} \times (2L_1) + (F_{1/2} + F_{gối}) \times 2L_2 / 2] \gamma_C / L \\ &= [0.85(30 - 2(2-1.5)) + 1.21 \times 3 + (0.85 + 1.21) \times 2] 2.4 / 30 \\ &= 2.42 \text{ (T/m)} \end{aligned}$$

-Do mỗi nối bản:

$$\begin{aligned} g_{mn} &= b_{mn} \times \gamma_C \times h_b \\ &= 0.3 \times 2.4 \times 0.2 = 0.144 \text{ (T/m)} \end{aligned}$$

-Do dầm ngang :

$$g_n = (H - H_b - 0.3)(s - b_w)(b_w / l_1) \gamma_C$$

Trong đó:

$$\begin{aligned} l_1 &= (L - 0.5) / n = 29.4 / 4 = 7.3 \text{ (m): Khoảng cách giữa 2 dầm ngang} \\ \Rightarrow g_n &= (1.65 - 0.2 - 0.3)(2.4 - 0.2)(0.2 / 7.3) 2.4 = 0.166 \text{ (T/m)} \end{aligned}$$

- Khối lượng lan can, sơ bộ lấy:

$$g_{lc} = 0.11 \text{ T/m}$$

- Trọng lượng của gờ chắn :

$$g_{cx} = 2 \times (0.2 + 0.3) \times 0.25 \times 2.5 = 0.625 \text{ T/m.}$$

- Trọng lượng lớp phủ mặt cầu:

Gồm 5 lớp:

Bê tông alpha: 5cm;

Lớp bảo vệ: 4cm;

Lớp phòng n-ớc: 1cm

Đệm xi măng 1cm

Lớp tạo độ dốc ngang: 1.0 – 1.2 cm

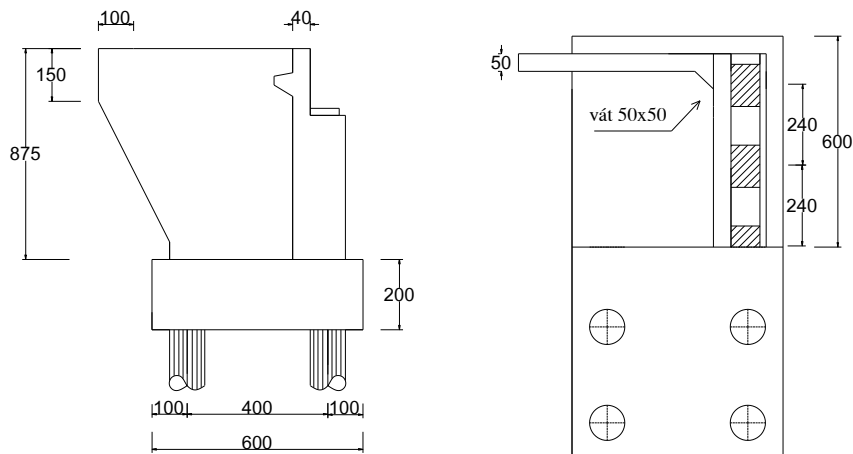
Trên 1m² của kết cấu mặt đường và phân bố hành lấy sơ bộ : $g = 0.35 \text{ T/m}^2$

$$\Rightarrow g_{lp} = 0.35 \times 10 = 3.5 \text{ T/m}$$

II.2. Tính toán khối lượng móng móng và trụ cầu:

a..Móng móng M_1, M_2 :

➤ Khối lượng móng:



- Thể tích t-ờng cánh:

Chiều dày t-ờng cánh :

$$V_{tc} = 2*(3.5*8.75+1/2*4*2.02+1.5*2.02)*0.5 = 28.07 \text{ m}^3$$

- Thể tích thân mố:

$$V_{th} = (1.5*4.3 + 0.4*1.7)*11 = 78.43\text{m}^3$$

- Thể tích bệ mố:

$$V_b = 2 \times 6 \times 12 = 132 \text{ m}^3$$

=> Khối l-ợng 01 mố cầu:

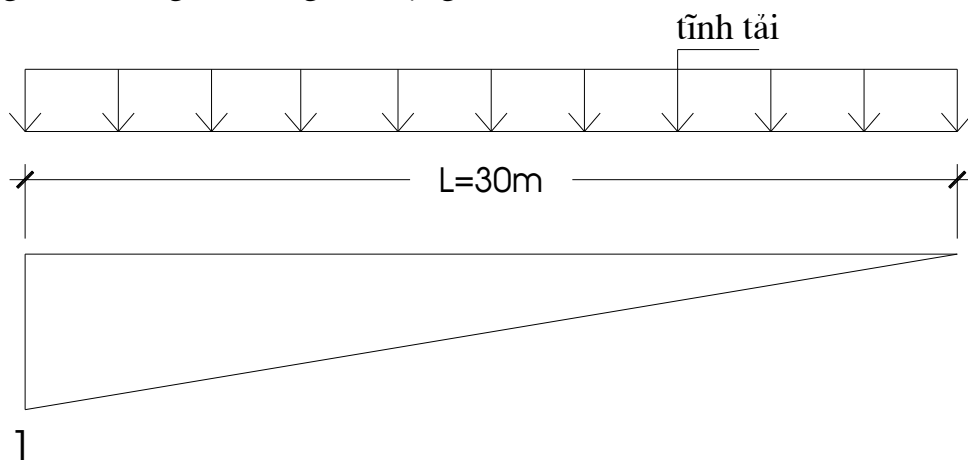
$$V_{mố} = 28.07+78.43+132=239.21 \text{ m}^3$$

=> Khối l-ợng 2 mố cầu:

$$V_{mố} = 2*239.21=478.42 \text{ m}^3$$

Xác định tải trọng tác dụng lên mố:

- Đ-ờng ảnh h-ởng tải trọng tác dụng lên mố:



Hình 2-1 Đ-ờng ảnh h-ởng áp lực lên mố

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

$$=(239.21 \times 2.5) + [(2.42 \times 5) + 1.75 + 0.233 + 0.11 + 0.625] \times 0.5 \times 30 = 820.295T$$

$$DW = g_{l\acute{o}pph\grave{u}} \times \omega = 3.5 \times 0.5 \times 30 = 52.5 T$$

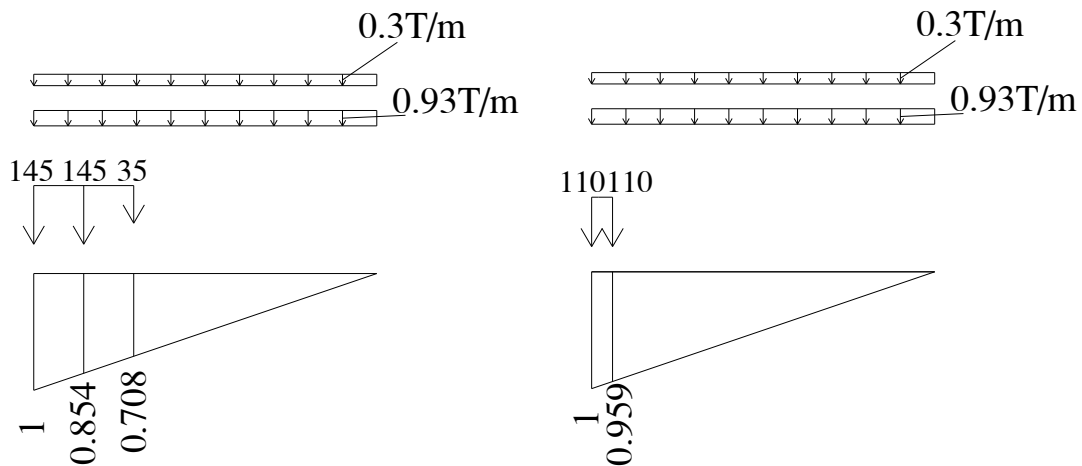
-Do hoạt tải

-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- òi) x 0.9

Tính phản lực lên mố do hoạt tải:

- + Chiều dài tính toán của nhịp $L = 30 m$
- + Đ- òng ảnh h- òng phản lực và sơ đồ xếp xe thể hiện nh- sau:



Hình 4.5. Sơ đồ xếp tải lên đ- òng ảnh h- òng 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- òi đi bộ):

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

$$PL = 2P_{ng-ò\grave{u}} \cdot \omega$$

Trong đó

n : số làn xe

m : hệ số làn xe

IM :lực xung kích của xe, khi tính mố trụ đặc thì $(1+IM/100)=1.25$

P_i : tải trọng trục xe, y_i : tung độ đ- òng ảnh h- òng

ω :diện tích đ- òng ảnh h- òng

$W_{l\acute{a}n}$, $P_{ng-ò\grave{u}}$: tải trọng làn và tải trọng ng- òi

$$W_{l\acute{a}n} = 0.93T/m, P_{ng-ò\grave{u}} = 0.3 T/m$$

$$LL_{x\grave{e}t\grave{a}i} = 2 \times 1 \times 1.25 \times (14.5 + 14.5 \times 0.854 + 3.5 \times 0.708) + 2 \times 1 \times 0.93 \times (0.5 \times 30) = 86.15T$$

$$PL=2 \times 0.3 \times (0.5 \times 30) = 8.85T$$

$$LL_{\text{xe tải 2 trục}} = 2 \times 1 \times 1.25 \times (11 \times 1 + 11 \times 0.959) + 2 \times 1 \times 0.93 \times (0.5 \times 30) = 70.533T$$

$$PL=2 \times 0.3 \times (0.5 \times 30) = 8.85T$$

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)	820.295×1.25	52.5×1.5	86.15×1.75	8.85×1.75	1026.842

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

Vì các cọc ở mố được khoan ngầm vào trong đá cho nên theo điều 10.8.3.5 – 22TCN272-05:

Để xác định sức kháng dọc trục của cọc khoan ngầm trong các hốc đá, có thể bỏ qua sức kháng mặt bên từ trầm tích đất phủ tầng trên.

Trong quy trình, không đề cập đến công thức tính toán sức kháng của cọc khoan trong đá cứng, do đó lấy công thức tính sức kháng đỡ đơn vị danh định của cọc đóng trong đá theo 10.7.3.5 – 22TCN-05.

$$Q_P = 3 \times q_u \times K_{SP} \times d.$$

Trong đó:

$$K_{SP} = \frac{3 + \frac{S_d}{D}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{t_d}{S_d}}} \quad (10.7.3.5-2), \text{ và } d = 1 + 0.4 \frac{H_s}{D_s} \leq 3.4$$

Trong đó:

q_u - là cường độ chịu nén dọc trục trung bình của lõi đá (Mpa), $q_u = 15$ Mpa.

d - hệ số chiều sâu không thứ nguyên.

K_{SP} - là hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên.

S_d - là khoảng cách các đường nứt, giả thiết lấy $S_d = 1600$ mm.

t_d - chiều rộng các đường nứt, lấy $t_d = 5$ mm.

D - đường kính cọc. $D = 1000$ mm.

H_s - chiều sâu chôn cọc trong hốc đá, trung bình lấy $H_s = 1000$ mm

D_s - đường kính hố đá. $D_s = 1300\text{mm}$.

Tính được:

$$d = 1 + \frac{1000}{1300} \times 0.4 = 1.31 < 3.4$$

$$K_{SP} = 0.312$$

$$q_p = 3 \times 15 \times 0.312 \times 1.31 = 18.39 \text{ (Mpa)}.$$

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

$$Q_r = \varphi \times Q_n = \varphi \times q_p \cdot A_s$$

Trong đó:

Q_r - sức kháng tính toán của các cọc.

φ - hs sức kháng đối với mũi cọc được quy định trong bảng 10.5.5-3, lấy $\varphi = 0.5$

A_s - diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc.

$$\text{Vậy ta có: } Q_r = 0.5 \times 18.39 \times 3.14 \times \frac{(1000)^2}{4} = 7218.075(\text{KN}).=$$

721.8075T

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

Chọn cọc khoan nhồi có đường kính cọc $D = 1.2 \text{ m}$, cọc dài 17m.

Bê tông M350 có $R_n = 155\text{kg/cm}^2 = 1.55 \text{ KN/cm}^2$.

Cốt chịu lực 18 Φ 25 AIII có $F_a = 132.54 \text{ cm}^2$, $R_a = 3600\text{kg/cm}^2 = 36\text{KN/cm}^2$.

$$P_v = \varphi \cdot (m_1 \cdot m_2 \cdot R_n \cdot F_b + R_a \cdot F_a)$$

Trong đó:

φ : hệ số uốn dọc $\varphi = 1$.

m_1 : hs điều kiện làm việc, do cọc được nhồi BT 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 bê tông.

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.

$$\Rightarrow P_v = 1 \times (1 \times 0.85 \times 0.7 \times 1.55 \times 3.14 \times \frac{(100)^2}{4} + 36 \times 132.54)$$

$$= 12011.1 \text{ (KN).}$$

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

$$[N] = \min(P_v; Q_r) = 721.8075 \text{ (T).}$$

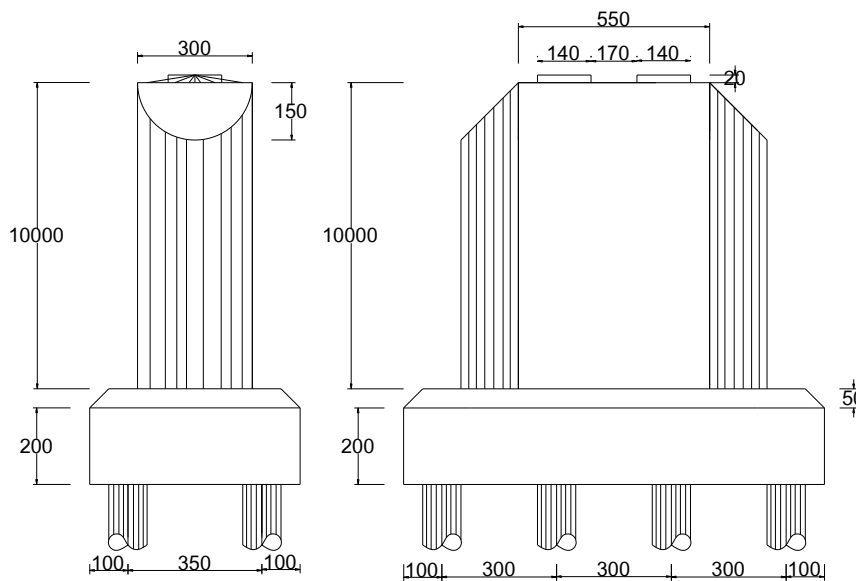
Xác định số l-ợng cọc trong mố:

Công thức tính toán:

$$n = 2.5 \times \frac{P_m}{N_c} = 2.5 \times \frac{1026.842}{721.8075} = 3.6 \text{ cọc}$$

Vậy ta chọn số l-ợng cọc trong một mố là 6 cọc (2.5 là hệ số xét đến lực ngang khi cọc làm việc)

b.Xác định Trụ T2:



1. Công tác trụ cầu

Khối l-ợng trụ cầu :

❖ Khối l-ợng trụ liên tục :

Hai trụ

➤ Khối l-ợng thân trụ :

$$\Rightarrow V_{tr2} = 11.38x(5x3 + (3.14/4)x3^2) = 177.52 \text{ m}^3$$

$$V_{tr3} = 11.3x(5x3 + (3.14/4)x3^2) = 175.52 \text{ m}^3$$

➤ Khối l-ợng móng trụ : $V_{mt} = 2x11x5.5x2.5 = 302.5 \text{ m}^3$

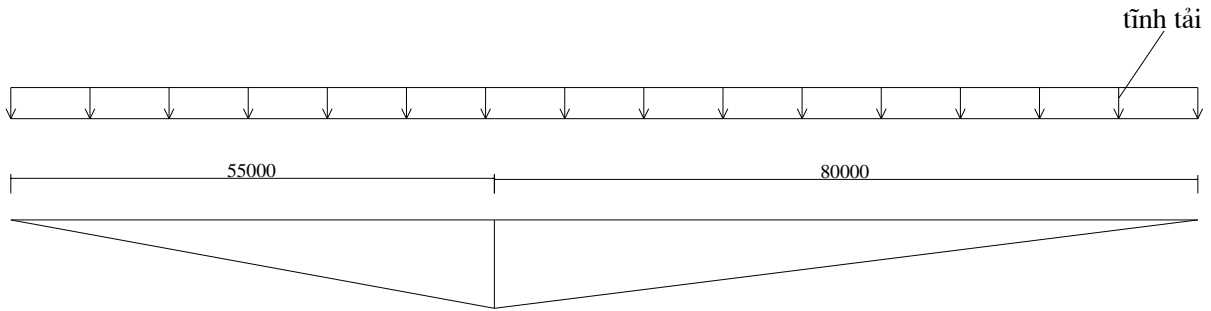
➤ Khối lượng 2 trụ : $V_{2t} = 177.52 + 175.52 + 302.5 = 655.54 \text{ m}^3$

➤ Khối lượng 1 trụ : $V_{1t} = \frac{655.54}{2} = 327.77 \text{ m}^3$

Thể tích BTCT trong công tác trụ cầu: $V = 655.54 \text{ m}^3$

2.xác định tải trọng tác dụng lên trụ T2

- Đường ảnh hưởng tải trọng tác dụng lên móng tính gần đúng :



Hình 2-3 Đường ảnh hưởng áp lực lên móng

- Diện tích đường ảnh hưởng áp lực mỗi: $w = 67.5 \text{ m}^2$

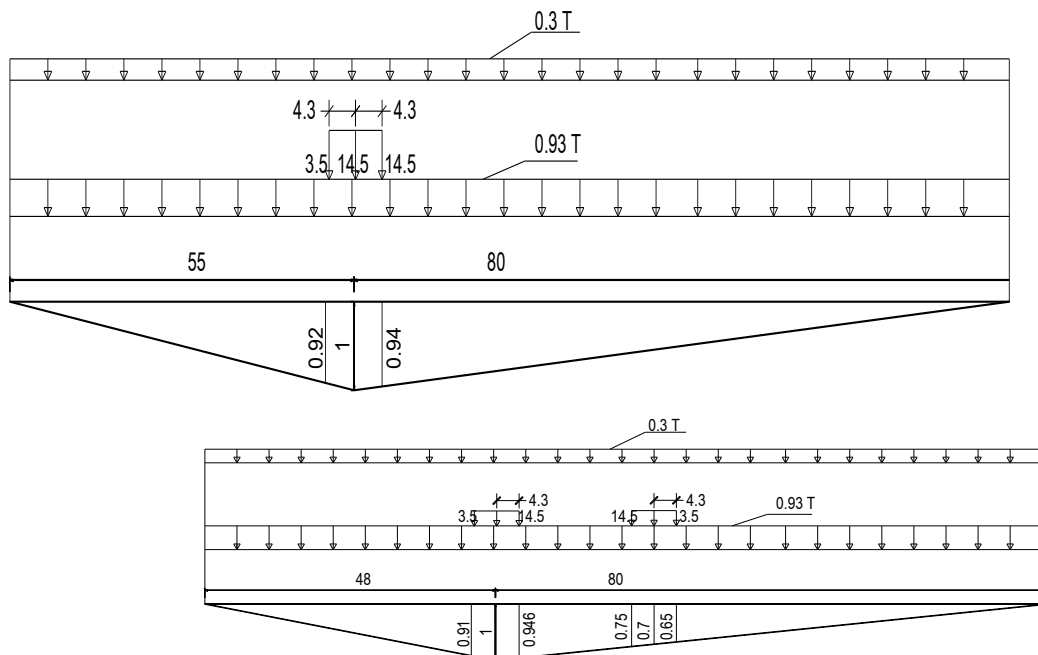
$$\begin{aligned} DC &= P_{\text{trụ}} + (G_{\text{d1}} + g_{\text{lan can}} + g_{\text{gờ chân}}) \times \omega, \\ &= (327.77 \times 2.5) + (22.41 + 0.11 + 0.625) \times 67.5 \\ &= 2381.71 \text{ T} \end{aligned}$$

$$DW = g_{\text{lốp phủ}} \times \omega = 3.5 \times 67.5 = 236.25 \text{ T}$$

➤ Do hoạt tải

+ Chiều dài tính toán của nhịp $L = 135 \text{ m}$

+ Đường ảnh hưởng phản lực tính gần đúng có sơ đồ xếp xe thể hiện như sau:



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

$$PL = 2P_{ng-òì}.\omega$$

Trong đó

n: số làn xe, n=2

m: hệ số làn xe, m=1;

IM: lực xung kích của xe, khi tính mô trự đặc thì $(1+IM/100)=1.25$

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

ω : diện tích đ-ờng ảnh h-ởng

$W_{làn}$, $P_{ng-òì}$: tải trọng làn và tải trọng ng-òì

$$W_{làn} = 0.93T/m, P_{ng-òì} = 0.3T/m$$

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

$$LL_{xet\grave{a}i} = 2 \times 1 \times 1.25 \times (14.5 + 14.5 \times 0.92 + 3.5 \times 0.94)$$

$$+ 2 \times 1 \times 0.93 \times 67.5 = \mathbf{187.81 T}$$

$$PL = 2 \times 0.3 \times 67.5 = 40.5T$$

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

$$LL_{xe\grave{t}\grave{a}i\ 2\ trục} = 2 \times 1 \times 1.25 \times (11 + 11 \times 0.97) + 2 \times 1 \times 0.93 \times 67.5 = \mathbf{168.89T}$$

$$PL = 2 \times 0.3 \times 67.5 = 40.5T$$

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

$$LL_{xet\grave{a}i} = (2 \times 1 \times 1.25 \times (14.5 + 14.5 \times 0.92 + 3.5 \times 0.94 + 14.5 \times 0.75 + 14.5 \times 0.7$$

$$+ 3.5 \times 0.65) + 2 \times 1 \times 0.93 \times 67.5) \times 0.9 = \mathbf{210.969T}$$

$$PL = 2 \times 0.3 \times 67.5 = 40.5T$$

Vậy tổ hợp HL3 đ-ợc chọn làm thiết kế

Tổng tải trọng tính đ-ới đáy đài là

Nội lực	Nguyên nhân				Trạng thái giới hạn
	DC ($\gamma_D=1.25$)	DW ($\gamma_W=1.5$)	LL ($\gamma_{LL}=1.75$)	PL ($\gamma_{PL}=1.75$)	C-ờng độ I
P(T)	2381.71x1.25	236.25x1.5	210.969 x1.75	40.5x1.75	3771.58

c. Tính số cọc cho móng trự, mố:

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

Vì các cọc ở mố đợc khoan ngầm vào trong đá cho nên theo điều

10.8.3.5 – 22TCN272-05:

Để xác định sức kháng dọc trục của cọc khoan ngầm trong các hốc đá, có thể bỏ qua sức kháng mặt bên từ trầm tích đất phủ tầng trên.

Trong quy trình, không đề cập đến công thức tính toán sức kháng của cọc khoan trong đá cứng, do đó lấy công thức tính sức kháng đỡ đơn vị danh định của cọc đóng trong đá theo 10.7.3.5 – 22TCN-05.

$$Q_P = 3 \times q_u \times K_{SP} \times d.$$

Trong đó:

$$K_{SP} = \frac{3 + \frac{S_d}{D}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{t_d}{S_d}}} \quad (10.7.3.5-2), \text{ và } d = 1 + 0.4 \frac{H_s}{D_s} \leq 3.4$$

Trong đó:

q_u - là cường độ chịu nén dọc trục trung bình của lõi đá (Mpa), $q_u = 15$ Mpa.

d - hệ số chiều sâu không thứ nguyên.

K_{SP} - là hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên.

S_d - là khoảng cách các đường nứt, giả thiết lấy $S_d = 1600$ mm.

t_d - chiều rộng các đường nứt, lấy $t_d = 5$ mm.

D - đường kính cọc. $D = 1000$ mm.

H_s - chiều sâu chôn cọc trong hố đá, trung bình lấy $H_s = 1000$ mm

D_s - đường kính hố đá. $D_s = 1300$ mm.

Tính được:

$$d = 1 + \frac{1000}{1300} \times 0.4 = 1.31 < 3.4$$

$$K_{SP} = 0.312$$

$$q_P = 3 \times 15 \times 0.312 \times 1.31 = 18.39 \text{ (Mpa)}.$$

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

$$Q_r = \varphi \times Q_n = \varphi \times q_P \cdot A_s$$

Trong đó:

Q_r - sức kháng tính toán của các cọc.

φ - hs sức kháng đối với mũi cọc được quy định trong bảng 10.5.5-3,

lấy $\varphi = 0.5$

A_s - diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc.

$$\text{Vậy ta có: } Q_r = 0.5 \times 18.39 \times 3.14 \times \frac{(1000)^2}{4} = 7218.075(\text{KN}).=$$

721.8075T

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

Chọn cọc khoan nhồi có đường kính cọc $D = 1.2 \text{ m}$, cọc dài 17m.

Bê tông M350 có $R_n = 155\text{kg/cm}^2 = 1.55 \text{ KN/cm}^2$.

Cốt chịu lực $18\Phi 25 \text{ AIII}$ có $F_a = 132.54 \text{ cm}^2$, $R_a = 3600\text{kg/cm}^2 = 36\text{KN/cm}^2$.

$$P_v = \varphi \cdot (m_1 \cdot m_2 \cdot R_n \cdot F_b + R_a \cdot F_a)$$

Trong đó:

φ : hệ số uốn dọc uốn dọc $\varphi = 1$.

m_1 : hs điều kiện làm việc, do cọc được nhồi BT 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 bê tông.

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.

$$\begin{aligned} \Rightarrow P_v &= 1 \times (1 \times 0.85 \times 0.7 \times 1.55 \times 3.14 \times \frac{(100)^2}{4} + 36 \times 132.54) \\ &= 12011.1 \text{ (KN)}. \end{aligned}$$

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

$$[N] = \min(P_v; Q_r) = 721.8075 \text{ (T)}.$$

Xác định số l-ợng cọc trong mố:

Công thức tính toán:

$$n = 1.5 \times \frac{P_m}{N_c} = 1.5 \times \frac{3771.58}{721.8075} = 7,8 \text{ cọc}$$

Vậy ta chọn số l-ợng cọc trong một mố là 8 cọc (1.5 là hệ số xét đến lực ngang khi cọc làm việc)

III. Biện pháp thi công:

III.1. Phương án cầu liên tục:

a. Thi công móng cầu

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 móng.
- dùng máy ủi ,kết hợp thủ công san ủi mặt bằng.

B- ớc 2 : Khoan tạo lỗ

- đưa 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- ớc 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- ớc 4:

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

B- ớc 5 :

- đào đất hố móng.

B- ớc 6 :

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

B- ớc 7 :

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

B- ớc 8 :

- Lắp dựng đà giáo ván khuôn ,cốt thép thân móng.
- đổ bê tông thân móng.
- Lắp dựng đà giáo ván khuôn ,cốt thép tầng thân ,tầng cánh móng.
- Tháo dỡ ván khuôn đà giáo.

- Hoàn thiện mố sau khi thi công xong kết cấu nhịp.

b.Thi công trụ

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

- 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 tháp cầu

- Chế tạo, lắp dựng đà giáo ván khuôn thân tháp lên trên bệ trụ
- Lắp đặt cốt thép thân tháp, đổ bê tông thân tháp từng đợt một. Bê tông đ- ợc cung cấp bằng cầu tháp và máy bơm
- Thi công thân tháp bằng ván khuôn leo từng đốt một
- Dầm ngang thi công bằng đà giáo ván khuôn cố định

B- ớc 6 : Hoàn thiện

- Tháo dỡ toàn bộ hệ đà giáo phụ trợ
- Tháo dỡ cầu tháp
- Hoàn thiện tháp

c.Thi công kết cấu nhịp

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 T1-T2 và T3-T4

Trình tự nh- trên

B- ớc 5 : Hợp long nhịp chính

Trình tự nh- trên

Hoàn thiện cầu

Lập tổng mức đầu t-
Bảng thông kê vật liệu ph- ong án cầu liên tục+nhip đơn giản

TT	Hạng mục	Đơn vị	Khối lượng	Đơn giá (đ)	Thành tiền (đ)
	Tổng mức đầu t	đ	(A+B+C+D)		67,873,425,619.60
	Đơn giá trên 1m ² mặt cầu	đ			23,523,463.573
A	Giá trị dự toán xây lắp	đ	AI+AII		57519852220.00
AI	Giá trị xây lắp chính	đ	I+II+III		50,017,262,800.00
I	Kết cấu phần trên	đ			33,276,916,800
1	BTCTĐƯL nhip giản đơn	m ³	363.00	15,000,000	5,445,000,000
2	BTCTĐƯL 3 nhip liền tục	m ³	1636.19	15,000,000	24,542,850,000.00
3	Bê tông át phan mặt cầu	m ³	385.00	2,200,000	847,000,000.00
4	Bê tông lan can	m ³	89.00	23,000,000	2,047,000,000.00
5	Gối dầm liên tục	Bộ	24.00	5,000,000	120,000,000.00
6	Khe co giãn loại 5 cm	m	25.00	3,000,000	75,000,000.00
7	Lớp phòng nóc	m ²	2.64	120,000	316,800.00
8	ống thoát nóc	ống	25.00	150,000	3,750,000.00
9	Đèn chiếu sáng	Cột	14.00	14,000,000	196,000,000.00
II	Kết cấu phần dới	đ			16,364,400,000.00
1	Bê tông mố	m ³	478.00	2,000,000	956,000,000.00
2	Bê tông trụ	m ³	1028.00	2,000,000	2,056,000,000.00
3	Cốt thép mố	T	90.20	15,000,000	1,353,000,000.00
4	Cốt thép trụ	T	100.20	15,000,000	1,503,000,000.00
5	Cọc khoan nhồi D = 1.0m	m	914.00	8,500,000	7,769,000,000.00
6	Công trình phụ trợ	%	20.00	5,868,000,000	2,727,400,000.00
III	Đờng hai đầu cầu				375,946,000.00
1	Đắp đất	m ³	1928.00	62000	119,536,000.00
2	Móng + mặt đờng	m ²	693.00	370000	256,410,000.00
AII	Giá trị xây lắp khác	%	15.00	AI	7,502,589,420.00
B	Chi phí khác	%	10.00	A	5,751,985,222.00
C	Trợt giá	%	3.00	A	1,725,595,566.60
D	Dự phòng	%	5.00	A+B	2,875,992,611.00

PH- ƠNG ÁN 2: CẦU GIÀN THÉP.

I. Mặt cắt ngang và sơ đồ nhịp:

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

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

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

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

- Sơ đồ nhịp: $82 + 82 + 82 = 246 \text{ (m)}$

- khổ thông thuyền : $B = 50 \text{ m}$, $H = 7 \text{ m}$ (khổ thông thuyền cấp 3).

II. Tính toán sơ bộ khối l- ợng ph- ơng án kết cấu nhịp:

1. Ph- ơng án kết cấu:

+ Cấu tạo dàn chủ:

- Chọn sơ đồ dàn chủ là loại dàn thuộc hệ tĩnh định, có 2 biên song song, có đ- ờng xe chạy d- ới. Từ yêu cầu thiết kế phần xe chạy 7.5m nên ta chọn khoảng cách hai tim dàn chủ là 9m.

+ Chiều cao dàn chủ: Chiều cao dàn chủ chọn sơ bộ theo kinh nghiệm với biên song song:

$$h = \left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{10} \right) l_{nhbp} = \left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{10} \right) 82 = (11.7 - 8.2) \text{ m} \text{ và } h > H + h_{dng} + h_{mc} + h_{cc}$$

+ Chiều cao tĩnh không trong cầu : $H = 5 \text{ m}$

+ Chiều cao dầm ngang:

$$h_{dng} = \left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{12} \right) B = (1.64 - 0.95) \text{ m} \Rightarrow \text{chọn } h_{dng} = 1.2 \text{ m}$$

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

+ Chiều cao cổng cầu:

$$h_{cc} = (0.15 \div 0.3) B = 1.725 - 3.45 \text{ m. Chọn } h_{cc} = 1.8 \text{ m}$$

* Chiều cao cầu tối thiểu là: $h > 4.5 + 1.2 + 0.2 + 1.8 = 7.7 \text{ m}$

* Với nhịp 82m ta chia thành 10 khoang giàn, chiều dài mỗi khoang $d = 8.2 \text{ m}$

+ Chọn chiều cao dàn sao cho góc nghiêng của thanh dàn so với ph- ơng ngang $\alpha = 45^\circ - 60^\circ$, hợp lý nhất $\alpha = 50^\circ - 53^\circ$.

+ Chọn $h = 9 \text{ m} \Rightarrow \alpha = 50^\circ$ hợp lý.

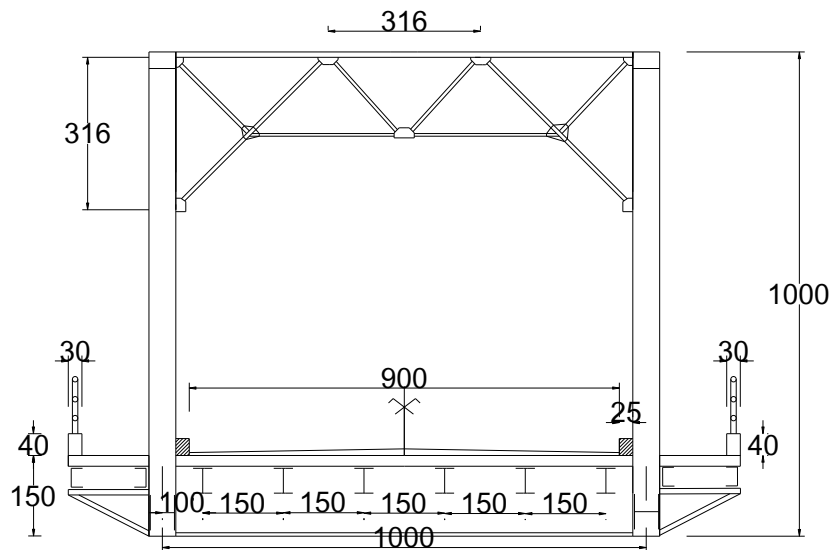
▪ ***Cấu tạo hệ dầm mặt cầu:***

+ Chọn 5 dầm dọc đặt cách nhau 1.5m.

+ Chiều cao dầm dọc sơ bộ chọn theo kinh nghiệm :

$$h_{dng} = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{15} \right) d = 0.82 - 0.54m \Rightarrow \text{chọn } h_{dng} = 0.5m$$

- +Bản xe chạy kê tự do lên dầm dọc.
- +Đ- ờng ng- ời đi bộ bố trí ở bên ngoài dầm chủ.
- +Cấu tạo hệ liên kết gồm có :
 - liên kết dọc trên
 - liên kết dọc d- ới
 - hệ liên kết ngang



Hình 1: Cấu tạo hệ dầm mặt cầu

▪ **Cấu tạo mặt cầu:**

- Độ dốc ngang cầu là 2% về hai phía
- Lớp phủ mặt cầu gồm 5 lớp:
 - +Lớp bê tông atfan: 5cm.
 - +Lớp bảo vệ : 4cm
 - +Lớp phòng n- ớc : 1cm
 - +Đệm xi măng : 1cm
 - +Lớp tạo độ dốc ngang : 1.0 – 1.2 cm

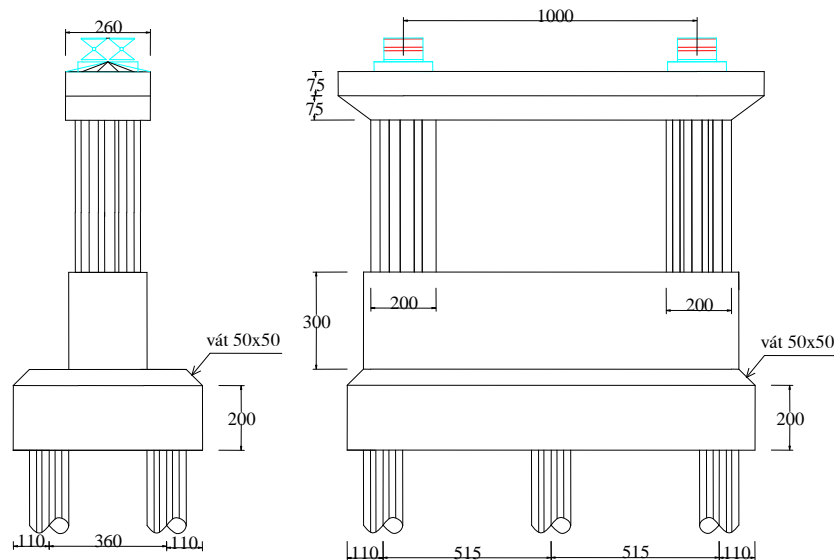
▪ **Cấu tạo trụ:**

- +Thân trụ gồm 2 cột trụ tròn đ- ờng kính 200cm cách nhau theo ph- ơng ngang cầu là 9m
- +Bệ móng cao 2.5m, rộng 12.5m theo ph- ơng ngang cầu, 5.8m theo ph- ơng

đọc cầu và đặt d-ới lớp đất phủ (dự đoán là đ-ờng xói chung)

+Dùng cọc khoan nhồi D120cm, mũi cọc đặt vào lớp đá cứng chắc, chiều dài cọc là 19m

Kích th-ớc sơ bộ trụ cầu nh- hình vẽ



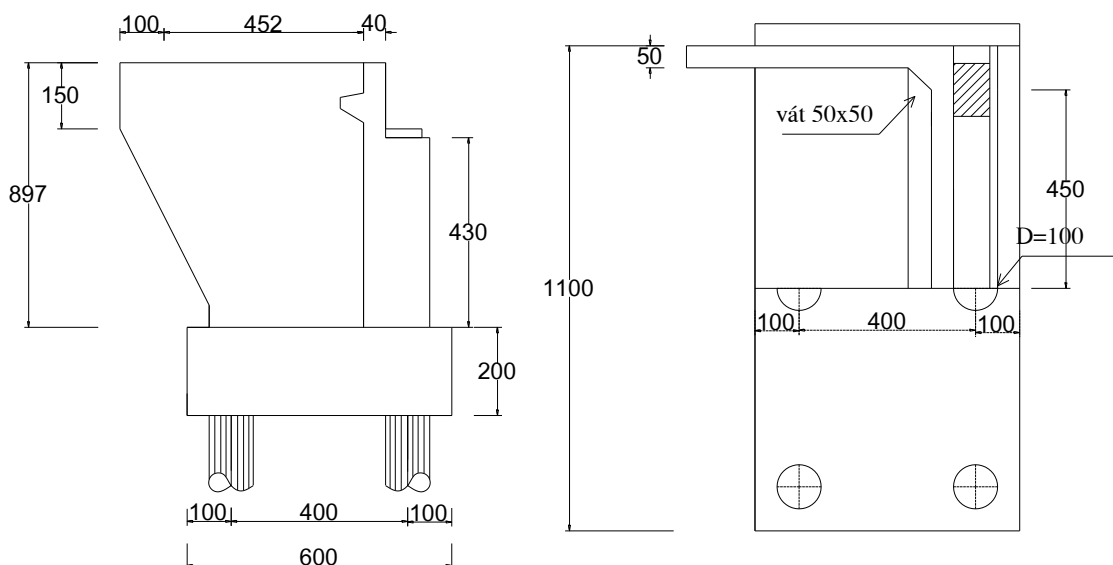
Cấu tạo móng:

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

+Bệ móng móng dày 2 m, rộng 6m theo ph-ương dọc cầu, rộng 11m theo ph-ương ngang cầu ,đ-ợc đặt d-ới lớp đất phủ

+Dùng cọc khoan nhồi D100cm, mũi cọc đặt vào lớp đá cứng chắc, chiều dài cọc là 20

Kích th-ớc sơ bộ móng cầu nh- hình vẽ



2.Tính toán khối lượng công tác :

2.1.Sơ bộ khối lượng công tác

2.1.1.Hoạt tải HL93 và người:

Tải trọng tổng hợp của tất cả các loại hoạt tải bao gồm ô tô HL93 và người được tính theo công thức:

$$k_0 = m \left(1 + \frac{IM}{100} \right) \cdot q_{ll} \cdot \eta_{ll} + m \cdot \eta_{lan} \cdot q_{lan} + m \cdot \eta_{ng} q_{ng}$$

Trong đó:

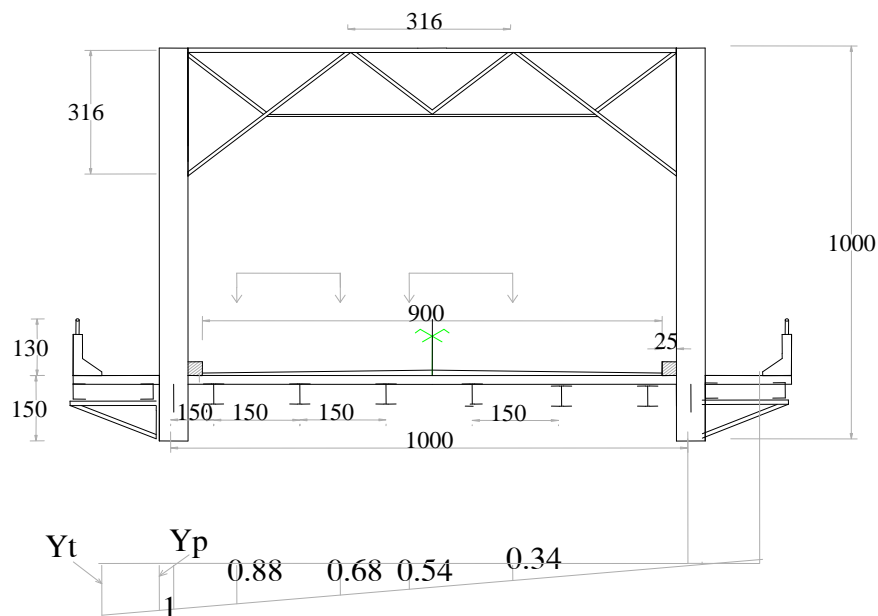
IM: lực xung kích tính theo phần trăm; IM=25%

m: hệ số làn xe, vì có 2 làn nên m=1.

η_{HL93} , η_{ng} : hệ số phân phối ngang xe HL93, làn, người đi bộ

q_{HL93} , q_{ng} : tải trọng tổng hợp của xe 3 trục, , tải trọng người;

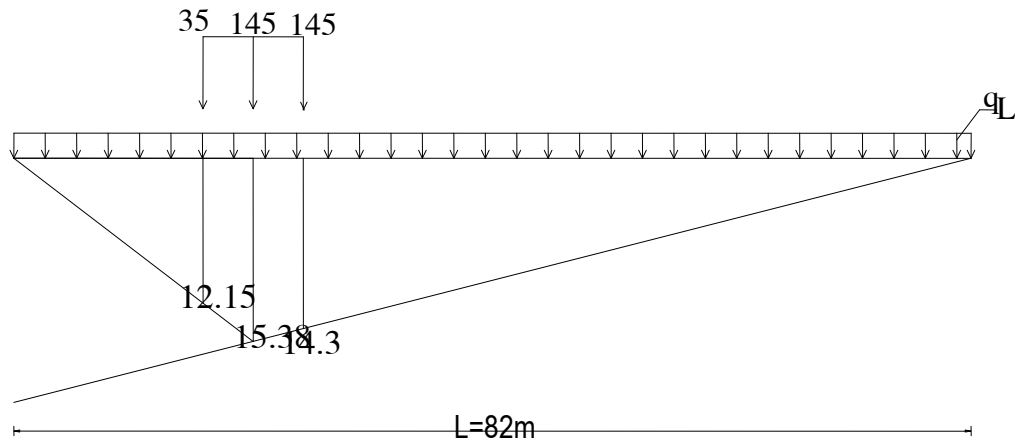
$q_{HL93}=0,93$ T/m, $m_{ng}=0.3$ T/m



($Y_t = 1.14$; $Y_p = 1.03$)

$$\begin{aligned} \eta_{HL93} &= 0.5(y_1 + y_2 + y_3 + y_4) \\ &= 0.5(0.88 + 0.68 + 0.54 + 0.34) = 1.22 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \eta_{ng} &= \eta_{ng} = (y_p + y_r) \times 1 \\ &= (1.14 + 1.03) \times 1 = 1.62 \end{aligned}$$



$$q_{hl93} \cdot x\omega = 35 \times 12.15 + 14.5 \times 15.38 + 145 \times 14.3 = 449.23$$

$$q_{hl93} = 449.23 / \omega$$

$$= 449.23 / (82 \times 15.38) \times 0.5$$

$$= 0.71 \text{ T/m}$$

Vậy ta có:

$$k_0 = 1 \times 1.25 \times 0.71 \times 1.22 + 0.93 \times 0.71 + 1.62 \times 0.3$$

$$= 2.29 \text{ T/m}$$

2.1.2. Tính tải g_1 và g_2

-Vật liệu:

- +Bê tông cấp 30 có $f_c' = 300 \text{ kg/cm}^2$
- +Cốt thép chịu lực AII có $R_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$
- +C-ờng độ tính toán khi chịu lực dọc $R_0 = 2700 \text{ Kg/cm}^2$.
- +C-ờng độ tính toán khi chịu uốn $R_u = 2800 \text{ Kg/cm}^2$.

-Trọng l-ợng lớp phủ mặt cầu gồm 5 lớp:

- +Bê tông alpha: 5cm
- +Lớp bảo vệ : 4cm
- +Lớp phòng n-ớc: 1cm
- +Đệm xi măng: 1cm
- +Lớp tạo độ dốc ngang: 1.0 - 12 cm) trên 1 m^2 của kết cấu mặt đ-ờng

-phân bố hành lấy sơ bộ nh- sau:

$$g = 0.35 \text{ T/m}^2 \Rightarrow g_{lp} = 0.35 \times 12 = 4.2 \text{ T/m}$$

-Trọng l-ợng bản BTCT mặt cầu:

$$g_{mc} = 2.5(0.2 \times 8 + 0.15 \times 2) = 4.75 \text{ T/m}.$$

-Trọng l-ợng của gờ chắn :

$$g_{cx} = 2(0.2+0.3) \times 0.25 \times 2.5 = 0.625 \text{ T/m.}$$

-Trọng lượng hệ dầm mặt cầu trên 1m^2 mặt bằng giữa hai tim giàn (khi có dầm ngang và dầm dọc hệ mặt cầu) lấy sơ bộ là 0.1 T/m^2

$$\Rightarrow g_{dmc} = 0.1 \times 9 = 0.9 \text{ T/m.}$$

-Trọng lượng của lan can :

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

$$\text{Thể tích lan can: } V_{lc} = 2 \times 0.24024 \times 240 = 115.315 \text{ (m}^3\text{)}$$

Cốt thép lan can : $m_l c = 0,15 \times 115.315 = 17.29 \text{ T}$ (hàm lượng cốt thép trong lan can và gờ chắn bánh lấy bằng 150 kg/m^3)

-Trọng lượng của giàn (tĩnh tải + hoạt tải) xác định theo công thức N.K.Ktoreletski

$$g_d = \frac{n_h \times a \times k_0 + n_1 g_{mc} + n_2 g_{dmc} \bar{b}}{\frac{R}{\gamma} - n_2 \times 1 + \alpha \bar{b} \times l} \times l$$

Trong đó:

+ l: nhịp tính toán của giàn lấy bằng 82 m .

+ $n_h = 1.75$, $n_1 = 1.5$, $n_2 = 1.25$. các hệ số vượt tải của hoạt tải, tĩnh tải lớp mặt cầu, của dầm mặt cầu và hệ liên kết

+ γ : trọng lượng riêng của thép = 7.85 T/m^3 .

+ R: cường độ tính toán của thép, $R = 19000 \text{ T/m}^2$

+ a, b: đặc trưng trọng lượng tùy theo các loại kết cấu nhịp khác nhau.

Với nhịp giàn giản đơn $l = 82 \text{ m}$ thì lấy $a = b = 3.5$

+ α : hệ số xét đến trọng lượng của hệ liên kết giữa các dầm chủ; $\alpha = 0.12$

+ k_0 : tải trọng tổng cộng của tất cả các loại hoạt tải (ô tô HL93 và người).

$$k_0 = 2.29 \text{ T/m}$$

Vậy ta có trọng lượng của giàn là:

$$g_d = \frac{1.75 \times 3.5 \times 2.29 + 3.5 [2.29 \times 1.75 + 0.9 + 1.5 \times 0.2 + 0.9 + 0.11] \times 82}{\frac{19000}{7.85} - 1.25 \times 1 + 0.12 \times 3.5 \times 82} = 3.688$$

T/m

-Trọng lượng của hệ liên kết là:

$$g_{lk} = 0.1 \times g_d = 0.1 \times 3.68 = 0.368 \text{ T/m}$$

-Trọng lượng của 1 giàn chính là:

$$G_d = g_d + g_{lk} = 3.68 + 0.368 = 4.048 \text{ T/m}$$

=> Trọng lượng thép của toàn bộ 1 kết cấu nhịp là :

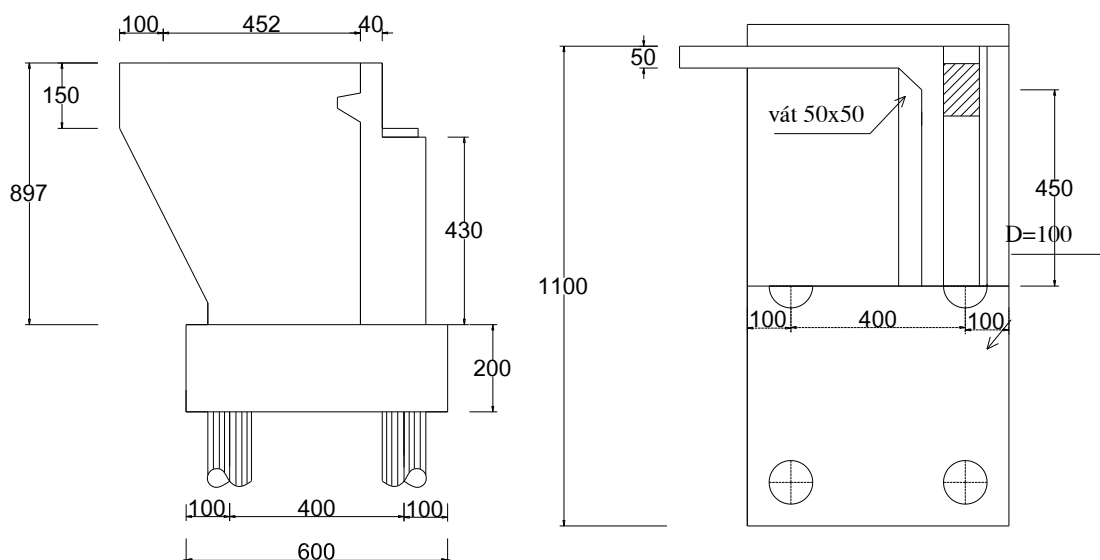
$$G_g = 4.048 * 82 = 331.936 \text{ T}$$

=> Trọng lượng thép của toàn bộ 3 nhịp là :

$$G_{gian} = 3 * 331.936 = 995.808 \text{ T}$$

a.Móng móng M_1, M_2 :

➤ **Khối lượng móng cầu:**



Hình 1-1 Đường ảnh hưởng áp lực lên móng

- Thể tích tầng cánh:

Chiều dày tầng cánh :

$$V_{tc} = 2 * (3.5 * 10 + 1/2 * 4 * 2.02 + 1.5 * 2.02) * 0.5 = 28.07 \text{ m}^3$$

- Thể tích thân móng:

$$V_{th} = (1.5 * 4.3 + 0.4 * 1.7) * 11.1 = 79.14 \text{ m}^3$$

- Thể tích bệ móng:

$$V_b = 2 * 6 * 11 = 132 \text{ m}^3$$

=> Khối lượng 01 móng cầu:

$$V_{m\acute{o}} = 28.07 + 79.14 + 132 = 239.21 \text{ m}^3$$

=> Khối lượng 2 móng cầu:

$$V_{m\acute{o}} = 2 * 239.21 = 478.42 \text{ m}^3$$

Xác định tải trọng tác dụng lên móng:

- Đồng ảnh hưởng tải trọng tác dụng lên mố:

$$DC = P_{mố} + (g_{gian} + g_{bmc} + g_{lan can} + g_{dệ mc} + g_{gờ chắn}) \times \omega$$

$$= (2 \times 239.21) + (2.948 \times 2 + 0.11 + 0.9 + 4.75 + 0.625) \times 0.5 \times 81.5 = 978.87T$$

$$DW = g_{lốp phụ} \times \omega = 4.2 \times 0.5 \times 81.5 = 171.15 T$$

-Hoạt tải:

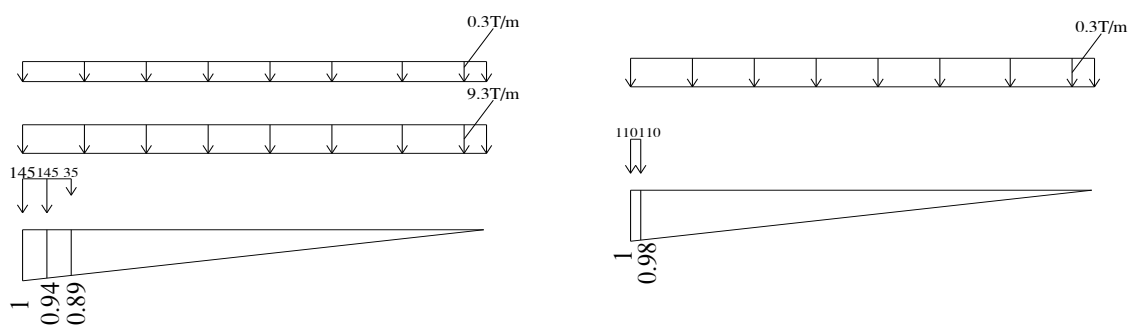
Theo quy định của tiêu chuẩn 22tcvn272-05 thì tải trọng dùng thiết kế là giá trị bất lợi nhất của tổ hợp:

- +Xe tải thiết kế và tải trọng làn thiết kế
- +Xe tải 2 trục thiết kế và tải trọng làn thiết kế

Tính phản lực lên mố do hoạt tải:

+Chiều dài nhịp tính toán: 81.5m

Đồng ảnh hưởng phản lực và sơ đồ xếp tải thể hiện như sau



Hình 1-2 Sơ đồ xếp tải lên đồng ảnh hưởng áp lực mố

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

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

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

$$PL = 2P_{ng-ời} \cdot \omega$$

Trong đó

n : số làn xe n=2

m : hệ số làn xe m=1

IM:lực xung kích của xe, khi tính mố trụ đặc thì $(1+IM/100)=1.25$

P_i : tải trọng trục xe, y_i : tung độ đồng ảnh hưởng

ω :diện tích đồng ảnh hưởng

$W_{làn}, P_{ng-ời}$: tải trọng làn và tải trọng ng-ời

$W_{làn}=0.93T/m, P_{ng-ời}=0.45 T/m$

$$LL_{\text{xe tải}} = 2 \times 1 \times 1.25 \times (14.5 + 14.5 \times 0.94 + 3.5 \times 0.89) + 2 \times 1 \times 0.93 \times (0.5 \times 81.5) = 138.28 \text{ T}$$

$$PL = 2 \times 0.3 \times (0.5 \times 81.5) = 24.45 \text{ T}$$

$$LL_{\text{xe tải 2 trục}} = 2 \times 1 \times 1.25 \times (11 + 11 \times 0.98) + 2 \times 1 \times 0.93 \times (0.5 \times 81.5) = 119.355 \text{ T}$$

$$PL = 2 \times 0.3 \times (0.5 \times 81.5) = 24.45 \text{ T}$$

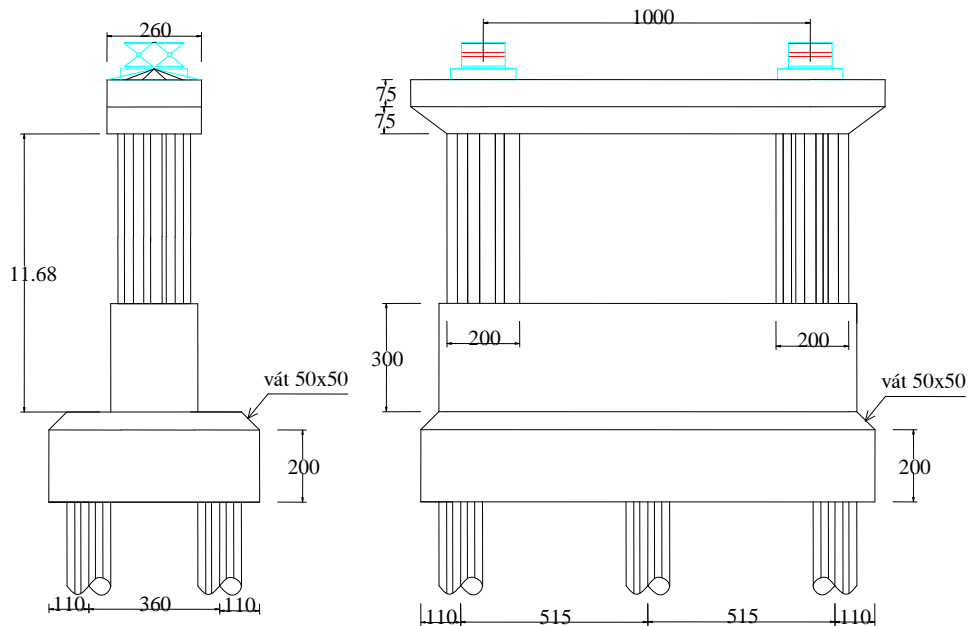
Vậy tổ hợp HL đ-ợc chọn làm thiết kế

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)	978.87x1.25	171.15x1.5	138.28x1.75	24.45x1.75	1765.09

b. Móng trụ cầu:

➤ Khối l-ợng trụ cầu:



❖ Khối l-ợng trụ chính :

Hai trụ có MCN giống nhau nên ta tính gộp cả hai trụ T1 và T2

- Khối l-ợng thân trụ : $V_{tt} = (2.4 \times 3 \times 11.5 + 3.14 \times 2^2 / 2 \times 4.7) = 112.316 \text{ (m}^3\text{)}$
- Khối l-ợng móng trụ : $V_{mt} = 12.5 \times 2.5 \times 5.8 = 181.25 \text{ (m}^3\text{)}$
- Khối l-ợng mũ trụ : $V_{xm} = 8 \times 1.5 \times 2.0 - 2(1 \times 0.75 \times 0.75 \times 2.0) = 21.75 \text{ m}^3$
- Khối l-ợng 1 trụ là : $V_{1\text{trụ}} = 112.316 + 181.25 + 21.75 = 315.316 \text{ m}^3$
- Khối l-ợng 2 trụ là : $V = 2 \times 315.16 = 630.63 \text{ m}^3$

$$\text{Khối l-ợng trụ: } G_{\text{trụ}} = 1.25 \times 315.316 \times 2.5 = 985.3625 \text{ T}$$

Thể tích BTCT trong công tác trụ cầu: $V = 630.63 \text{ m}^3$

Sơ bộ chọn hàm lượng cốt thép thân trụ là 150 kg/m^3 , hàm lượng cốt thép trong móng trụ là 100 kg/m^3

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

$$m_{th} = 112.316 \times 0.15 + 181.25 \times 0.1 + 21.75 \times 0.1 = 37.14 \text{ (T)}$$

➤ **Xác định tải trọng tác dụng lên trụ:**

Trọng lượng kết cấu nhịp

- Trọng lượng lớp phủ mặt cầu : $g_{lp} = 3.85 \text{ T/m}$
- Trọng lượng bản BTCT mặt cầu : $g_{mc} = 4.75 \text{ T/m}$.
- Trọng lượng của gờ chắn : $g_{cx} = 0.625 \text{ T/m}$.
- Trọng lượng hệ dầm mặt cầu : $g_{dmc} = 0.9 \text{ T/m}$.
- Trọng lượng của lan can lấy sơ bộ : $g_{lc} = 0.11 \text{ T/m}$.
- Trọng lượng của 1 giàn chính là : $G_d = 2.948 \text{ T/m}$
- Đồng ảnh hưởng tải trọng tác dụng lên trụ:

- Diện tích đồng ảnh hưởng áp lực trụ : $\omega = 82$

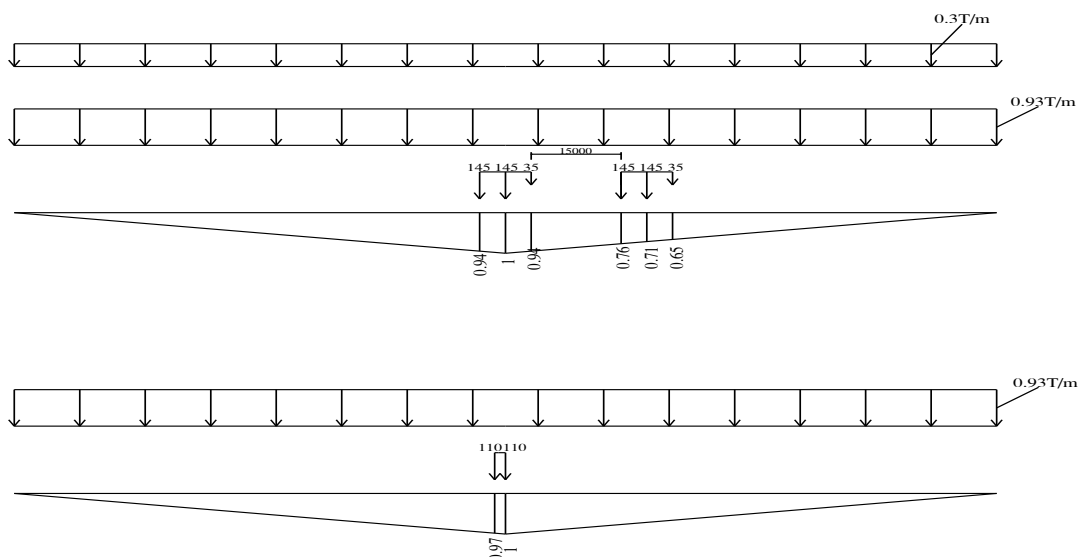
$$DC = P_{trụ} + (g_{giàn} + g_{bản} + g_{hệ\ dầm} + g_{gờ\ chắn} + g_{lan\ can}) \times \omega$$

$$DC = (315.316 \times 2.5) + (2.948 \times 2 + 4.75 + 0.625 + 0.9 + 0.11) \times 82 = 1795.33 \text{ T}$$

$$DW = g_{lớp\ phủ} \times \omega = 3.85 \times 82 = 315.7 \text{ T}$$

Hoạt tải:

- Do hoạt tải HL 93 + ng- òi (LL+PL)



Hình 1-4 Sơ đồ xếp tải lên đồng ảnh hưởng áp lực móng

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

$$PL = 2P_{\text{ng-ò}} \cdot \omega$$

Trong đó

n: số làn xe

m: hệ số làn xe

IM: lực xung kích của xe, khi tính mố trụ đặc thì $(1 + IM/100) = 1.25$

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

ω : diện tích đ-ờng ảnh h-ởng

$W_{\text{làn}}, P_{\text{ng-ò}}$: tải trọng làn và tải trọng ng-ò

$$W_{\text{làn}} = 0.93 \text{ T/m}, P_{\text{ng-ò}} = 0.45 \text{ T/m}$$

+Tổ hợp 1: Xe tải 3 trục+tải trọng làn+ tải trọng ng-ò

$$LL_{\text{xtải}} = 2 \times 1 \times 1.25 \times (14.5 + 14.5 \times 0.94 + 3.5 \times 0.94) + 2 \times 1 \times (0.93) \times 82 = \mathbf{367.88 \text{ T}}$$

$$PL = 2 \times 0.3 \times 82 = 49.2 \text{ T}$$

+Tổ hợp 2: 1 xe tải 2 trục+tải trọng làn+ tải trọng ng-ò

$$LL_{\text{xe tải 2 trục}} = 2 \times 1 \times 1.25 \times (11 + 11 \times 0.98) + 2 \times 1 \times 0.93 \times 82 = \mathbf{348.6 \text{ T}}$$

$$PL = 2 \times 0.3 \times 82 = 49.2 \text{ T}$$

+Tổ hợp 3: (2 xe tải 3 trục+tải trọng làn+ tải trọng ng-ò) $\times 0.9$

$$LL_{\text{xtải}} = (2 \times 1 \times 1.25 \times (14.5 + 14.5 \times 0.94 + 3.5 \times 0.94 + 14.5 \times 0.9 + 14.5 \times 0.85 + 3.5 \times 0.8) + 2 \times 1 \times 0.93 \times 82) \times 0.9 = \mathbf{480.465 \text{ T}}$$

$$PL = 2 \times 0.3 \times 82 = 49.2 \text{ T}$$

Vậy tổ hợp 3 đ-ợc chọn làm thiết kế

Tổng tải trọng tính đ-ới đáy đài 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)	1795.33×1.25	315.7×1.5	$\mathbf{480.465 \times 1.75}$	$\mathbf{49.2 \times 1.75}$	$\mathbf{3644.62}$

c. Tính số cọc cho móng trụ, mố:

vật liệu:

- Bê tông cấp 30 có $f_c' = 30 \text{ MPa}$

- Cốt thép chịu lực AII có $R_a = 240 \text{ MPa}$

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

Vì các cọc ở mố đ-ợc khoan ngầm vào trong đá cho nên theo điều

10.8.3.5 – 22TCN272-05:

Để xác định sức kháng dọc trục của cọc khoan ngầm trong các hốc đá, có thể bỏ qua sức kháng mặt bên từ trầm tích đất phủ tầng trên.

Trong quy trình, không đề cập đến công thức tính toán sức kháng của cọc khoan trong đá cứng, do đó lấy công thức tính sức kháng đỡ đơn vị danh định của cọc đóng trong đá theo 10.7.3.5 – 22TCN-05.

$$Q_P = 3 \times q_u \times K_{SP} \times d.$$

Trong đó:

$$K_{SP} = \frac{3 + \frac{S_d}{D}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{t_d}{S_d}}} \quad (10.7.3.5-2), \text{ và } d = 1 + 0.4 \frac{H_s}{D_s} \leq 3.4$$

Trong đó:

q_u - là cường độ chịu nén dọc trục trung bình của lõi đá (Mpa), $q_u = 15$ Mpa.

d - hệ số chiều sâu không thứ nguyên.

K_{SP} - là hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên.

S_d - là khoảng cách các đường nứt, giả thiết lấy $S_d = 1600$ mm.

t_d - chiều rộng các đường nứt, lấy $t_d = 5$ mm.

D - đường kính cọc. $D = 1000$ mm.

H_s - chiều sâu chôn cọc trong hố đá, trung bình lấy $H_s = 1000$ mm

D_s - đường kính hố đá. $D_s = 1300$ mm.

Tính được:

$$d = 1 + \frac{1000}{1300} \times 0.4 = 1.31 < 3.4$$

$$K_{SP} = 0.312$$

$$q_P = 3 \times 15 \times 0.312 \times 1.31 = 18.39 \text{ (Mpa)}.$$

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

$$Q_r = \varphi \times Q_n = \varphi \times q_P \cdot A_s$$

Trong đó:

Q_r - sức kháng tính toán của các cọc.

φ - hs sức kháng đối với mũi cọc được quy định trong bảng 10.5.5-

3, lấy $\varphi = 0.5$

A_s - diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc.

$$\text{Vậy ta có: } Q_r = 0.5 \times 18.39 \times 3.14 \times \frac{(1000)^2}{4} = 7218.075(\text{KN}).=$$

721.8075T

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

Chọn cọc khoan nhồi có đường kính cọc $D = 1.2 \text{ m}$, cọc dài 17m.

Bê tông M350 có $R_n = 155\text{kg/cm}^2 = 1.55 \text{ KN/cm}^2$.

Cốt chịu lực $18\Phi 25 \text{ AIII}$ có $F_a = 132.54 \text{ cm}^2$, $R_a = 3600\text{kg/cm}^2 = 36\text{KN/cm}^2$.

$$P_v = \varphi \cdot (m_1 \cdot m_2 \cdot R_n \cdot F_b + R_a \cdot F_a)$$

Trong đó:

φ : hệ số uốn dọc uốn dọc $\varphi = 1$.

m_1 : hs điều kiện làm việc, do cọc được nhồi BT 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 bê tông.

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.

$$\Rightarrow P_v = 1 \times (1 \times 0.85 \times 0.7 \times 1.55 \times 3.14 \times \frac{(100)^2}{4} + 36 \times 132.54) \\ = 12011.1 \text{ (KN)}.$$

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

$$[N] = \min(P_v; Q_r) = 721.8075 \text{ (T)}.$$

Xác định số l-ợng cọc trong tru:

Công thức tính toán:

$$n = 2.5 \times \frac{P_m}{N_c} = 1.5 \times \frac{3644.62}{721.8075} = 7.5 \text{ cọc}$$

Vậy ta chọn số l-ợng cọc trong một tru là 8 cọc (1.5 là hệ số xét đến lực ngang khi cọc làm việc)

Xác định số l-ợng cọc trong móng:

Công thức tính toán:

$$n = 2.5 \times \frac{P_m}{N_c} = 2 \times \frac{1765.09}{721.8075} = 4.9 \text{ cọc}$$

Vậy ta chọn số l-ợng cọc trong một móng là 6 cọc (là hệ số xét đến lực ngang khi cọc làm việc)

III. Biện pháp thi công cầu giàn thép:

III.1 Ph-ơng án cầu giàn thép:

a. Thi công móng cầu:

B- ớc 1 : Chuẩn bị mặt bằng.

- chuẩn bị vật liệu ,máy móc thi công.
- xác định phạm vi thi công, định vị trí móng.
- 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 móng
- Khoan tạo lỗ cọc bằng máy chuyên dụng với ống vách dài suốt chiều dài cọc.

B- ớc 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- ớc 4:

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

B- ớc 5 :

- đào đất hố móng.

B- ớc 6 :

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

B- ớc 7 :

- Làm sạch hố móng ,lắp dựng đà giáo ván khuôn ,cốt thép bộ móng.
- đổ bê tông bộ móng.

- Tháo dỡ văng chống ,ván khuôn bệ.

B- ớc 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.

b.Thi công trụ :

- Trụ cầu đ- ợc xây dựng nh- ph- ong án cầu liên tục

c.Thi công kết cấu nhịp:

B- ớc 1 : Giai đoạn chuẩn bị

- Tập kết vật t- phục vụ thi công
- Lắp dựng hệ đà giáo, trụ tạm phục vụ thi công nhịp gần bờ

B- ớc 2 : Lắp dựng các khoang trên dàn giáo, trụ tạm

- Lắp 4 khoang đầu tiên trên dàn giáo làm đối trọng
- Dùng hệ cáp neo kết cấu vào mố
- Chêm, chèn chặt các gối di động
- Dùng cầu chân cứng lắp hẫng các khoang còn lại của nhịp. Các thanh dàn đ- ợc chở ra vị trí lắp hẫng bằng hệ ray

B- ớc 3 : Lắp hẫng các thanh giàn cho các nhịp tiếp theo

- Dùng hệ cáp neo kết cấu vào trụ
- Chêm, chèn chặt các gối di động trên các trụ
- Dùng các thanh liên kết tạm để kiên tục hoá các nhịp khi thi công
- Dùng cầu chân cứng lắp hẫng các khoang còn lại của nhịp.

B- ớc 4 : Hợp long nhịp giữa

B- ớc 5 : Hoàn thiện cầu

- Tháo bỏ các thanh liên tục hoá kết cấu nhịp
- Tháo bỏ các nêm chèn các gối di động, các chi tiết neo kết cấu vào mố trụ
- Lắp dựng hệ bản mặt cầu
- Thi công lớp phủ mặt cầu
- Thi công lan can, hệ thống thoát n- ớc, lan can ng- ời đi bộ
- Thi công 10m đ- ờng 2 đầu mố
- Hoàn thiện toàn cầu, thu dọn công tr- ờng, thanh thải lòng sông

Lập tổng mức đầu t-
Bảng thông kê vật liệu ph- ơng án cầu giàn thép

TT	Hạng mục	Đơn vị	Khối lượng	Đơn giá	Thành tiền
				(đ)	(đ)
	Tổng mức đầu t	đ	(A+B+C+D)		71,817,706,673
	Đơn giá trên 1m ² mặt cầu	đ			26,960,050
A	Giá trị dự toán xây lắp	đ	AI+AII		60,605,659,640
AI	Giá trị dự toán xây lắp chính	đ	I+II+III		52,700,573,600
I	Kết cấu phần trên	đ			41,527,415,600
1	Bê tông át phan mặt cầu	m ³	385	2,200,000	847,677,600
2	Bê tông lan can	m ³	191	23,000,000	4,396,220,000
3	Cốt thép lan can	T	347	15,000,000	5,205,000,000
4	Khối lượng cốt thép dầm	T	996	30,000,000	29,874,240,000
5	Gối dầm thép	Bộ	14	5,000,000	70,000,000
6	Khe co giãn loại lớn	m	82	3,000,000	246,000,000
7	Lớp phòng nóc	m ²	5,504	120,000	660,528,000
8	ống thoát nóc	ống	25	150,000	3,750,000
9	Đèn chiếu sáng	Cột	16	14,000,000	224,000,000
II	Kết cấu phần dới	đ			10,669,632,000
1	Bê tông mố	m ³	478	2,000,000	956,840,000
2	Bê tông trụ	m ³	655	2,000,000	1,310,800,000
3	Cốt thép mố	t	48	15,000,000	717,630,000
4	Cốt thép trụ	t	83	15,000,000	1,248,090,000
5	Cọc khoan nhồi D = 1.2m+D=1m	m	548	8,500,000	4,658,000,000
6	Công trình phụ trợ	%	20	(1+2+3+4)	1,778,272,000
III	Đòng hai đầu cầu				503,526,000
1	Đắp đất	m ³	3,013	62,000	186,806,000

2	Móng + mặt đường	m2	856	370,000	316,720,000
AII	Giá trị xây lắp khác	%	15	AI	7,905,086,040
B	Chi phí khác	%	10	A	6,060,565,964
C	Trượt giá	%	3	A	1,818,169,789
D	Dự phòng	%	5	A+B	3,333,311,280

CH- ƠNG IV

TỔNG HỢP VÀ LỰA CHỌN PH- ƠNG ÁN TKKT

1. Lựa chọn ph- ơng án và kiến nghị:

Qua so sánh, phân tích - u, nh- ợc 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.

Dựa trên nhiệm vụ của đồ án tốt nghiệp.

2. Kiến nghị: Xây dựng cầu Mã (Thanh Hoá) theo ph- ơng án cầu dầm đơn giản với các nội dung sau:

Vị trí xây dựng

Lý trình: Km 0+00 đến Km 0+250.

Quy mô và tiêu chuẩn

Cầu vĩnh cửu bằng BTCT UST và BTCT th- ờng

Khổ thông thuyền ứng với sông cấp III là: B = 50m, H = 5m

Khổ cầu: $B = 8 + 2 \times 0,25 + 2 \times 0,5 + 2 \times 1 = 11,5\text{m}$.

Tải trọng: xe HL93 và ng- ời 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

Tiến độ thi công

Khởi công xây dựng dự kiến vào cuối năm 20..., thời gian thi công dự kiến ... năm

3. Kinh phí xây dựng:

Theo kết quả tính toán trong phân tính tổng mức đầu t- ta dự kiến kinh phí xây dựng cầu Đò lên theo ph- ơng án kiến nghị vào khoảng **67,873,425,619.60** đồng

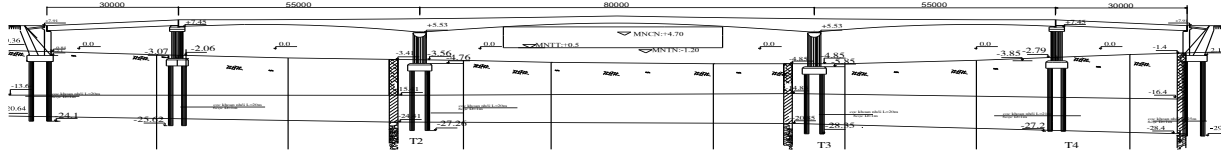
Nguồn vốn

Toàn bộ nguồn vốn xây dựng do Chính phủ cấp và quản lý.

PHẦN II
THIẾT KẾ KỸ THUẬT

GỚI THIỆU CHUNG PHƯƠNG ÁN THIẾT KẾ

- Sơ đồ kết cấu: 30 + 55 + 80 + 55 + 30 m. Tổng chiều dài cầu tính đến đuôi 2 m
- là 250 m



Chiều cao dầm:

- Tại vị trí trụ $H_1 = 4,5\text{m}$
- Tại vị trí giữa nhịp $h = 2,2\text{ m}$
- 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

- Phần mặt cầu cong đều theo đ-ờng tròn bán kính $R = 4500\text{m}$
- 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 8° , 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: 60 cm
 - Chiều dày bản mặt cầu tại vị trí giữa nhịp: 25 cm, có đoạn vát về s-ờn 150 cm
- Chiều dày s-ờn dầm: 0,6m tại gối:
- Chiều dày bản đáy hộp của nhịp chính tại trụ là 80cm, tại giữa nhịp là 30cm và thay đổi trên chiều dài nhịp theo đ-ờng parabol nh- mặt mặt đáy nh-ng $H=0.45\text{ m}$, $h=0.22\text{m}$
- Phần trên đỉnh trụ đ-ợc thiết kế đặc, bề rộng theo ph-ơng ngang là 5.0m, có để lối thông kích th-ớc 1.5x1.6m và đ-ợc tạo vát là 300x300mm.
- Cấu tạo mặt cầu:
 - Mặt cầu đ-ợc thiết kế theo đ-ờng cong bán kính 4500m
 - Lớp phủ mặt cầu gồm 5 lớp: Lớp bê tông atfalt: 7cm; Lớp bảo vệ : 4cm; Lớp phòng n-ớc : 2cm Lớp tạo độ dốc ngang : 2 cm
- Cấu tạo trụ:
 - Thân trụ rộng 3m theo ph-ơng dọc cầu và 8m theo ph-ơng ngang cầu và đ-ợc vuốt tròn theo đ-ờng tròn bán kính $R = 1.5\text{m}$.

- Bệ móng cao 2.5m, rộng 5.5m theo phương dọc cầu, 11.0m theo phương ngang cầu và đặt dưới lớp đất phủ (dự đoán là tầng xói chung)
- Dùng cọc khoan nhồi D100cm, mũi cọc đặt vào lớp đá cứng chắc, chiều dài cọc là 20m
 - Cấu tạo móng:
 - Dạng móng có tầng cánh bằng bê tông cốt thép
 - Bệ móng móng dày 2m, rộng 6.0m, dài 11m đặt dưới lớp đất phủ
 - Dùng cọc khoan nhồi D100cm, mũi cọc đặt vào lớp cát thô lẫn sỏi, chiều dài cọc là 20m

TÍNH CHẤT VẬT LIỆU VÀ TẢI TRỌNG THIẾT KẾ

VẬT LIỆU:

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 hộp, nhịp cầu đầm, qui định ở tuổi 28 ngày là:

$$f'_c = 50 \text{ MPa}$$

Cường độ chịu nén của bê tông làm 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- ốc 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 : $0.25 \sqrt{f'_{ci}}$

Trong đó:

f'_{ci} = cường 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 : $0.50 \sqrt{f'_c}$

Tỷ số giữa chiều cao vùng chịu nén có ứng suất phân bố đều t- ong đ- ong đ- ợc giả định ở trạng thái GH c- ờng 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: $H = 80\%$

THÉP THƯỜNG (A5.5.3)

- Thép sử dụng là cốt thép có gai
- Mô đun đàn hồi của thép thường: $E_s = 200000 \text{ Mpa}$
- Giới hạn chảy của cốt thép: $f_y = 400 \text{ Mpa}$

THÉP ỨNG SUẤT TRƯỚC

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	$90\% f_{pu} = 1670 \text{ Mpa}$

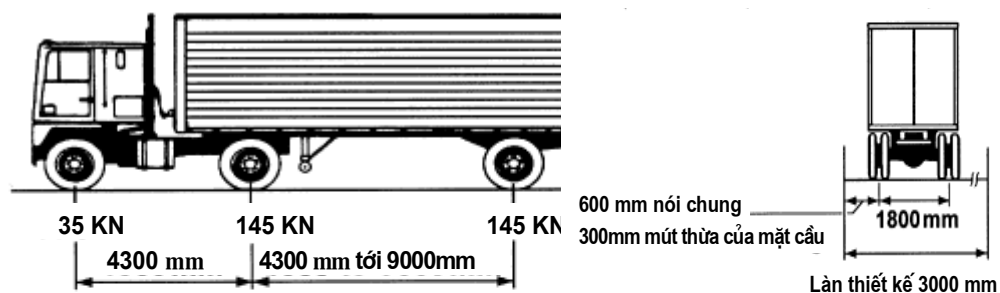
- Mô đun đàn hồi của tao thép $E_p = 197000 \text{ Mpa}$
- Giới hạn ứng suất cho bó thép UST ở trạng thái giới hạn sử dụng [A5.9.3-1 AASHTO]
- f_{pt} = ứng suất trong thép - st ngay sau khi truyền lực (MPa)
- Cáp sử dụng là loại có độ chùng dãn thấp của hãng VSL – tiêu chuẩn ASTM A416M Grade 270
- Loại 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 lắc (trên mm của bó thép): $K = 6.6 \times 10^{-7}$
- Chiều dài tụt neo, lấy trung bình: $\Delta L = 0.006 \text{ m/neo}$

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

XE TẢI THIẾT KẾ



XE HAI TRỤC THIẾT KẾ

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.

TẢI TRỌNG LÀN THIẾT KẾ

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.

TÍNH TOÁN BẢN MẶT CẦU

THIẾT KẾ CẤU TẠO MẶT CẦU

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 đ-ợc nhỏ hơn 175mm.(9.7.1.1)
- Theo bảng A2.5.2.6.3-1 chiều cao tối thiểu thông th-ờng của bản mặt cầu đ-ợc xác định dựa trên chiều dài nhịp của (L) bản là :

$$h_{\min} = 0.027L = 0.027 \times 6000 = 164\text{mm}$$

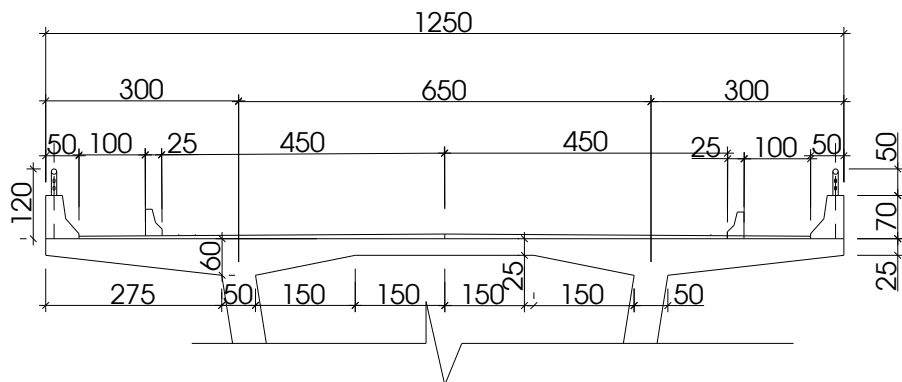
- Chọn chiều dày bản phải thoả mãn các điều kiện sau:
 - Độ dày bản phải đủ để coi là bản cánh chịu nén đối với mô men d-ương dầm chính hoặc bản cánh chịu kéo với mô men âm.
 - Độ dày cần thiết đ-ợc coi là phân bản chịu hoạt tải trực tiếp.
 - Độ dày cần thiết để bố trí thép (thép - st căng ngang, dọc và thép th-ờng) (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 đ-ợc thiết kế với kích th-ớc nh- sau:

- Chiều dày bản tại giữa nhịp là 250mm > 175.5mm
- Chiều dày bản tại vị trí tiếp giáp với s-ờn dầm là 600mm
- Chiều dày bản tại vị trí mép là 250mm (bố trí neo của cáp căng ngang)

Chi tiết thể hiện nh- hình vẽ sau (mặt cắt tại trụ T2, T3)

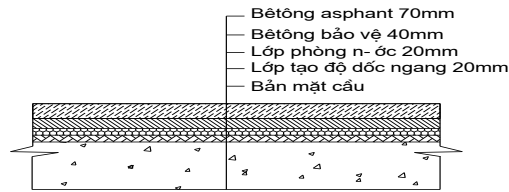


Mặt cắt ngang tính toán bản

Lan can đ-ợc xây dựng liền với bản mặt cầu ở hai bên

CẤU TẠO LỚP MẶT CẦU

Lớp mặt cầu đ-ợc thiết kế với cấu tạo cơ bản sau:



- Bê tông asphăng 70mm
- Lớp bê tông bảo vệ có l- ới thép 40mm
- Lớp phòng n- ớc 20mm
- Lớp đệm (tạo dốc 2%, tạo phẳng)
- Bản mặt cầu

PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN NỘI LỰC

- Do bản mặt cầu đ- ợc cấu tạo liền khối với s- ờn dầm không bố trí bản chắn ngang nên chỉ tồn tại liên kết theo ph- ơng dọc cầu áp dụng ph- ơng pháp tính toán gần đúng theo Điều 4.6.2(AASHTO-98).
- Ph- ơng pháp phân tích gần đúng trong đó bản mặt cầu đ- ợc chia thành những dải nhỏ vuông góc với cấu kiện đỡ. Khi áp dụng ph- ơng pháp dải thì phải lấy mô men d- ơng cực trị trong bất cứ panen sàn giữa các dầm để đặt tải cho tất cả các vùng có mô men d- ơng, t- ơng tự phải lấy mômen âm cực trị trên bất cứ dầm nào để đặt tải cho tất cả các vùng có mômen âm.

Khi tính hiệu ứng lực do tĩnh tải gây ra, ta phân tích một dải bản rộng 1m theo phương dọc cầu.

SƠ ĐỒ TÍNH:

- Các dải phải đ- ợc coi nh- ữ dầm liên tục hoặc dầm giản đơn, chiều dài nhịp phải đ- ợc lấy bằng khoảng cách tâm đến tâm giữa các cấu kiện đỡ. Nhằm mục đích xác định hiệu ứng lực trong các dải, các cấu kiện đỡ đ- ợc coi là cứng vô hạn.
- Mặt cắt thiết kế cho các mô men âm và lực cắt có thể đ- ợc lấy nh- ư sau: Cho dầm hộp bê tông và đúc liền khối là ở mặt cầu kiện đỡ. (4.6.2.1.6)

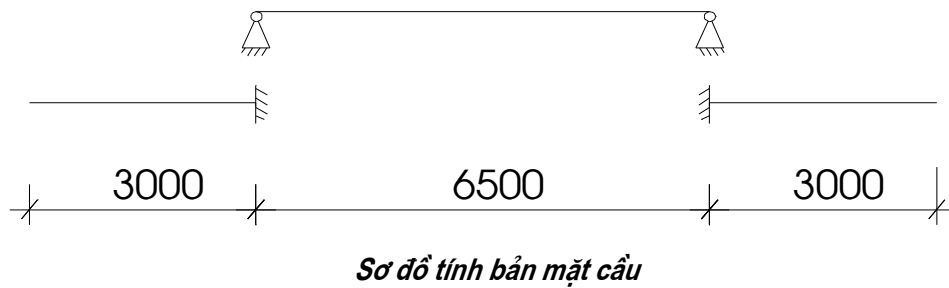
Nh- vậy ta có thể có sơ đồ tính nh- ư sau:

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

Hệ số đó lấy nh- ư 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- ữ dầm giản đơn t- ơng ứng.



IV. TÍNH TOÁN NỘI LỰC.

1. Tính toán bản mút thừa

Tải trọng tác dụng lên bản.

- Bản bê tông phân hẫng (DC1)
- Lan can (DC2)
- Gờ chắn bánh (DC3)
- Lớp mặt cầu (DW)

a. Do lan can :

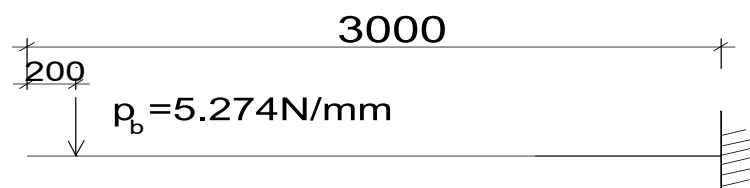
Tải trọng tập trung có trọng lượng .

$$P_{lc} = 2400\text{kg/m}^3 \times 9.81\text{N/kg} \times 0.224\text{m}^2 = 5273.856 \text{ N/m} = 5.274 \text{ N/mm}$$

cách mép bản tính toán là 200mm → cách ngàm là 3000-200=2800 (mm)

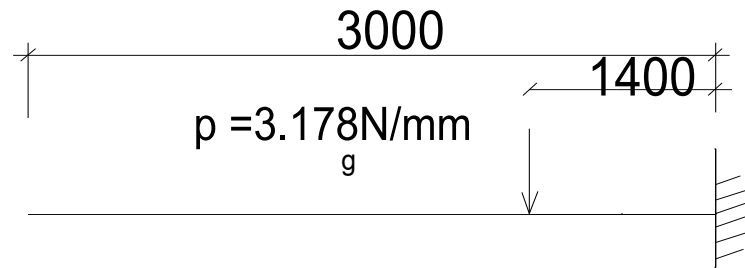
$$M_{lc} = -5.274 \times 2800 = -14767.2 \text{ (Nmm/mm)} = -14.767 \text{ KNm/m}$$

$$V_{lc} = -P_{lc} = -5.274 \text{ N/mm} = -5.274 \text{ KN/m}$$



Hình 1 :Tải trọng lan can

b. Do gờ chắn bánh



Coi là tải trọng tập trung có trọng l- ọng

$$P_{gc} = 2400\text{kg/m}^3 \times 9.81\text{N/kg} \times 0.135 \text{ m}^2 = 3178.44 \text{ N/m} = 3.178 \text{ N/mm}$$

Gờ chắn coi là tải trọng tập trung đặt tại trọng tâm $P_{gc} = 3.178 \text{ N/mm}$, cách mép ngoài gờ chắn là 100mm \rightarrow cách mép bản tính toán là 2100mm \rightarrow cách ngàm là $3000-2100=900 \text{ (mm)}$

$$M_{gc} = -3.178 \times 1400 = -2860.2 \text{ (Nmm/mm)} = -2.86 \text{ KNm/m}$$

$$V_{gc} = -P_{gc} = -3.178\text{N/mm} = -3.178\text{KN/m}$$

c. Do lớp mặt cầu.

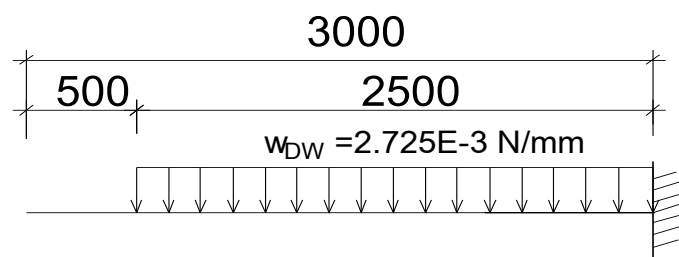
Tải trọng phân bố đều với tỷ trọng bằng tỷ trọng trung bình của các lớp (2315Kg/m^3)

$$w_{DW} = 2315 \times 9.81 \times 0.12 = 2725.2 \text{ N/m}^2 = 2.725 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

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

$$M_{DW} = -2.725 \times 10^{-3} \times 2500^2 / 2 = -8616.306 \text{ (Nmm/mm)} = -8.616 \text{ KNm/m}$$

$$V_{DW} = -2.725 \times 10^{-3} \times 2500 = -6.813 \text{ (N/mm)} = -6.813 \text{ KN/m}$$



Hình 2 :Tải trọng lớp phủ mặt cầu

d. Do bản bê tông

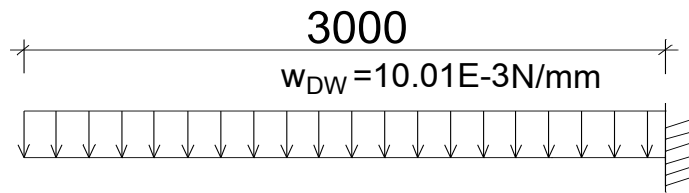
Tải trọng phân bố đều có bề dày trung bình $(250+600)/2=425\text{(mm)}$

$$w_s = 2400 \times 9.81 \times 0.425 = 10006.2 \text{ N/m}^2 = 10.01 \times 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

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

$$M_S = -10.01 \times 10^{-3} \times 3000^2 / 2 = -45045 \text{ (Nmm/mm)} = -45.045 \text{ KNm/m}$$

$$V_S = -10.01 \times 10^{-3} \times 3000 = -30.03 \text{ (KN/m)}$$



Hình3:Tải trọng do bản bê tông

e. Do hoạt tải xe– khi xe tải không vi phạm phần d- ờng ng- ời đi

Chiều rộng làm việc của bản là:

$$1140 + 0.833X = 1140 + 0.833 \times 950 = 1931.35 \text{ (mm)} \text{ và hệ số làn } m = 1$$

$$M_{Tr} = -1 \times \frac{72.5 \times 10^3}{1931.35} \times 950 = -35661.58 \text{ (Nmm / mm)} = -35.5661 \text{ KNm/m}$$

$$V_{Tr} = -1 \times \frac{72.5}{1.93135} = -37.5 \text{ (KN/m)}$$

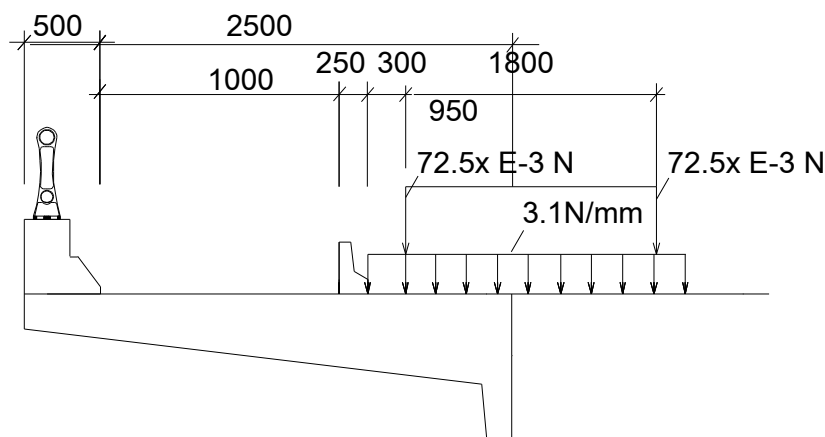
$$M_{Ln} = -1 \times 3.1 \times 10^{-3} \times 1250^2 / 2 = -2421.875 \text{ (Nmm/mm)} = -2.421 \text{ KNm/m}$$

$$V_{LN} = -1 \times 3.1 \times 10^{-3} \times 1250 = -3.875 \text{ N/mm} = -3.875 \text{ KN/m}$$

Vậy ta có:

$$M_{LL+IM} = 1.25 * M_{Tr} + M_{Ln} = -1.25 * 35.5661 - 2.421 = -46.87 \text{ KNm/m}$$

$$V_{LL+IM} = 1.25 * V_{Tr} + V_{Ln} = -1.25 * 37.5 - 3.875 = -50.75 \text{ KN/m}$$



Hình5:Hoạt tải tác dụng lên phần hẫng khi có ngời đi bộ

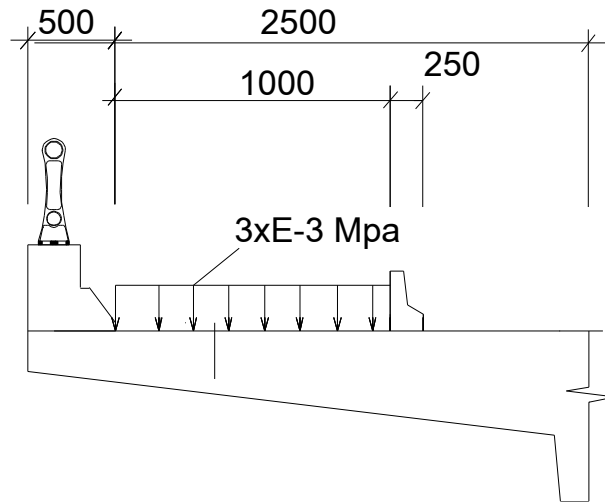
g. Do tải trọng ng- ời đi bộ

Theo điều [A3.6.1.5] Đối với tất cả đ- ờng bộ hành rộng hơn 600mm 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.

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

$$M_{PL} = -29.43 \times 10^{-4} \times 1000 \times (1000/2 + 1200) = -5003.1 \text{ Nmm/mm} = -5.0031 \text{ KNm/m}$$

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



Hình 6: Hoạt tải ngời đi bộ

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.

$$\text{Cốt thép đ- ợc thiết kế đến chảy } \eta_D = 0,95 \text{ A1.3.3}$$

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

$$\text{Cầu quan trọng } \eta_I = 1.05 \text{ A1.3.5}$$

Do đó $\eta = 1$ với TTGHCD1

$$\eta = 1 \text{ với TTGHSD}$$

Vậy ta có:

TTGHCD1:

$$M_h = \eta \cdot \gamma_{p1} \cdot M_{DC1} + \gamma_{p1} \cdot M_{DC2} + \gamma_{p1} \cdot M_{DC3} + \gamma_{p2} \cdot M_{DW} + \gamma_n \cdot M_{LL+IM} + \gamma_{pl} \cdot M_{PL}$$

$$M_h = 1 \cdot 1,25 \times (17.627 + 45.045) + 1,5 \times 8.616 + 1,75 \times 46.87 + 1,75 \times 5.0031$$

$$M_h = 182.04 \text{ (KNm / m)}$$

$$V_h = \eta \cdot \gamma_{p1} \cdot V_{DC1} + \gamma_{p1} \cdot V_{DC2} + \gamma_{p2} \cdot V_{DW} + \gamma_n \cdot V_{LL+IM} + \gamma_{pl} \cdot V_{PL}$$

$$V_h = 1,25(8.452 + 30.03) + 1,5 \times 6.813 + 1,75 \times 50.75 + 1,75 \times 2.943 = 152.28(\text{KN/m})$$

TTGHSD:

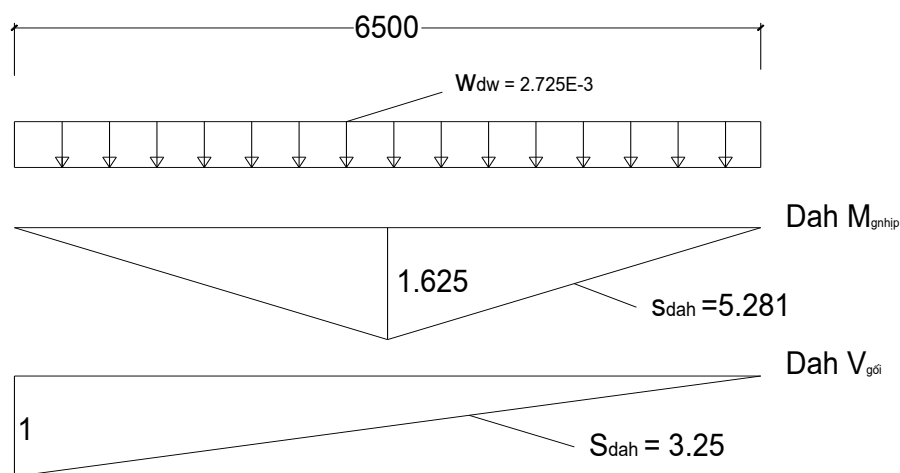
$$M_h = M_{DC1} + M_{DC2} + M_{DC3} + M_{DW} + M_{LL+IM} + M_{PL}$$

$$M_h = 107.58(\text{KNm/m}); V_h = 107.79(\text{KN/m})$$

2. Tính toán nội lực của bản ngàm 2 đầu.

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

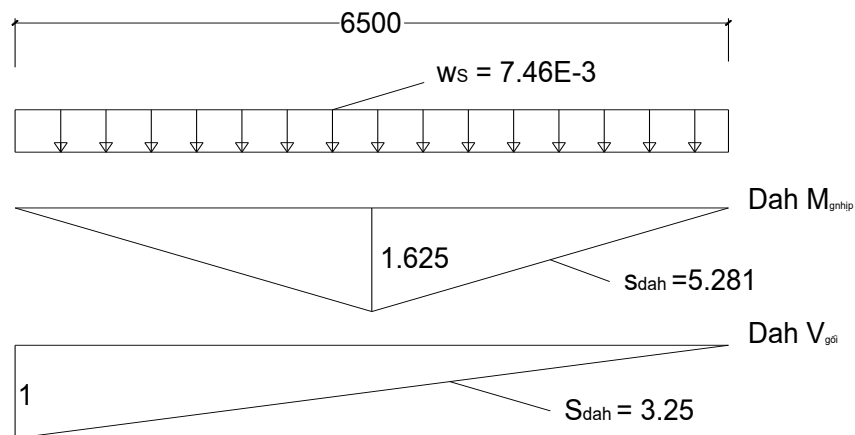
a. Do tải trọng phân bố của lớp mặt cầu



$$+ M_{DW} = w_{DW}(\text{diện tích Dah}M_{0,5}) = 2.725 \times 10^{-3} \times 5.281 \times 10^6 = 12014.275 \text{ Nmm/m} \\ = 12.014 \text{ KNm/m}$$

$$+ V_{DW} = w_{DW}(\text{diện tích Dah}V_{\text{gối}}) = 2.725 \times 10^{-3} \times 3.25 \times 10^3 = 8.856 \text{ KN/m}$$

b. Do tải trọng của bản bê tông



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

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

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

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

$$+ V_s = w_s(\text{Diện tích } \Delta \text{ah } V_{\text{gối}}) = 7.46 \times 10^{-3} \times 3.1 \times 10^3 = 23.126 \text{ KN/m}$$

c. Do hoạt tải xe (LL)

Bề rộng dải t-ong đ-ong với mômen d-ong: $660 + 0.55S = 660 + 0.55 \times 6500 = 4235 \text{ mm}$

Bề rộng dải t-ong đ-ong 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 d-ong ở khu vực giữa nhịp bản:

$$M_{Tr} = \frac{P}{660 + 0.55S} \sum y_i \quad M_{Ln} = w_{Ln} \omega_{\Delta \text{ah} \text{mômen}} \quad \text{Giá trị lực cắt tại khu vực gối bản:}$$

$$V_{Tr} = \frac{P}{1220 + 0.25S} \sum y_i \quad V_{Ln} = w_{Ln} \omega_{\Delta \text{ah} \text{lực cắt}}$$

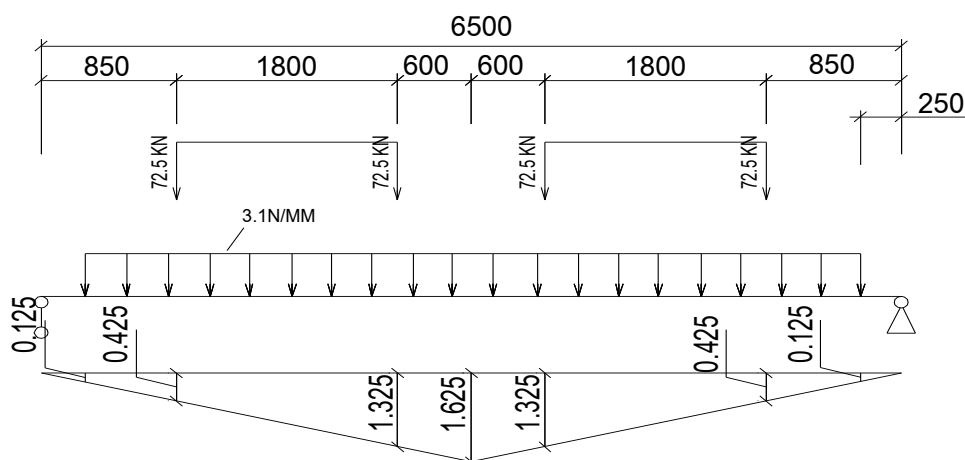
Trong đó

- $P = 72.5 \text{ KN}$ (Tải trọng nửa trục bánh xe Truck)
- $y_i =$ Tung độ của Δah tại vị trí bánh xe tập trung (P)
- $w_{Ln} =$ Tải trọng làn
- $\omega_{\Delta \text{ah}} =$ diện tích Δah bên d-oi vị trí đặt tải trọng làn.

❖ *Tính toán Mômen:*

$$\sum y_i = 0.425 + 1.325 + 1.325 + 0.425 = 3.5$$

$$\omega_{\Delta \text{ah}} = 5.25 \text{ (m}^2\text{)}$$



Xếp hoạt tải lên đ-ờng ảnh hưởng mô men

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

$$M_{Ln} = w_{Ln} \omega_{Đahmomen} = 3.1 \times 5.25 = 16.275 \text{ KN/m}$$

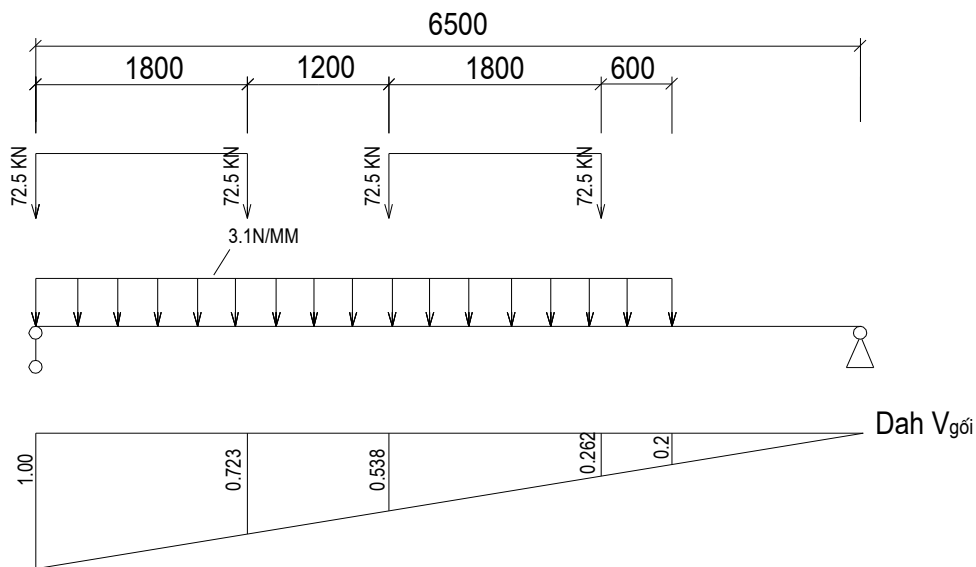
$$M_{LL+IM} = m(1.25 \times M_{Tr} + M_{Ln}) = 1 \times (1.25 \times 59.917 + 16.275) = 91.17 \text{ KNm/m}$$

❖ *Tính toán Lực cắt tại gối:*

$$\sum y_i = 1.0 + 0.723 + 0.538 + 0.262 = 2.523$$

$$\omega_{Đah} = 3.228$$

Sơ đồ tính toán:



Xếp hoạt tải lên đường ảnh hưởng lực cắt

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

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

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

3. Tổ hợp 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
Phân giữa	-	-	39.396	23.12 6	12.014	8.856	-	-	91.17	90.37

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

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

$$\rightarrow \eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I$$

- ở trạng thái giới hạn c- ờng độ:

- $\eta_D = 0.95$ cho các thiết kế thông th- ờng

- $\eta_R = 0.95$ cho các mức d- thông th- ờng

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

$$\rightarrow \eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I = 0.95$$

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

- Đối với trạng thái GHCD1

$$\begin{aligned} M_u &= 0.95[1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75(M_{LL+IM} + M_{PL})] \\ &= 0.95[1.25 \times 39.396 + 1.5 \times 12.014 + 1.75 \times 91.17] \\ &= 215.47 \text{KN.m/m} \end{aligned}$$

$$V_u = 190.32 \text{KN/m}$$

- Đối với trạng thái GH sử dụng I

$$\begin{aligned} M_u &= M_{DC} + M_{DW} + M_{LL+IM} + M_{PI} \\ &= 39.396 + 12.041 + 91.17 \\ &= 142.60 \text{KN.m/m} \end{aligned}$$

$$V_u = 122.352 \text{KN/m}$$

- Giá trị mô men uốn vừa tính ở trên là của sơ đồ bản kê tự do lên gối. Để kể đến ảnh h- ờng của liên kết của bản với dầm ngang, ta đ- a 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			
	TTGHCCI		TTGHSDI		TTGHCCI		TTGHSDI	
	M_u	V_u	M_u	V_u	M_u	V_u	M_u	V_u
Ngàm	182.04	152.28	107.58	107.79	127.428	106.596	75.30	75.453
Tại giữa nhịp:	215.47	190.32	142.6	122.352	107.73	95.16	71.3	61.176

Đơn vị mômen (KN.m/m), lực cắt (KN/m)

Vậy $M^- = -127.428 \text{ KNm/m}$

$M^+ = 107.73 \text{ KNm/m}$

V. Thiết kế cốt thép bản mặt cầu

1. Tính toán diện tích cốt thép

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

Mômen âm tại gối: $M^- = -127.428 \text{ KNm/m}$

Mômen d- ơng tại giữa nhịp: $M^+ = 107.73 \text{ KNm/m}$

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

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: $z = 600 - 50 = 550 \text{ mm}$
- Vùng chịu mômen d- ơng: $z = 250 - 50 = 200 \text{ mm}$

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- ớc (mm^2)

- f_{pj} = Cường độ kéo qui định của thép - ST trong giai đoạn khai thác (N/mm^2)
 $f_{pj} = 0.7 \times 1860 \text{ Mpa} = 1302 \text{ N/mm}^2$

Tại tiết diện chịu mômen âm: $A_{ps} = \frac{M_u}{z \cdot f_{pj}} = \frac{127428000}{550 \times 1302} = 177.94 \text{ (mm}^2\text{)}$

Tại tiết diện chịu mômen d-ong: $A_{ps} = \frac{M_u}{z \cdot f_{pj}} = \frac{107730000}{200 \times 1302} = 413.7 \text{ (mm}^2\text{)}$

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 3 tao $\phi 12.7$ diện tích mỗi tao là 98.7 mm^2

$$\rightarrow A_{1bó} = 3 \times 98.7 = 296.1 \text{ mm}^2$$

Bảng chọn cáp

Tiết diện	M_u	h	z	$0.7f_{pu}$	$A_{1bó}$	A_{ps}	n chọn	A_{ps} Thực
	(Nmm/mm)	mm	mm	N/mm^2	mm^2	mm^2	bó	mm^2
Gối	127428000	600	550	1302	296.1	177.94	1	592.2
Giữa nhịp	107730000	250	200	1302	296.1	413.7	2	592.2

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

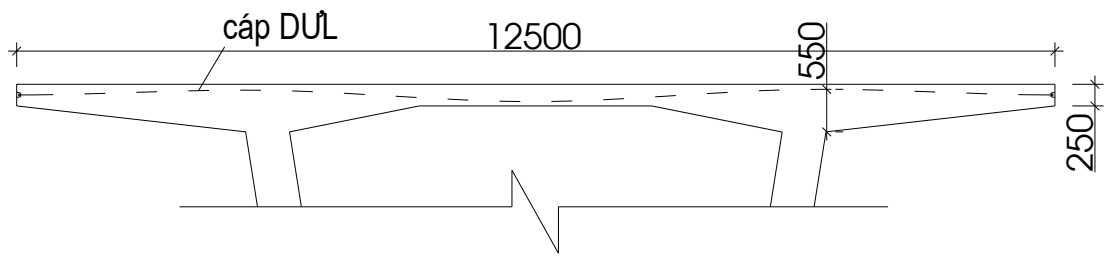
Chọn loại kích căng đơn : ZPE-23PJ của hãng VSL

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 $500 \text{ mm} < 4 \times 200 = 800 \text{ mm}$

2. Tính toán mất mát ứng suất tr-ớc



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- ợc căng một lúc (không kể đến căng từng tao)

Các mất mát ứng suất tr- ớc trong các cấu kiện đ- ợc xây dựng và đ- ợc 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)

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 dãn 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}

a. 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 $f_{pj} = 0.8 f_u = 1488$ (Mpa)
- x : chiều dài bó thép - st từ đầu kích đến điểm bất kỳ đang xem xét (mm)
- K : hệ số ma sát lác; $K = 6.6 \times 10^{-7} / \text{mm}^{-1}$
- μ : Là hệ số ma sát; $\mu = 0.2$
- α : Tổng giá trị tuyệt đối của thay đổi góc của đ-ờng cáp thép - st 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	α (rad)	X(mm)	$Kx + \mu\alpha$	f_{pj} (MPa)	Δf_{pF} (MPa)
Gối 1	B ₁ , B ₂	0.026	3000	0.00539	1488	8.001
Giữa nhịp	B ₁ , B ₂	0.10	6500	0.0239	1488	35.228
Gối 2	B ₁ , B ₂	0.199	9500	0.0458	1488	65.622

b. Mất mát do tr-ợt neo

Trong quy trình TCVN-272-01 mất mát ứng suất do neo chỉ xảy ra trong một đoạn nhất định L_{pA} sau kích.

Công thức tính toán :

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

Trong đó:

- ΔL : biến dạng do tụt neo $\Delta L = 6$ mm/neo
- E_p : mô đun đàn hồi của thép : $E_p = 197000$ Mpa
- L : chiều dài của bó cáp $L = 12.5$ m

$$\Rightarrow \Delta f_{pA} = \frac{\Delta L}{L} \times E_p = \frac{0.006}{12.5} \times 197000 = 94.56 \text{ Mpa}$$

c. Mất mát do co ngắn đàn hồi

Sự co ngắn đàn hồi trong hệ bản quy định lấy bằng 25% giá trị đ-ợc tính từ công thức sau :

$$\Delta f_{pA} = \frac{E_p}{E_{ci}} \times f_{cgP}$$

Trong đó:

f_{cgp} : là tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm các bó thép ứng suất tr-óc sau khi kích và tự trọng của cấu kiện ở các mặt cắt mô men Max (Mpa)

E_p : là mô đun đàn hồi của thép ứng suất tr-óc. $E_p=197000$ Mpa

E_{ci} : là mô đun đàn hồi của bê tông lúc truyền lực.

Trong công thức d-ới đây, giá trị P_j có thể tính dựa trên ứng suất trong bó cáp căng tr-óc. Đối với thép chùng dẻo thấp lấy bằng $0.70f_{pu}$.

$$P_j = A_{ps} \cdot 0.7 f_{pu} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pA}$$

$$f_{cgp} = -\frac{P_j}{A} - \frac{P_j e^2}{I_x} + \frac{M_{dg} e}{I_x}$$

- e = độ lệch tâm của bó cáp so với trục trung hoà (mm) . $e = \frac{S_g}{A_g} - Y_{PS}$

- A_g : diện tích của tiết diện tại vị trí tính toán (mm²) (là hình chữ nhật có bề rộng 1m, chiều cao phụ thuộc vào vị trí tính toán)

$$A_g = H_g \times b_w + n A_{ps}$$

$$- S_g = \frac{H_g \times b_w}{2} + n A_{ps} Y_{PS}$$

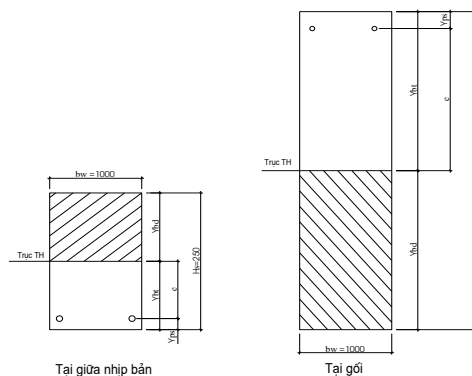
$$- n = \frac{E_{PS}}{E_c} = \frac{E_{PS}}{0.043 \times \gamma^{1.5} \times \sqrt{f_c}} = \frac{197000}{0.043 \times 2400^{1.5} \times \sqrt{50}} = 5.51$$

- I_g = mô men quán tính của tiết diện tính toán (mm⁴)

$$I_g = \frac{H_g^3 \times b_w}{12} + H_g \times b_w \left(y_i - \frac{H_g}{2} \right)^2 + n A_{ps} \times e^2$$

- M_g = mômen do trọng lượng bản thân của bản (mm)

❖ Tính toán lại độ lệch tâm e và mômen quán tính I của tiết diện tính toán



- Tại gối : $A_g = 600 \times 1000 + 5.51 \times 592.2 = 603263.022$ (mm²)

$$S_g = \frac{1000 \times 600^2}{2} + 5.51 \times 592.2 \times 56.35 = 180165223.1 (\text{mm}^3)$$

$$\Rightarrow e = \frac{180165223.1}{603263.022} - 56.35 = 242.3 (\text{mm})$$

$$\Rightarrow Y_{bt} = e + Y_{ps} = 242.3 + 56.35 = 298.65 (\text{mm})$$

$$I_g = \frac{600^3 \times 1000}{12} + 600 \times 1000 \left(298.65 - \frac{600}{2} \right)^2 + 5.51 \times 592.2 \times 242.3^2 = 1.819 \times 10^{10}$$

- Tại giữa nhịp : $A_g = 250 \times 1000 + 5.51 \times 592.2 = 253263.022 (\text{mm}^2)$

$$S_g = \frac{1000 \times 250^2}{2} + 5.51 \times 592.2 \times 56.35 = 31433871.29 (\text{mm}^3)$$

$$\Rightarrow e = \frac{31433871.29}{253263.022} - 56.35 = 67.786 (\text{mm})$$

$$\Rightarrow Y_{bt} = e + Y_{ps} = 67.796 + 56.35 = 124.136 (\text{mm})$$

$$I_g = \frac{250^3 \times 1000}{12} + 250 \times 1000 \left(124.136 - \frac{250}{2} \right)^2 + 5.51 \times 592.2 \times 67.786^2 = 0.132 \times 10^{10}$$

Bảng tính toán mất mát ứng suất do co giãn đàn hồi.

Tiết diện	Tên bố thép	M_g (Nmm)	e (mm)	A_g (mm ²)	I_g (mm ³)	P_j KN	f_{cgp} (Mpa)	Δf_{pEs} (Mpa)	$0.25 \Delta f_p$ E_s (Mpa)
Gối 1	B1,B2	127428000	242.3	603263.02	1.819×10^{10}	710.3	1.69	9.311	2.32
Giữa nhịp	B1,B2	107730000	67.786	253263.02	0.132×10^{10}	694.18	5.52	30.41	7.6
Gối 2	B1,B2	127428000	242.3	603263.02	1.819×10^{10}	676.18	1.69	9.311	2.32

d. Mất mát do co ngót

Mất mát ứng suất tr-óc 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-ong đối bao quanh, lấy trung bình hàng năm(%) = 82%

e. Mất mát do từ biến của bê tông

Công thức

$$\Delta f_{pCR} = 12.0 f_{cgp} - 7.0 \Delta f_{cdp} \geq 0$$

trong đó

f_{cgp} là ứng suất bê tông tại trọng tâm thép ứng suất trước lúc truyền lực (Mpa).

$$f_{cgp} = -\frac{P_j}{A} - \frac{P_j e^2}{I_x} + \frac{M_{dg} e}{I_x}$$

$$P_j = A_{ps} \cdot 0.7 f_{pu} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pA}$$

- 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 (mm²) (là hình chữ nhật có bề rộng 1m, chiều cao phụ thuộc vào vị trí tính toán)

- I_g = mô men quán tính của tiết diện tính toán (mm⁴)

- M_g = mômen do trọng lượng bản thân của bản (mm)

Δf_{cdp} : là thay đổi trong ứng suất bê tông tại trọng tâm thép ứng suất trước do tải trọng thông xuyên, trừ tải trọng tác động vào lúc thực hiện lực ứng suất trước.

Giá trị Δf_{cdp} cần được tính ở cùng mặt cắt hoặc các mặt cắt để tính f_{CGP} (Mpa)

$$\Delta f_{cdp} = -\frac{M_{ds} \cdot e}{I} - \frac{M_{da} \cdot e}{I}$$

M_{ds} mômen do trọng lượng các lớp phủ và lớp bảo vệ mặt cầu.

M_{da} mômen tĩnh tải chất thêm sau khi bê tông đông cứng

Bảng tính toán mất mát do từ biến

Tiết diện	Tên bó thép	M_g (Nmm)	e (mm)	A_g (mm ²)	I_g (mm ³)	f_{cgp} (Mpa)	Δf_{cdp} (Mpa)	Δf_{pcr} (Mpa)
Gối 1	B1,B2	12742800 0	242.3	603263.0 2	1.819x10 ¹⁰	1.69	0.351	12.48 3
Giữa nhịp	B1,B2	10773000 0	67.78 6	253263.0 2	0.132x10 ¹⁰	5.52	0.617	27.58 9
Gối 2	B1.B2	12742800 0	242.3	603263.0 2	1.819x10 ¹⁰	1.69	0.351	11.11 5

f. Mất mát do trùng dao cốt thép

Mất mát sau khi truyền lực - đối với tao thép để khử ứng suất kéo sau:

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

(5.9.5.4.4c-2)

ở đây:

- Δf_{pF} : Mất mát do ma sát đối với mức $0.70f_{pu}$ ở thời điểm xem xét tính theo

Điều 5.9.5.2.2.(Mpa)

- Δf_{pES} : Mất mát do co giãn 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 dãn 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	8.001	7.232	25	12.483	37.563
Giữa nhịp	B1,B2	35.228	15.443	25	27.589	33.221
Gối 2	B1,B2	65.622	6.560	25	11.115	32.534

g. Tổng mất mát ứng suất tr- óc

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	94.56	8.001	7.232	25	12.483	37.56 3	184.83 9
Giữa nhịp	B1,B2	94.56	35.228	15.443	25	27.589	33.22 1	231.04 1
Gối 2	B1,B2	94.56	65.622	6.560	25	11.115	32.53 4	235.39 1

VI. 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.

1. Trạng thái giới hạn sử dụng

➤ Giới hạn ứng suất cho cấp - ST:

$f_{pu} = 1860\text{Mpa}$, tao thép có độ dãn thấp 12.70, tao 3 sợi

$A_{ps} = 592.2\text{mm}^2$, $E_p = 197000\text{ Mpa}$

Yêu cầu:

- Sau khi truyền lực: $f_{pj} = 0.74f_{pu} = 0.74 \times 1860 = 1376.4\text{ Mpa}$

- Cường độ chảy quy định: $f_{py} = 0.9f_{pu} = 0.9 \times 1860 = 1674 \text{ Mpa}$

- Sau toàn bộ mất mát: $f_{pc} = 0.8f_{py} = 0.8 \times 1674 = 1339.2 \text{ Mpa}$

➤ 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

$f'_{ci} = 0.9 \times 50 = 45 \text{ Mpa}$ cường 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: $0.5\sqrt{f'_c} = 3.535 \text{ Mpa}$

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

Công thức kiểm tra:

❖ Tại tiết diện gối

Thở chịu nén:

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

Thở chịu kéo:

$$f_{tg} = -\frac{F_t}{A} - \frac{Fe}{I} y_t + \frac{M_s}{I} y_t \leq 0.25\sqrt{f'_{ci}} = 1.677 \text{ Mpa}$$

❖ Tại tiết diện giữa nhịp

Thở chịu nén:

$$f_{bg} = -\frac{F_t}{A} - \frac{Fe}{I} y_b + \frac{M_s}{I} y_b \geq -0.6f'_c = -27 \text{ Mpa}$$

Thở chịu kéo:

$$f_{tg} = -\frac{F_t}{A} + \frac{Fe}{I} y_t - \frac{M_s}{I} y_t \leq 0.25\sqrt{f'_{ci}} = 1.677 \text{ Mpa}$$

Trong đó:

- F_t = lực căng của cáp ứng suất trước 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 (mm²)
- I = mômen quán tính tiết diện (mm⁴)

Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông khi truyền lực

Tiết diện	e mm	A mm ²	I mm ⁴	M _s Nmm	y _t mm	y _b mm	F KN	f _{bg} MPa	f _{tg} MPa	Duyệt
Gối 1	242.3	603263.02	1.819x10 ¹⁰	127428000	300	300	706.025	1.17	-3.521	Đạt
Giữa nhịp	67.786	253263.02	0.132x10 ¹⁰	107730000	125	125	685.039	-5.72	-0.304	Đạt
Gối 2	242.3	603263.02	1.819x10 ¹⁰	127428000	300	300	672.2	1.102	-3.33	Đạt

Kiểm tra ứng suất bê tông sau toàn bộ mất mát

❖ Tại tiết diện gối

Thớ chịu nén:

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

Thớ chịu kéo:

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

❖ Tại tiết diện giữa nhịp

Thớ chịu nén:

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

Thớ chịu kéo:

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

Trong đó:

- F = lực căng của cáp ứng suất trước sau khi đã tính trừ mất mát (MPa)
F = A_{ps}(0.7f_{pu} - Δf_{pT}) 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 (mm²)
- I = mômen quán tính tiết diện (mm⁴)

Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông TTGHSD1

Tiết diện	e mm	A mm ²	I mm ⁴	M _s Nmm	y _t mm	y _b mm	F KN	f _{bg} MPa	f _{tg} MPa	Duyệt
Gối 1	242.3	603263.02	1.819x10 ¹⁰	127428000	300	300	661.582	-0.74	-1.45	Đạt
Giữa nhịp	67.786	253263.02	0.132x10 ¹⁰	107730000	125	125	644.882	-0.82	-5.823	Đạt
Gối 2	242.3	603263.02	1.819x10 ¹⁰	127428000	300	300	642.305	-0.78	-1.34	Đạt

2. Trạng thái giới hạn c- ở độ 1

a. 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; φ=1.0

Dùng cho uốn và kéo bê tông cốt thép - st φ = 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- ơng (mm)-chiều cao chịu nén
a=cβ₁

- β₁ : 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)

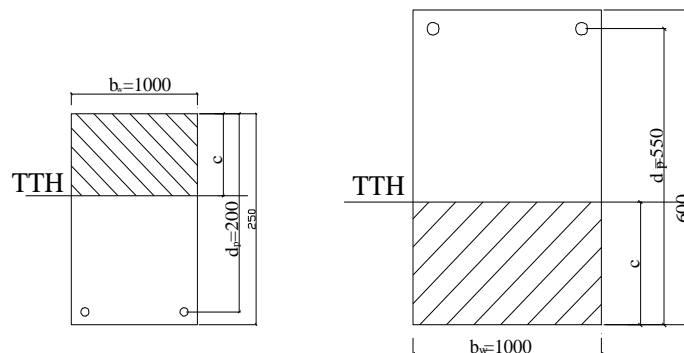
$d_p = 550\text{mm}$ tại gối

$d_p = 200\text{mm}$ 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

Tại gối

Tại gối :

$$c = \frac{592.2 \times 1860}{0.85 \times 50 \times 0.6928 \times 1000 + 0.28 \times 592.2 \times \frac{1860}{550}} = 36.710$$

Tại giữa bản:

$$c = \frac{592.2 \times 1860}{0.85 \times 50 \times 0.6928 \times 1000 + 0.28 \times 592.2 \times \frac{1860}{200}} = 35.548$$

- f'_c : Cường độ chịu nén quy định của bê tông ở tuổi 28 ngày (Mpa)

- b_w : Chiều dày của phần chịu nén ; $b_w = 1000\text{mm}$

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	25.433	592.2	1825.239	550	580.753	127.428	Đạt
Giữa bản	24.628	592.2	1767.433	200	196.446	107.73	Đạt
Gối 2	25.433	592.2	1825.239	550	580.753	127.428	Đạt

b. Kiểm tra hàm l- ợng cốt thép

❖ L- ợng cốt thép tối đa [5.7.3.3.1]

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

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

$$(5.7.3.3.1-1)$$

$d_e = d_p$: khoảng cách có hiệu t- ơng 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 l- ợng thép tối đa

Tiết diện	d_e mm	c mm	$\frac{c}{d_e}$	Duyệt
Gối 1	550	36.710	0.067	Đạt
Giữa nhịp	200	35.548	0.178	Đạt
Gối 2	550	36.710	0.067	Đạt

❖ L- ợng cốt thép tối thiểu [5.7.3.3.2]

Bất kỳ một mặt cắt nào của cấu 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

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

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)

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

(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- ớc (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- ợc lấy theo điều 5.5.4.2; $\phi=1.0$

1,33 lần momen tính toán cần thiết d- ới tổ hợp tải trọng- c- ờng đ- ộ

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

Kết quả kiểm toán đ- ợc 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_{pe} Mpa	f_d Mpa	$1.2M_{cr}$ kNm
Gối 1	603263.02	1.819×10^{10}	127428000	242.3	300	300	-6.112	0.473	155.14
Giữa nhịp	253263.02	0.132×10^{10}	107730000	67.786	125	125	-10.85	1.388	98.64
Gối 2	603263.02	1.819×10^{10}	127428000	242.3	300	300	-6.112	0.473	155.14

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	580.753	155.14	381.516	Đạt
Giữa nhịp	196.446	98.64	194.98	Đạt
Gối 2	580.753	155.14	381.516	Đạt

c. 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

- ϕ : Hệ số sức kháng dòn cho cốt $\phi = 0.9$
- V_n : Sức kháng cắt danh định:

$$V_n = \min \begin{cases} V_c + V_s + V_p & (5.8.3.3-1) \\ 0.25f_c b_v d_v + V_p & (5.8.3.3-2) \end{cases}$$

Trong đó : $V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_v d_v$ (5.8.3.3-3)

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

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)
- 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- ớc có hiệu trên h- ớng lực cắt tác dụng, là d- ơng nếu ng- ợc chiều lực cắt(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)

$$M_u = 286.854 \text{ KNm}$$

$$V_u = 272.326 \text{ KN}$$

❖ *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- ớng lực cắt là bằng 0

❖ *Xác định d_v và b_v*

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

Ta có $d_p = 550\text{mm}$ tại gối

$$a = \beta_1 c = 0.6928 \times 36.710 = 25.432$$

$$0.9d_e = 0.9 \times 550 = 495\text{mm}$$

$$0.72h = 0.72 \times 600 = 432\text{mm}$$

$$d_p - \frac{a}{2} = 550 - \frac{25.432}{2} = 537.248 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow d_v = 537.248 \text{ mm}$$

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

❖ Xác định β và θ

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

ứng suất cắt trong bê tông

$$v = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} = \frac{272.326 \times 10^3}{0.9 \times 1000 \times 537.248} = 0.563 \text{ MPa} > 0.1 \quad (5.8.3.4.2-1)$$

$$\frac{v}{f'_c} = \frac{0.563}{50} = 0.0113$$

ứng biến trong cốt thép ở phía chịu kéo do uốn của cấu kiện xác định theo :

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

Trong đó:

- A_{ps} : Diện tích cốt thép - st trong phía chịu kéo uốn của cấu kiện (m^2)
- 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 (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 có hiệu suất trong thép - st sau mất mát.

$$f_{pe} = 0.7f_{pu} - \Delta f_{pT} = 1320 - 184.839 = 1117.161 \text{ MPa}$$

- 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 $f_{pc} = 0$

$$\Rightarrow f_{po} = 1117.161 \text{ MPa}$$

Giả thiết $\theta = 45^0$

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{286.854 \times 10^6}{537.248} + 0.5 \times 272.326 \times 10^3 \times \cot g 45 - 592.2 \times 1117.161}{197000 \times 592.2} = -0.00102 \leq 0.002$$

Tra bảng 5.8.3.4.2-1 Ta đ- ợc $\theta = 27^0$, $\beta = 6.20$

❖ Xác định V_c và V_s

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

$$V_c = 0.083 \times 6.2 \times \sqrt{50} \times 1000 \times 537.248 = 1954922.709 \text{ N}$$

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

$$V_n = V_c + V_s + V_p = 1954922.709 + 0 + 0 = 1954922.709 \text{ N} = 1954.922 \text{ KN}$$

KN

$$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p = 0.25 \times 50 \times 1000 \times 537.248 = 6715.6 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_n = 1954.922 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \phi V_n = 0.9 \times 1954.922 = 1759.43 \text{ KN}$$

Kiểm tra theo công thức : $V_u = 272.326 \text{ KN} \leq \phi V_n = 1759.43 \text{ KN}$

d. Cốt thép chống co ngót và nhiệt độ

Cốt thép chống co ngót và nhiệt độ phải đ- ợc đặt gần các bề mặt bê tông lộ ra tr- ớc các thay đổi nhiệt độ hàng ngày.

Diện tích cốt thép trong mỗi h- ớng không đ- ợc nhỏ hơn :

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

Trong đó :

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

Thép phải đ- ợc phân bố đều trên 2 mặt (vì cấu kiện có bề dày hơn 150mm)

$$A_s \geq 0.75 \times 320 \times 1/400 = 0.6 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ theo mỗi h- ớng (tại giữa bản)}$$

Cốt thép phân bố trên một mặt là : $0.5 \times A_s = 0.3 \text{ mm}^2/\text{mm}$

Sử dụng $N_016 @ 250\text{mm}$, diện tích là $A_s = 0.379 \text{ mm}^2/\text{mm}$

$$A_s \geq 0.75 \times 600 \times 1/400 = 1.125 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ theo mỗi h- ớng (tại gối)}$$

Cốt thép phân bố trên một mặt là : $0.5 \times A_s = 0.5625 \text{ mm}^2/\text{mm}$

Sử dụng $N_016 @ 150\text{mm}$ diện tích là $A_s = 0.63 \text{ mm}^2/$

THIẾT KẾ KẾT CẤU DẦM CHỦ

LỰA CHỌN KÍCH THƯỚC VÀ TÍNH TOÁN ĐẶC TRƯNG HÌNH HỌC

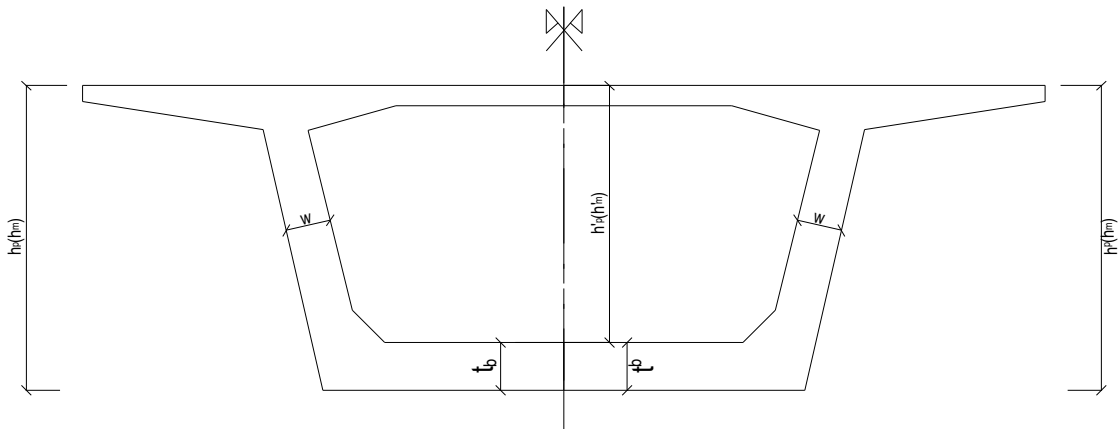
KÍCH THƯỚC KẾT CẤU VÀ MẶT CẮT NGANG DẦM

Thiết kế d-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 hẫng cong.
- y_1 : Chiều cao mặt cắt tại vị trí tính toán.
- x : Khoảng cách từ giữa nhịp đến mặt cắt tính toán

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, th- ờng nằm trong khoảng $(\frac{1}{75} \div \frac{1}{200})L_{nh}$, tham khảo một số cầu đã xây dựng, ta chọn với các tiết diện gần trụ T1 và T2 ta chọn bằng 600mm
- Trong phạm vi giữa tiết diện giữa nhịp và gần trụ, đáy trên bản đáy thay đổi theo đ- ờng cong bậc 2 :

$$y_2 = a_2x^2 + b_2$$

$$a_2 = \frac{h'_p - h'_m}{L^2}$$

$$b_2 = h'_m$$

trong đó :

- h'_p : Khoảng cách tính từ mặt đ- ờng xe chạy đến bản đáy trên tại mặt cắt sát đỉnh trụ
- h'_m : Khoảng cách tính từ mặt đ- ờng xe chạy đến bản đáy trên tại giữa nhịp.
- L : Chiều dài phân cánh hẫng 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 đ- ợc tính theo công thức:

$$t_b = y_1 - y_2$$

Thiết kế s- ờn hộp

S- ờn hộp chịu tải trọng nh- sau :

- Lực cắt do trọng l- ợng dầm 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 s- ờn phải đảm bảo hai yêu cầu:

- Đủ khả năng chịu lực
- Đủ tĩnh không để đổ bê tông.
- Để phù hợp với yêu cầu chịu lực, ta chọn chiều dày s- ờn bằng 400mm
- Sau đây là chiều cao, chiều dày dầm và bề dày s- ờn hộp của một số tiết diện

Nhịp phải của trụ T1

Thứ tự	Tiết diện	x	a_1	b_1	y_1	a_2	b_2	y_2	t_b	w
		m			m			m		
1	S0	39	0.00151	2.2	4.50	0.001183	1.9	3.70	0.80	0.5

2	S1	33	0.00151	2.2	3.84	0.001183	1.9	3.19	0.66	0.5
3	S2	30	0.00151	2.2	3.56	0.001183	1.9	2.96	0.59	0.5
4	S3	27	0.00151	2.2	3.30	0.001183	1.9	2.76	0.54	0.5
5	S4	23.5	0.00151	2.2	3.03	0.001183	1.9	2.55	0.48	0.5
6	S5	20	0.00151	2.2	2.80	0.001183	1.9	2.37	0.43	0.5
7	S6	16	0.00151	2.2	2.59	0.001183	1.9	2.20	0.38	0.5
8	S7	12	0.00151	2.2	2.42	0.001183	1.9	2.07	0.35	0.5
9	S8	8	0.00151	2.2	2.30	0.001183	1.9	1.98	0.32	0.5
10	S9	4	0.00151	2.2	2.22	0.001183	1.9	1.92	0.31	0.5
11	S10	0	0.00151	2.2	2.20	0.001183	1.9	1.90	0.30	0.5

w : là bề dày của sườn hộp

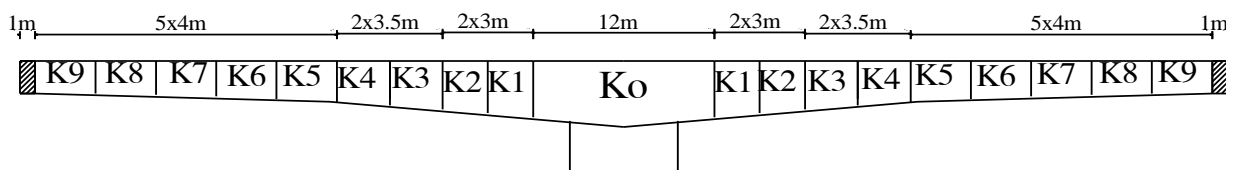
TÍNH TOÁN NỘI LỰC TRONG DẦM

Vì trong quá trình thi công hằng 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 tổng hợp lấy được bao nội lực trong giai đoạn thi công và trong giai đoạn khai thác ta được nội lực thiết kế.

SƠ ĐỒ CHIA ĐÓT THI CÔNG KẾT CẤU NHỊP

Sơ đồ chia đốt thi công kết cấu nhịp



CÁC GIAI ĐOẠN THI CÔNG KẾT CẤU NHỊP

Giai đoạn 1: Đúc hằng cân bằng

Đúc hằng cân bằng trên trụ T1,

CÁC GIAI ĐOẠN THI CÔNG KẾT CẤU NHỊP

a. Giai đoạn 1: Đúc hằng cân bằng trên trụ T1, T2

Để thực hiện việc đúc hằng 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-ông độ cao. 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).

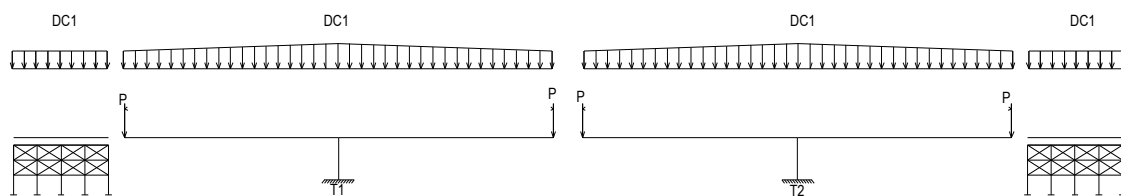
Sơ đồ tính là lúc đã đúc xong phần hẫng. Trên trụ T1.

Khi tính toán lấy tải trọng xe đúc là $P = 400\text{KN}$, tải trọng do trọng lượng bản thân đầm 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 $\gamma = 2.5 \text{ T/m}^3$.

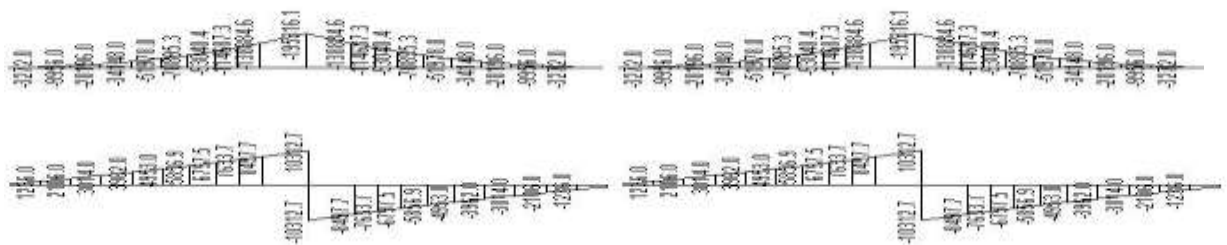
Khi thi công đúc hẫng từng cặp đốt đối xứng, khi bê tông đạt cường độ tiến hành căng cáp - st.

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:



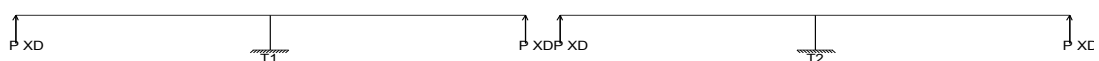
Biểu đồ mômen thu được khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm MIDAS Civil 2006



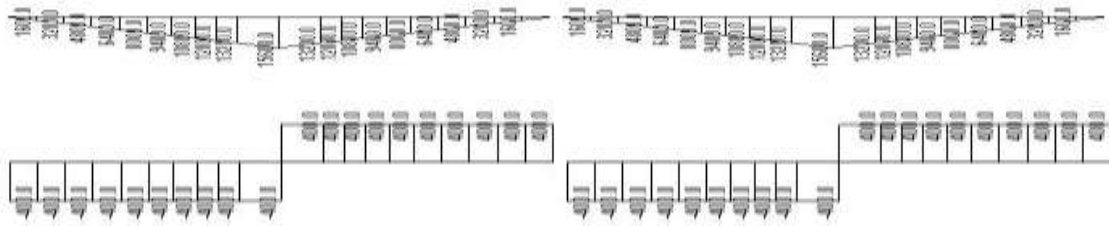
b. Giai đoạn 2 : tháo xe đúc

Sau khi thi công xong phần hẫng cặp xe đúc trên trụ T1, T2 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 MIDAS Civil 2006



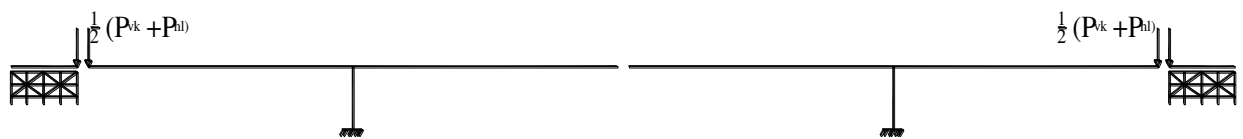
c. Giai đoạn 3: Hợp long nhịp biên

Sử dụng bộ ván khuôn để hợp long nhịp biên, tải trọng tác dụng là trọng lượng của ván khuôn và trọng lượng cốt 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 $\frac{1}{2} (P_{VK} + HL)$

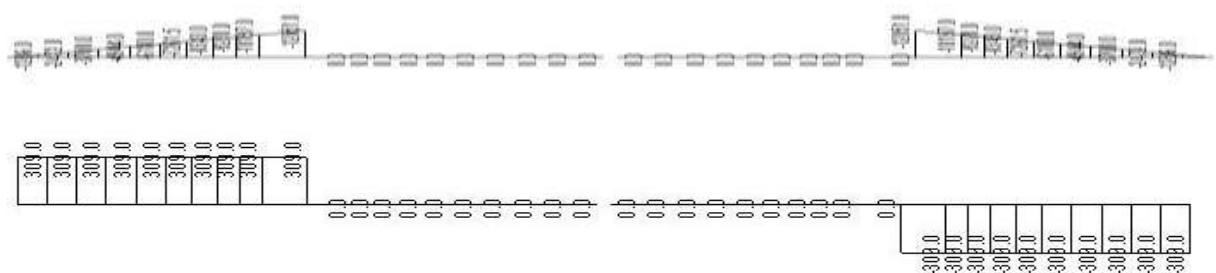
Với: $HL = 209 \times 2 = 418 \text{ KN}$

$P_{VK} = 20T = 200 \text{ KN}$

Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen thu được khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm MIDAS Civil 2006



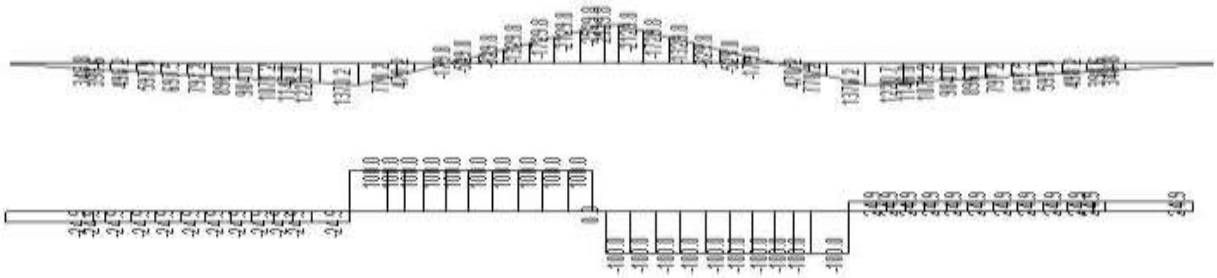
d. Giai đoạn 4 : Căng cáp, hạ giàn giáo, ván khuôn nhịp biên nhịp biên

Sau khi bê tông đã đạt cường độ, tiến hành căng cáp dọc cho nhịp biên, hạ giàn giáo.

Tiến hành tháo xe đúc dùng hợp long nhịp biên.

+ Tải trọng phân bố đều của đoạn đúc trên đà giáo và khối hợp long, tải trọng tập trung của một nửa trọng lượng ván khuôn và khối hợp long

Với tải trọng phân bố của toàn bộ cốt đúc trên đà giáo $q = 209 \text{ (KN/m)}$



g. Giai đoạn 8: *Giai đoạn hoàn thiện*

Thi công lan can, lớp mài luyện, phòng nước, 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)

$$DW = d_{lp} \cdot B_{lp} \cdot \gamma$$

Trong đó:

d_{lp} : chiều dày trung bình của lớp mặt đường, lấy trong thiết kế sơ bộ $= 15 \text{ cm} = 0.15 \text{ m}$

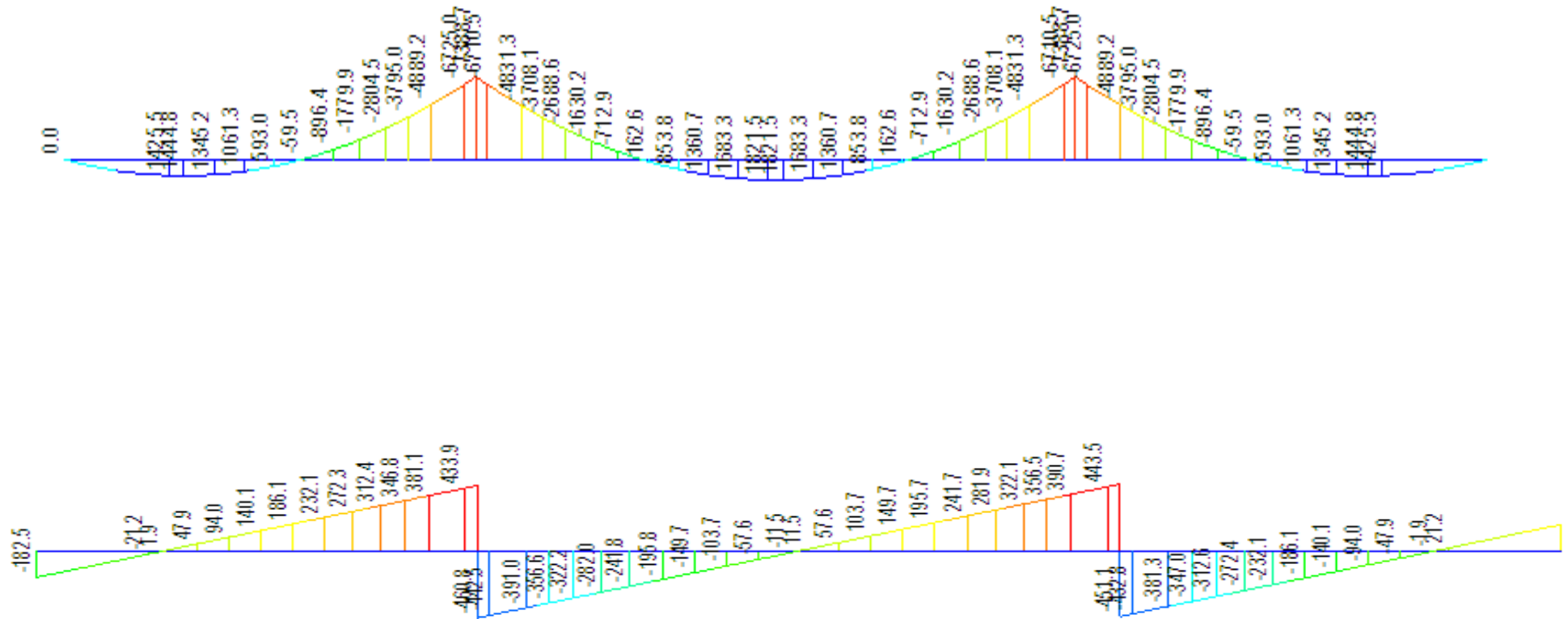
B_{lp} : bề rộng của các lớp mặt đường, $B = 12.5 \text{ m}$.

γ : tỷ trọng của lớp phủ, lấy trung bình $= 22.5 \text{ KN/m}^3$

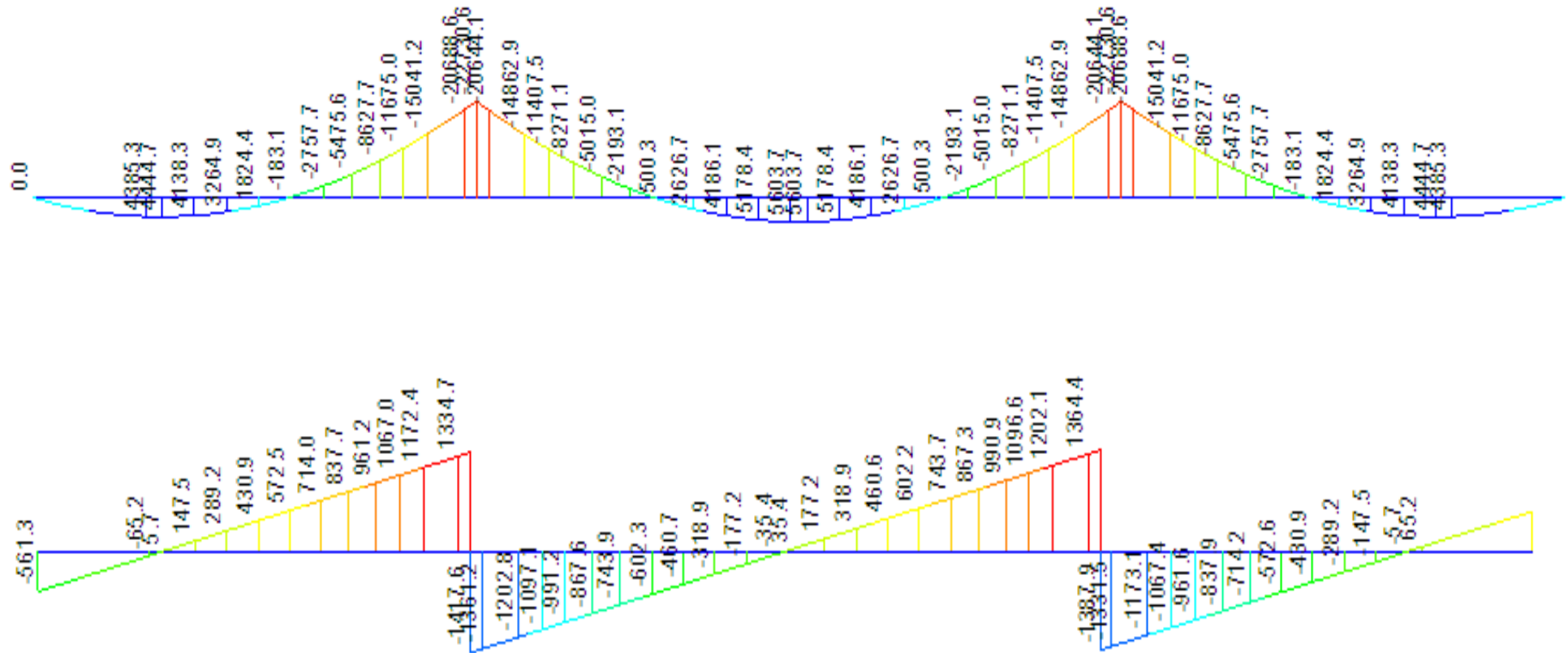
$$DW = 0.15 \times 12.5 \times 22.5 = 35.44 \text{ KN/m}$$

+ Tính tải lan can(DC2) phân bố đều tính cả 2 bên lan can

$$DC2 = 2 \times 0.24 \times 24 = 11.52 \text{ KN/m}$$



Biểu đồ nội lực do Lan Can gây ra



Biểu đồ nội lực do Lốp Phủ gây ra

Tổng hợp nội lực do Lan Can

TT		Mtc	Mtc*1.25 (KN.m)	Mtc*0.9 (KN.m)	Vtc	Vtc*1.25 (KN)	Vtc*0.9 (KN)
1	I	0	0	0	-182	-228	-164
2	I	1426	1782	1604	-21	-26	-19
3	I	1445	1806	1625	2	2	2
4	I	1345	1682	1513	48	60	43
5	I	1061	1327	1194	94	118	85
6	I	593	741	667	140	175	126
7	I	-60	-74	-67	186	233	167
8	I	-896	-1121	-1008	232	290	209
9	I	-1780	-2225	-2002	272	340	245
10	I	-2805	-3506	-3155	312	391	281
11	I	-3795	-4744	-4269	347	434	312
12	I	-4889	-6112	-5500	381	476	343
13	I	-6725	-8406	-7566	434	542	390
14t		-7389	-9236	-8312	451	564	406
14p	I	-7389	-9236	-8312	-461	-576	-415
15	I	-6711	-8388	-7549	-442	-553	-398
16	I	-4831	-6039	-5435	-391	-489	-352
17	I	-3708	-4635	-4172	-357	-446	-321
18	I	-2689	-3361	-3025	-322	-403	-290
19	I	-1630	-2038	-1834	-282	-353	-254
20	I	-713	-891	-802	-242	-302	-218
21	I	163	203	183	-196	-245	-176
22	I	854	1067	961	-150	-187	-135
23	I	1361	1701	1531	-104	-130	-93
24	I	1683	2104	1894	-58	-72	-52
25	I	1822	2277	2049	-12	-14	-10
26	I	1822	2277	2049	12	14	10
27	I	1683	2104	1894	58	72	52
28	I	1361	1701	1531	104	130	93

29	I	854	1067	961	150	187	135
30		163	203	183	196	245	176
31		-713	-891	-802	242	302	218
32		-1630	-2038	-1834	282	353	254
33		-2689	-3361	-3025	322	403	290
34		-3708	-4635	-4172	357	446	321
35		-4831	-6039	-5435	391	489	352
36		-6711	-8388	-7549	442	553	398
37t		-7389	-9236	-8312	461	576	415
37p		-7389	-9236	-8312	-451	-564	-406
38		-6725	-8406	-7566	-434	-542	-390
39		-4889	-6112	-5500	-381	-476	-343
40		-3795	-4744	-4269	-347	-434	-312
41		-2805	-3506	-3155	-312	-391	-281
42		-1780	-2225	-2002	-272	-340	-245
43		-896	-1121	-1008	-232	-290	-209
44		-60	-74	-67	-186	-233	-167
45		593	741	667	-140	-175	-126
46		1061	1327	1194	-94	-118	-85
47		1345	1682	1513	-48	-60	-43
48		1445	1806	1625	-2	-2	-2
49		1426	1782	1604	21	26	19
50		0	0	0	182	228	164

Tổng hợp nội lực do Lớp Phủ

TT	Mtc (KN.m)	Mtc*1.5 (KN.m)	Mtc*0.65 (KN.m)	Vtc (KN)	Vtc*1.5 (KN)	Vtc*0.65 (KN)
1	0	0	0	-561	-842	-547
2	4385	6578	4276	-65	-98	-64
3	4445	6667	4334	6	9	6
4	4138	6207	4035	147	221	144
5	3265	4897	3183	289	434	282
6	1824	2737	1779	431	646	420
7	-183	-275	-179	572	859	558
8	-2758	-4137	-2689	714	1071	696
9	-5476	-8213	-5339	838	1256	817
10	-8628	-12942	-8412	961	1442	937
11	-11675	-17513	-11383	1067	1601	1040
12	-15041	-22562	-14665	1172	1759	1143
13	-20689	-31034	-20172	1335	2002	1301
14t	-22731	-31034	-20172	1388	2082	1353
14p	-22731	-34097	-22163	-1418	-2126	-1382
15	-20644	-30966	-20128	-1361	-2042	-1327
16	-14863	-22295	-14491	-1203	-1804	-1173
17	-11408	-17112	-11123	-1097	-1646	-1070
18	-8271	-12407	-8064	-991	-1487	-966
19	-5015	-7523	-4890	-868	-1301	-846
20	-2193	-3290	-2138	-744	-1116	-725
21	500	751	488	-602	-903	-587
22	2627	3940	2561	-461	-691	-449
23	4186	6279	4081	-319	-478	-311
24	5178	7768	5049	-177	-266	-173
25	5604	8406	5464	-35	-53	-35
26	5604	8406	5464	35	53	35
27	5178	7768	5049	177	266	173
28	4186	6279	4081	319	478	311

29	2627	3940	2561	461	691	449
30	500	751	488	602	903	587
31	-2193	-3290	-2138	744	1116	725
32	-5015	-7523	-4890	868	1301	846
33	-8271	-12407	-8064	991	1487	966
34	-11408	-17112	-11123	1097	1646	1070
35	-14863	-22295	-14491	1203	1804	1173
36	-20644	-30966	-20128	1361	2042	1327
37t	-22731	-34097	-22163	1418	2126	1382
37p	-22731	-34097	-22163	-1388	-2082	-1353
38	-20689	-31034	-20172	1335	2002	1301
39	-15041	-22562	-14665	-1172	-1759	-1143
40	-11675	-17513	-11383	-1067	-1601	-1040
41	-8628	-12942	-8412	-961	-1442	-937
42	-5476	-8213	-5339	-838	-1256	-817
43	-2758	-4137	-2689	-714	-1071	-696
44	-183	-275	-179	-572	-859	-558
45	1824	2737	1779	-431	-646	-420
46	3265	4897	3183	-289	-434	-282
47	4138	6207	4035	-147	-221	-144
48	4445	6667	4334	-6	-9	-6
49	4385	6578	4276	65	98	64
50	0	0	0	561	842	547

h. 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 ($PL=0.3 \text{ KN/m}^2$), tính trên chiều dài cầu: $PL = 3 \times 1 = 3 \text{ KN/m}$

Hoạt tải HL93

Tổ hợp nội lực do xe3 trục

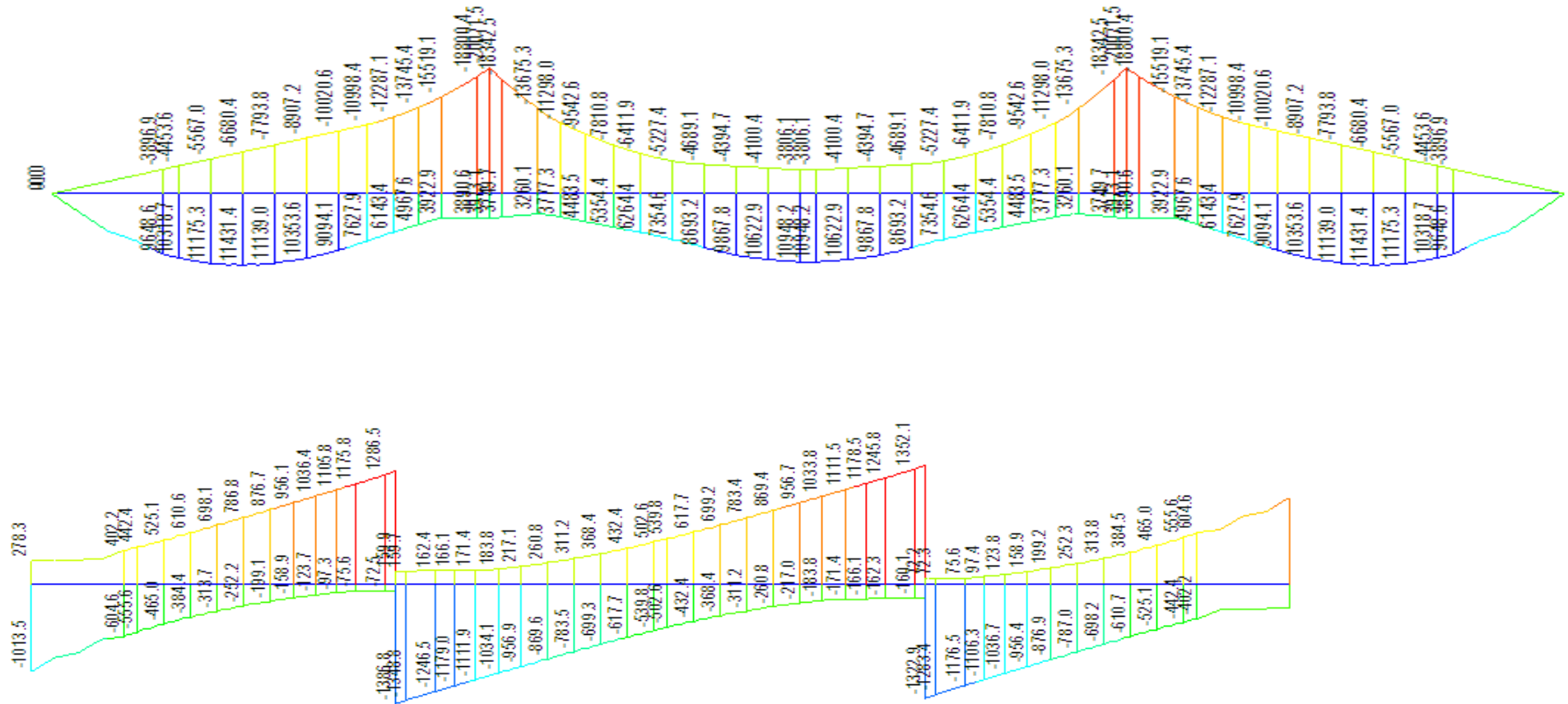
TT	Mmax	Mmin	Vmax	Vmin
1	0	0	325	-1209
2	11268	-4546	440	-720
3	12034	-5195	493	-661
4	13007	-6494	600	-552
5	13259	-7792	709	-455
6	12860	-9091	818	-369
7	11910	-10390	926	-294
8	10400	-11689	1035	-229
9	8658	-12829	1128	-178
10	6849	-14279	1222	-134
11	5364	-15877	1302	-100
12	4610	-17789	1382	-90
13	4641	-21279	1506	-86
14t	4745	-22620	1547	-86
14p	4745	-22620	191	-1615
15	4475	-20668	191	-1573
16	3845	-15364	193	-1460
17	3973	-12731	197	-1384
18	4939	-10883	202	-1308
19	6087	-9042	211	-1219
20	7246	-7535	241	-1130
21	8580	-6226	295	-1028
22	10121	-5563	357	-927
23	11448	-5145	426	-826
24	12302	-4726	504	-728
25	12670	-4308	589	-634
26	12670	-4308	634	-589
27	12302	-4726	728	-504
28	11448	-5145	826	-426
29	10121	-5563	927	-357

30	8580	-6226	1028	-295
31	7246	-7535	1130	-241
32	6087	-9042	1219	-211
33	4939	-10883	1308	-202
34	3973	-12731	1384	-197
35	3845	-15364	1460	-193
36	4475	-20668	1573	-191
37t	4745	-22620	1615	-191
37p	4745	-22620	86	-1547
38	4641	-21279	86	-1503
39	4610	-17789	90	-1382
40	5364	-15877	100	-1302
41	6849	-14279	134	-1222
42	8658	-12829	178	-1129
43	10400	-11689	229	-1035
44	11910	-10390	294	-927
45	12860	-9091	369	-818
46	13259	-7792	455	-709
47	13007	-6494	552	-600
48	12034	-5195	661	-493
49	11268	-4546	720	-440
50	0	0	1209	-325

Tổ hợp nội lực do xe 2 trục

TT	Mmax	Mmin	Vmax	Vmin
1	0	0	278	-1014
2	9649	-3897	402	-605
3	10319	-4454	442	-556
4	11175	-5567	525	-465
5	11431	-6680	611	-384
6	11139	-7794	698	-314
7	10354	-8907	787	-252
8	9094	-10021	877	-199
9	7628	-10998	956	-159
10	6143	-12287	1036	-124
11	4968	-13745	1106	-97
12	3923	-15519	1176	-76
13	3891	-18800	1287	-72
14t	3973	-20072	1323	-72
14p	3973	-20072	160	-1387
15	3750	-18342	160	-1349
16	3260	-13675	162	-1247
17	3777	-11298	166	-1179
18	4484	-9543	171	-1112
19	5354	-7811	184	-1034
20	6264	-6412	217	-957
21	7355	-5227	261	-870
22	8693	-4689	311	-784
23	9868	-4395	368	-699
24	10623	-4100	432	-618
25	10948	-3806	503	-540
26	10948	-3806	540	-503
27	10623	-4100	618	-432
28	9868	-4395	699	-368
29	8693	-4689	783	-311
30	7355	-5227	869	-261

31	6264	-6412	957	-217
32	5354	-7811	1034	-184
33	4484	-9543	1112	-171
34	3777	-11298	1179	-166
35	3260	-13675	1246	-162
36	3750	-18342	1352	-160
37t	3973	-20072	1387	-160
37p	3973	-20072	72	-1323
38	3891	-18800	72	-1283
39	3923	-15519	76	-1177
40	4968	-13745	97	-1106
41	6143	-12287	124	-1037
42	7628	-10998	159	-956
43	9094	-10021	199	-877
44	10354	-8907	252	-787
45	11139	-7794	314	-698
46	11431	-6680	384	-611
47	11175	-5567	465	-525
48	10319	-4454	556	-442
49	9649	-3897	605	-402
50	0	0	1014	-278

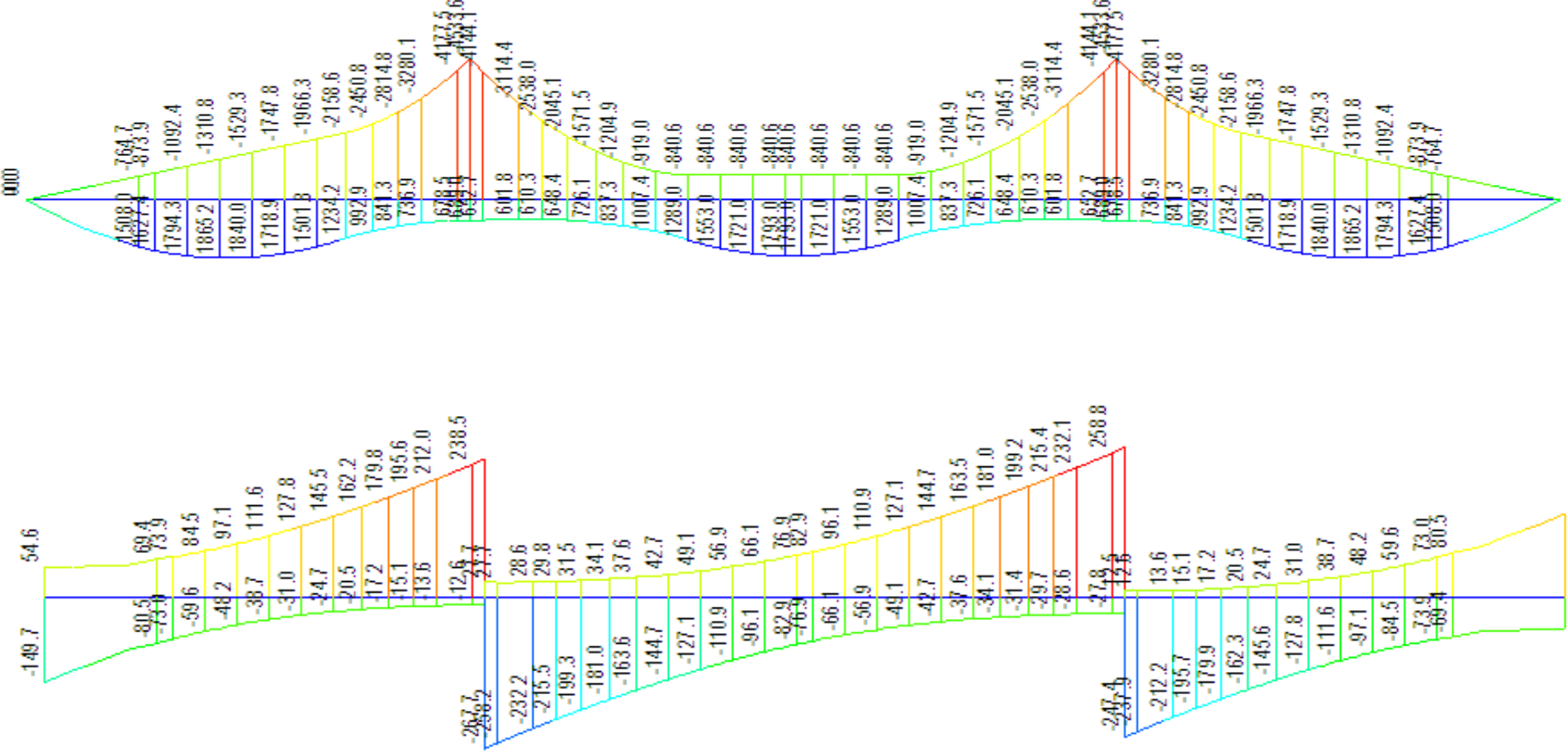


Biểu đồ bao nội lực do xe 2 trục gây ra

Tổ hợp nội lực do ng- òi gây ra

TT	Mmax	Mmin	Vmax	Vmin
1	0	0	55	-150
2	1508	-765	69	-81
3	1627	-874	74	-73
4	1794	-1092	84	-60
5	1865	-1311	97	-48
6	1840	-1529	112	-39
7	1719	-1748	128	-31
8	1502	-1966	146	-25
9	1234	-2159	162	-20
10	993	-2451	180	-17
11	841	-2815	196	-15
12	737	-3280	212	-14
13	679	-4178	239	-13
14t	689	-4534	247	-13
14p	689	-4534	28	-268
15	653	-4144	28	-258
16	602	-3114	29	-232
17	610	-2538	30	-215
18	648	-2045	31	-199
19	726	-1572	34	-181
20	837	-1205	38	-164
21	1007	-919	43	-145
22	1289	-841	49	-127
23	1553	-841	57	-111
24	1721	-841	66	-96
25	1793	-841	77	-83
26	1793	-841	83	-77
27	1721	-841	96	-66
28	1553	-841	111	-57
29	1289	-841	127	-49

30	1007	-919	145	-43
31	837	-1205	164	-38
32	726	-1572	181	-34
33	648	-2045	199	-31
34	610	-2538	215	-30
35	602	-3114	232	-29
36	653	-4144	258	-28
37t	689	-4534	268	-28
37p	689	-4534	13	-247
38	679	-4178	13	-238
39	737	-3280	14	-212
40	841	-2815	15	-196
41	993	-2451	17	-180
42	1234	-2159	20	-162
43	1502	-1966	25	-146
44	1719	-1748	31	-128
45	1840	-1529	39	-112
46	1865	-1311	48	-97
47	1794	-1092	60	-84
48	1627	-874	73	-74
49	1508	-765	81	-69
50	0	0	150	-55



Biểu đồ bao nội lực do ng- òi gây ra

TỔ HỢP NỘI LỰC

Sử dụng phần mềm Midas civil 6.3 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, gờ chắn (DC2), và lớp mặt cầu(DW). Tổ hợp với hoạt tải khi khai thác ta đ- ợc nội lực thiết kế.

Bảng hệ số tải trọng dùng để tổ hợp:

Loại tải trọng	DC1, DC2	Dw	pl	ll
γ_{\max}	1.25	1.5	1.75	1.75
γ_{\min}		0.65	1.75	1.75

γ_{\max} = hệ số tải trọng lớn nhất

γ_{\min} = hệ số tải trọng nhỏ nhất

Sau khi tính toán đ- ợc mômen do các tải trọng thành phần gây ra, tiến hành tổ hợp nội lực.

Tổng hiệu ứng lực tính toán phải lấy nh- sau

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (3.4.1)$$

Trong đó:

- γ_i = Hệ số tải trọng bảng [A3.4.1-1] và [A3.4.1-2]
- Q_i = Tải trọng qui định ở đây.
- η_i = Hệ số điều chỉnh tải trọng

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I$$

• 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
- $\eta_I = 1.05$ cho các cầu quan trọng

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

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

$$TTGHCD1: M = \eta \times \{ (M_{DC1} \times \gamma_1) + (M_{DC2} \times \gamma_2) + (M_{DW} \times \gamma_3) + 1.75 * (IM \times M_{LL} + M_{NG}) \}$$

$$V = \eta \times \{ (V_{DC1} \times \gamma_1) + (V_{DC2} \times \gamma_2) + (V_{DW} \times \gamma_3) + 1.75 * (IM \times V_{LL} + V_{NG}) \}$$

Trong đó: $\gamma_1 = 1.25$

$+ \gamma_2 = 1.25$ khi hoạt tải và tĩnh tải cùng dấu

$\gamma_2 = 0.9$ khi hoạt tải và tĩnh tải ng- ợc dấu

$+ \gamma_3 = 1.5$ khi hoạt tải và tĩnh tải cùng dấu

$\gamma_3 = 0.65$ khi hoạt tải và tĩnh tải ngược dấu

$$TTGHSD: M = M_{DC1} + M_{DC2} + M_{DW} + IM \times M_{LL} + M_{NG}$$

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

Tổ Hợp MOOMEN THEO CÁC TTGH

TT	DC1	DC2	DW	LL+PL		Tổ hợp nội lực theo TTGHCD1		Tổ hợp nội lực theo TTGHSD	
	M (KNm)	M (KNm)	M (KNm)	Mmax (KNm)	Mmin (KNm)	Mmax (KNm)	Mmin (KNm)	Mmax(K Nm)	Mmin(K Nm)
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	16767	1426	4385	12776	-5310	44200	22604	35354	17268
3	15857	1445	4445	13661	-6069	44053	20697	35408	15677
4	11659	1345	4138	14801	-7586	39128	13163	31944	9557
5	4295	1061	3265	15124	-9103	28052	675	23745	-482
6	-6379	593	1824	14700	-10620	10714	-16956	10738	-14582
7	-20518	-60	-183	13629	-12138	-12987	-39933	-7132	-32899
8	-38289	-896	-2758	11902	-13655	-43277	-68474	-30041	-55598
9	-56952	-1780	-5476	9892	-14988	-75323	-98195	-54315	-79195
10	-78656	-2805	-8628	7842	-16730	-112272	-132948	-82246	-106818
11	-99775	-3795	-11675	6205	-18692	-147809	-167016	-109040	-133937
12	-123306	-4889	-15041	5347	-21069	-186331	-205135	-137889	-164305
13	-163405	-6725	-20689	5320	-25457	-250296	-270323	-185500	-216276
14t	-201488	-7389	-22731	5433	-27154	-304247	-322872	-226174	-258761
14p	-201488	-7389	-22731	5433	-27154	-304247	-324963	-226174	-258761
15	-186588	-6711	-20644	5127	-24812	-280835	-300010	-208815	-238754
16	-145837	-4831	-14863	4447	-18478	-216492	-231736	-161084	-184009
17	-121872	-3708	-11408	4583	-15269	-177978	-192048	-132404	-152257
18	-100319	-2689	-8271	5587	-12928	-142358	-156886	-105691	-124206
19	-78108	-1630	-5015	6813	-10614	-105401	-120720	-77940	-95367
20	-58938	-713	-2193	8083	-8739	-73258	-89619	-53761	-70583
21	-40588	163	500	9588	-7145	-42204	-60070	-30338	-47070
22	-25870	854	2627	11410	-6404	-16717	-36981	-10980	-28794
23	-14617	1361	4186	13001	-5985	2845	-19577	3931	-15056
24	-6674	1683	5178	14023	-5567	16330	-7314	14211	-5379

25	-1897	1822	5604	14463	-5148	23913	-7	19991	-380
26	-1897	1822	5604	14463	-5148	23913	-7	19991	-380
27	-6674	1683	5178	14023	-5567	16330	-7314	14211	-5379
28	-14617	1361	4186	13001	-5985	2845	-19577	3931	-15056
29	-25870	854	2627	11410	-6404	-16717	-36981	-10980	-28794
30	-40588	163	500	9588	-7145	-42204	-60070	-30337	-47070
31	-58938	-713	-2193	8083	-8739	-73258	-89619	-53761	-70583
32	-78108	-1630	-5015	6813	-10614	-105401	-120720	-77940	-95367
33	-100319	-2689	-8271	5587	-12928	-142358	-156886	-105691	-124206
34	-121872	-3708	-11408	4583	-15269	-177978	-192048	-132404	-152257
35	-145837	-4831	-14863	4447	-18478	-216492	-231736	-161084	-184009
36	-186588	-6711	-20644	5127	-24812	-280835	-300010	-208815	-238754
37t	-201488	-7389	-22731	5433	-27154	-304247	-324963	-226174	-258761
37p	-201488	-7389	-22731	5433	-27154	-304247	-324963	-226174	-258761
38	-163405	-6725	-20689	5320	-25457	-250296	-270323	-185499	-216276
39	-123306	-4889	-15041	5347	-21069	-186331	-205135	-137889	-164305
40	-99775	-3795	-11675	6205	-18692	-147809	-167016	-109040	-133937
41	-78656	-2805	-8628	7842	-16730	-112272	-132948	-82246	-106818
42	-56952	-1780	-5476	9892	-14988	-75323	-98195	-54316	-79195
43	-38289	-896	-2758	11902	-13655	-43277	-68474	-30041	-55598
44	-20518	-60	-183	13629	-12138	-12987	-39933	-7132	-32899
45	-6379	593	1824	14700	-10620	10714	-16956	10739	-14582
46	4295	1061	3265	15124	-9103	28052	675	23745	-482
47	11659	1345	4138	14801	-7586	39128	13163	31944	9557
48	15857	1445	4445	13661	-6069	44053	20697	35408	15677
49	16767	1426	4385	12776	-5310	44200	22604	35354	17268
50	0	0	0	0	0	0	0	0	0

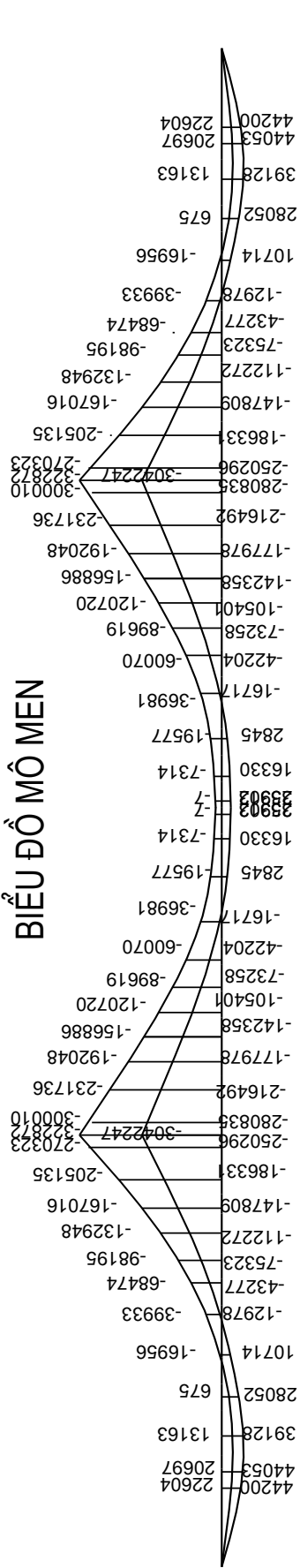
Tổ hợp lực cắt theo các trạng thái giới hạn
TỔ HỢP LỰC CẮT THEO CÁC TTGH

TT	DC1	DC2	DW	LL+PL		Tổ hợp nội lực theo TTGHCD1		Tổ hợp nội lực theo TTGHSD	
	V(KN)	V(KN)	V(KN)	Vmax (KN)	Vmin (KN)	Vmax (KN)	Vmin (KN)	Vmax (KN)	Vmin (KN)
1	-2644	-182	-561	379	-1359	-3853	-5678	-3008	-4746
2	249	-21	-65	510	-801	771	-605	672	-639
3	737	2	6	566	-734	1570	204	1311	10
4	1437	48	147	684	-612	2809	1448	2316	1020
5	2246	94	289	806	-503	4196	2821	3434	2125
6	3092	140	431	929	-408	5633	4229	4592	3254
7	3978	186	572	1054	-325	7125	5676	5791	4411
8	4907	232	714	1180	-253	8673	7168	7033	5600
9	5758	272	838	1291	-199	10078	8514	8158	6669
10	6645	312	961	1402	-151	11530	9900	9320	7767
11	7435	347	1067	1497	-115	12815	11122	10346	8734
12	8253	381	1172	1594	-103	14136	12354	11400	9703
13	9569	434	1335	1745	-99	16249	14313	13083	11239
14t	10127	451	1388	1794	-99	17107	15119	13761	11868
14p	-10153	-461	-1418	219	-1883	-15068	-17275	-11813	-13914
15	-9714	-442	-1361	219	-1831	-14414	-16566	-11299	-13349
16	-8397	-391	-1203	222	-1692	-12462	-14471	-9769	-11683
17	-7579	-357	-1097	227	-1599	-11236	-13154	-8806	-10632
18	-6789	-322	-991	234	-1507	-10045	-11873	-7869	-9610
19	-5903	-282	-868	245	-1400	-8697	-10425	-6807	-8453
20	-5052	-242	-744	279	-1294	-7373	-9024	-5759	-7332
21	-4123	-196	-602	338	-1173	-5894	-7481	-4583	-6094
22	-3236	-150	-461	406	-1054	-4462	-5995	-3441	-4900
23	-2390	-104	-319	483	-937	-3074	-4565	-2330	-3750
24	-1582	-58	-177	570	-824	-1724	-3188	-1246	-2641
25	-807	-12	-35	666	-717	-409	-1861	-188	-1571
26	807	12	35	717	-666	1861	409	1571	188

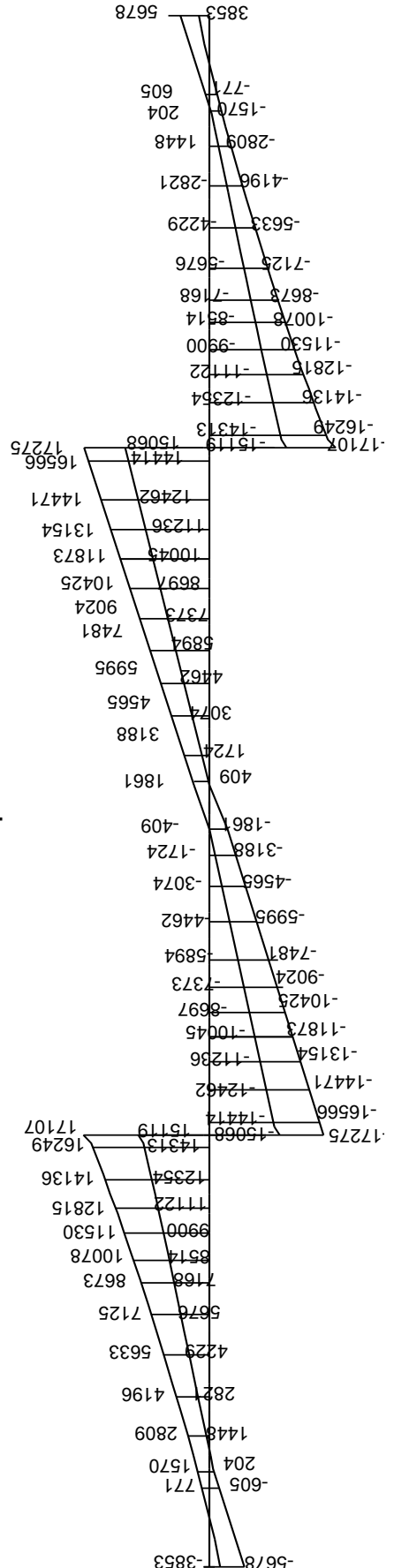
27	1582	58	177	824	-570	3188	1724	2641	1246
28	2390	104	319	937	-483	4565	3074	3750	2330
29	3236	150	461	1054	-406	5995	4462	4900	3441
30	4123	196	602	1173	-338	7481	5894	6094	4583
31	5052	242	744	1294	-279	9024	7373	7331	5759
32	5903	282	868	1400	-245	10424	8697	8452	6807
33	6789	322	991	1507	-234	11872	10045	9610	7869
34	7579	357	1097	1599	-227	13154	11236	10632	8806
35	8397	391	1203	1692	-222	14472	12462	11683	9769
36	9714	442	1361	1831	-219	16566	14414	13349	11299
37t	10153	461	1418	1883	-219	17275	15069	13914	11813
37p	-10127	-451	-1388	99	-1794	-15119	-17107	-11868	-13761
38	-9569	-434	1335	99	-1741	-11510	-13441	-8569	-10409
39	-8253	-381	-1172	103	-1594	-12354	-14137	-9703	-11401
40	-7435	-347	-1067	115	-1498	-11122	-12815	-8734	-10346
41	-6645	-312	-961	151	-1402	-9900	-11531	-7767	-9321
42	-5758	-272	-838	199	-1291	-8514	-10078	-6669	-8159
43	-4907	-232	-714	253	-1180	-7168	-8673	-5600	-7034
44	-3978	-186	-572	325	-1054	-5676	-7125	-4411	-5791
45	-3092	-140	-431	408	-929	-4229	-5633	-3254	-4592
46	-2246	-94	-289	503	-806	-2821	-4196	-2125	-3434
47	-1437	-48	-147	612	-684	-1448	-2809	-1020	-2316
48	-737	-2	-6	734	-566	-204	-1570	-10	-1311
49	-249	21	65	801	-510	605	-771	639	-672
50	2644	182	561	1359	-379	5678	3853	4746	3008

BIỂU ĐỘ BAO NỘI LỰC DO TỔ HỢP TẢI TRONG Ở TTGHCD1

BIỂU ĐỘ MÔ MEN

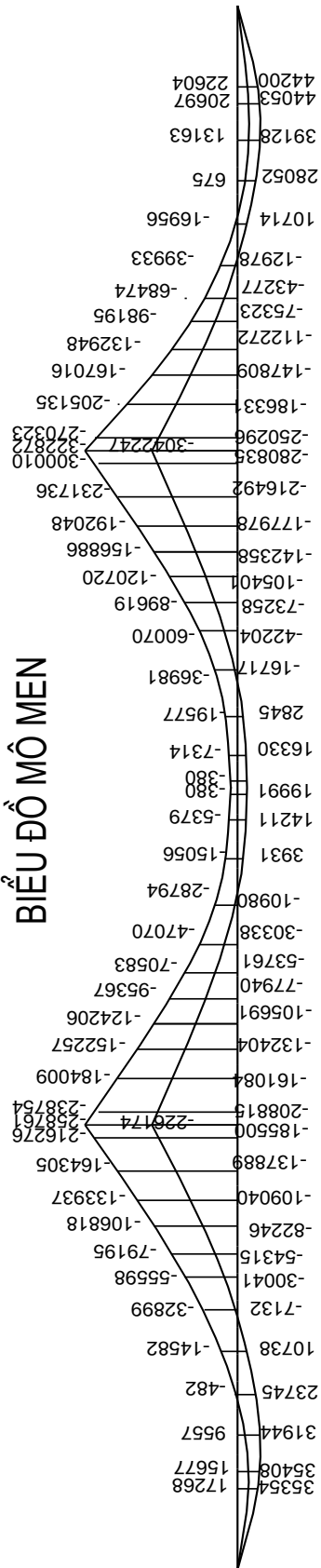


BIỂU ĐỘ LỰC CẮT

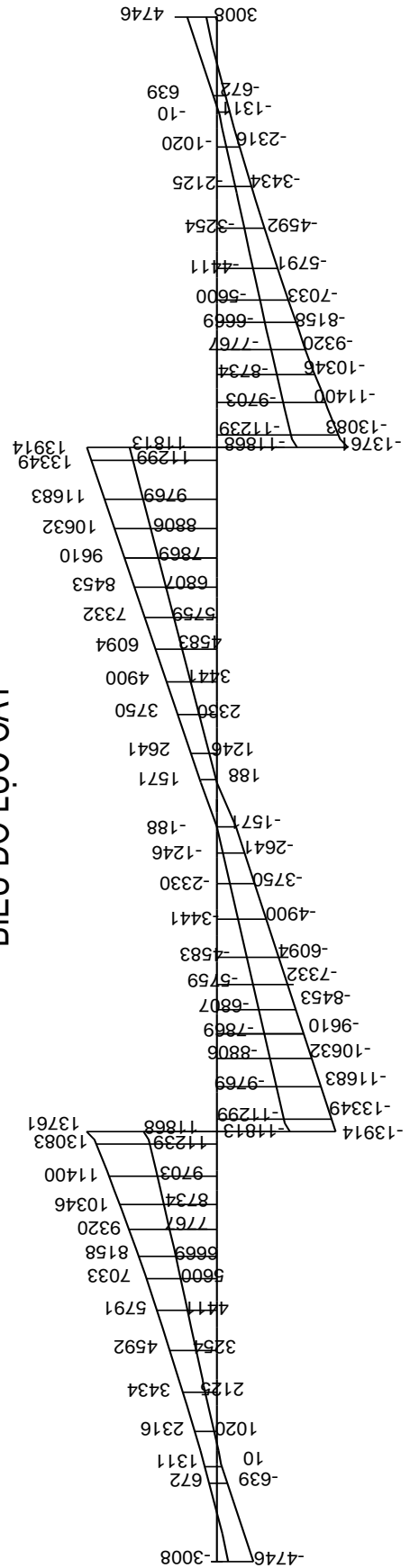


BIỂU ĐỒ BAO NỘI LỰC DO TỔ HỢP TẢI TRỌNG Ở TTGHSD

BIỂU ĐỒ MÔ MEN



BIỂU ĐỒ LỰC CẮT



THIẾT KẾ CỐT THÉP

CHỌN CÁP

Cáp sử dụng là cáp c-ờng độ cao của hãng VSL có các thông số nh- sau:

Các thông số của cáp c-ờng độ cao sử dụng

Đ-ờng kính danh định	15.2mm
Diện tích danh định một tao	140mm ²
C-ờng độ chịu kéo	1860 Mpa
C-ờng độ chảy	$f_{py} = 1670\text{Mpa}$
Môđun đàn hồi	$E_p = 197000\text{Mpa}$
Hệ số ma sát	$\mu = 0.25$
Hệ số ma sát lăn	$K = 6.6 \times 10^{-7}(\text{mm}^{-1}) = 6.6 \times 10^{-4}(\text{m}^{-1})$
Chiều dài tụt neo	$\Delta L = 0.006\text{m/neo}$
ứng suất trong thép - st khi kích	$f_{pj} = 1451\text{MPa}$

ống gen sử dụng là ống gen thép.

Sơ bộ chọn cáp dựa vào điều kiện sau: Lực nén F_f nhỏ nhất để đảm bảo thớ chịu kéo ngoài cùng của bê tông không bị nứt, tức là ứng suất thớ ngoài cùng chịu kéo nhỏ hơn $0.50 \sqrt{f'_c} = 3.53\text{Mpa} = 3.53 \times 10^3 \text{KN/m}^2$

▪ Tính toán cốt thép dự ứng lực

Tính diện tích thép dự ứng lực: tính sơ bộ theo TTGHCD1 theo công th-c 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 $f_{pe} = 1336\text{Mpa}$

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 âm, có thể lấy $h_o = h - \frac{1}{2}h_b$

Đối với tr-ờng hợp tính thép chịu momen d-ương, 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 $h_b = 0,6m$

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 : $n = \frac{A_{ps}}{A_b}$

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: $F_b = m.A_{str}$

m : số tao trong 1 bó

A_{str} : diện tích của 1 tao = $1.4cm^2$

Bó cáp chịu mômen âm chọn loại bó 21 tao:

$$A_b = 21 \times 1.4 = 29.4 \text{ cm}^2$$

Bó cáp chịu mômen d- ơng và cáp âm hợp long chọn loại bó 19 tao:

$$A_b = 19 \times 1.4 = 26.6 \text{ cm}^2$$

Tính toán cốt thép DƯỠ thể hiện đầy đủ trong phụ lục 04 d- ới đây là bảng cốt thép DƯỠ một số tiết diện tính toán:

TÍNH TOÁN CỐT THÉP DƯ

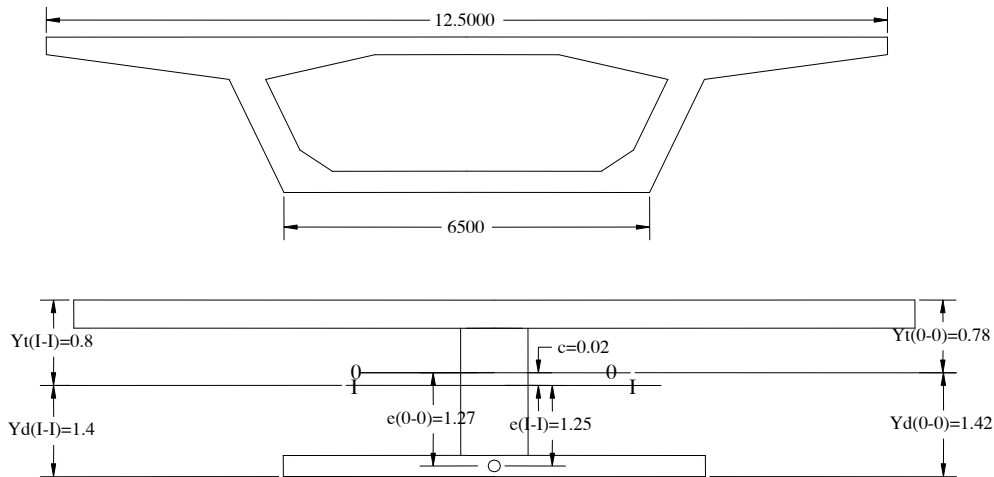
TT	Mmax	Mmin	Zcapa	Zcap	fe	Apsma	Apsmin	CT tính toán(bó)		CT chọn(bó)	
	KNm	KNm	m	duong m	Mpa	x m2	m2	max	min	max	min
1	0	0	1.71	1.85	1339	0.0000	0.0000	0.00	0.00		
2	44200	22604	1.71	1.85	1339	0.0179	0.0099	6.73	3.36	8	
3	44053	20697	1.71	1.85	1339	0.0178	0.0090	6.70	3.07	8	2
4	39128	13163	1.80	1.91	1339	0.0153	0.0055	5.76	1.86	6	2
5	28052	675	1.91	1.99	1339	0.0105	0.0003	3.96	0.09	4	4
6	10714	-16956	2.08	2.13	1339	0.0037	-0.0061	1.41	-2.07	2	6
7	-12987	-39933	2.30	2.32	1339	-0.0042	-0.0130		-4.42		8
8	-43277	-68474	2.52	2.52	1339	-0.0128	-0.0203		-6.90		10
9	-75323	-98195	2.78	2.76	1339	-0.0204	-0.0264		-8.97		12
10	-112272	-132948	3.03	2.99	1339	-0.0280	-0.0327		-11.13		14
11	-147809	-167016	3.31	3.25	1339	-0.0340	-0.0377		-12.81		16
12	-186331	-205135	3.77	3.69	1339	-0.0377	-0.0406		-13.82		18
13	-250296	-270323	3.78	3.69	1339	-0.0507	-0.0534		-18.17		22
14t	-304247	-324963	3.78	3.69	1339	-0.0616	-0.0642		-21.84		22
14p	-304247	-324963	3.78	3.69	1339	-0.0616	-0.0642		-21.84		22
15	-280835	-300010	3.78	3.69	1339	-0.0568	-0.0593		-20.16		22
16	-216492	-231736	3.77	3.69	1339	-0.0438	-0.0459		-15.61		18
17	-177978	-192048	3.31	3.25	1339	-0.0409	-0.0433		-14.73		16
18	-142358	-156886	3.03	2.99	1339	-0.0356	-0.0386		-13.14		14
19	-105401	-120720	2.78	2.76	1339	-0.0285	-0.0324		-11.03		12
20	-73258	-89619	2.52	2.52	1339	-0.0217	-0.0266		-9.03		10
21	-42204	-60070	2.30	2.32	1339	-0.0136	-0.0195		-6.65		8
22	-16717	-36981	2.08	2.13	1339	-0.0058	-0.0133		-4.52		6
23	2845	-19577	1.91	1.99	1339	0.0011	-0.0077	0.40	-2.61	2	4
24	16330	-7314	1.80	1.91	1339	0.0064	-0.0030	2.40	-1.03	4	2
25	23913	-7	1.71	1.85	1339	0.0097	0.0000	3.64	0.00	4	
26	23913	-7	1.71	1.85	1339	0.0097	0.0000	3.63	0.00	4	

TÍNH ĐẶC TRƯNG HÌNH HỌC CÁC GIAI ĐOẠN

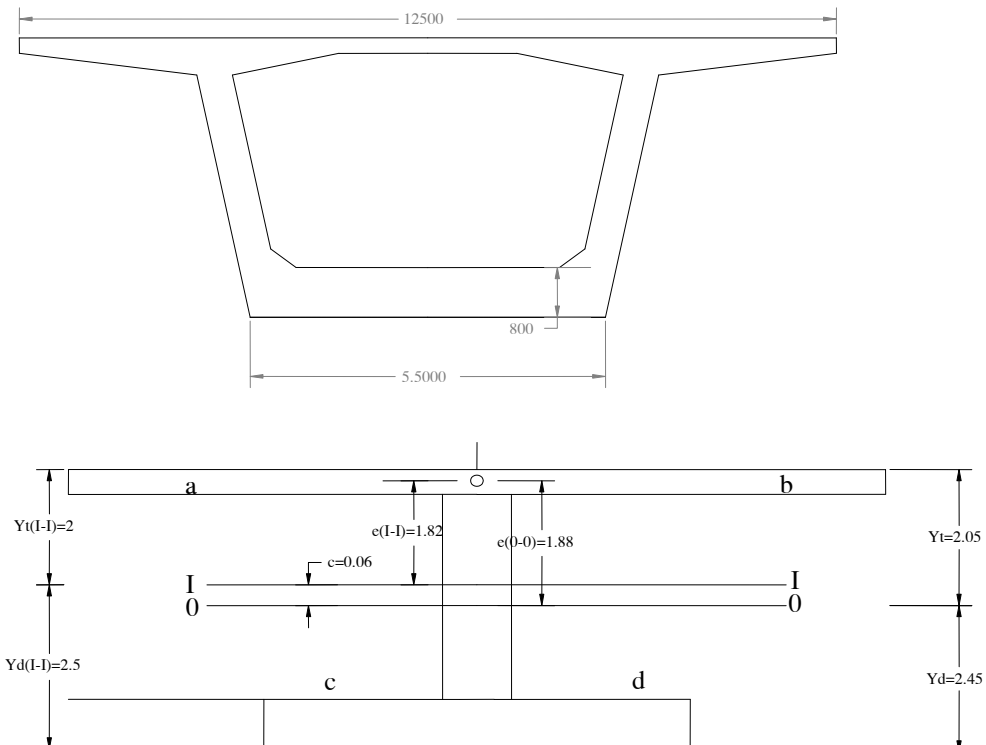
Để đơn giản trong tính toán và thiên về an toàn ta quy đổi mặt cắt hình hộp thành mặt cắt chữ I với nguyên tắc đảm bảo đúng chiều cao và các đặc tr- ng hình học của mặt cắt.

Mặt cắt ngang cầu

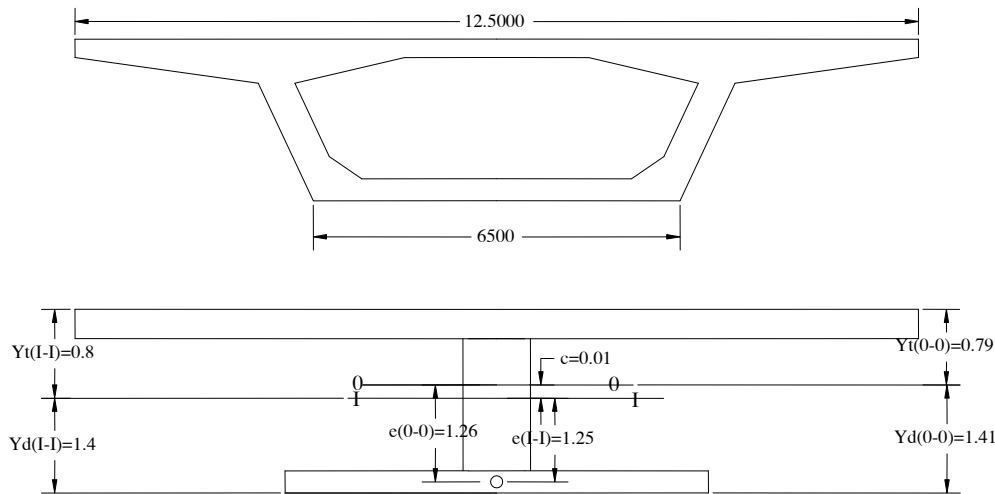
TD2



TD13



TD26



1. Đặc trưng tiết diện giảm yếu (đã trừ lỗ bố trí cáp dự ứng lực)

- Diện tích tiết diện đã trừ lỗ:

$$A_0 = A_{ng} - F_T - F_d$$

- Momen tĩnh đối với mép đáy tiết diện :

$$S_0 = S_b - F_d \cdot a_d - F_t \cdot (h - a_t)$$

- Khoảng cách từ trục quán tính chính trung tâm của tiết diện đến đáy và đỉnh:

$$y_1^d = \frac{S_0}{A_0}, \quad y_1^t = h - y_1^d$$

- mômen quán tính chính trung tâm của tiết diện giảm yếu:

$$I_0 = I_{ng} - F_d \cdot (y_1^d - a_d)^2 - F_t \cdot (y_1^t - a_t)^2$$

Trong đó:

A_{ng} : Diện tích tiết diện nguyên - trừ lỗ luôn cáp dự ứng lực.

I_{ng} : Mô men quán tính của tiết diện nguyên

S_b : Mômen tĩnh của tiết diện nguyên đối với mép đáy

F_d, F_t : Tổng diện tích tiết diện của lỗ để bố trí cốt thép chịu mômen d- ứng và âm

a_d, a_t : Khoảng cách từ tâm các lỗ cốt thép chịu mômen d- ứng và âm đến mép dưới và trên tiết diện

H_1 : Chiều cao tiết diện

2. Đặc tr- ng hình học của tiết diện tính đối:

- Diện tích tiết diện tính đối:

$$A_{td} = A_0 + n_T(A_T + A_T')$$

- Momen tĩnh của tiết diện tính đối đối với trục 0-0:

$$S_{td} = n_T \cdot A_T (y_1^d - a_T) - A_T' (y_1^t - a_T')$$

- Khoảng cách giữa trục chính của tiết diện trừ lỗ 0-0 và tiết diện có cấp âm quy đổi 1-1

$$c = \frac{S_2}{A_2}$$

- Khoảng cách từ trục chính 1-1 tới đáy và đỉnh của tiết diện (trục dịch chuyển lên phía trên)

$$y_2^d = y_1^d + c \qquad y_2^t = y_1^t - c$$

- Momen quán tính của tiết diện tính đối:

$$I_{td} = I_0 + A_0 \cdot c^2 + n_T \left[A_T (y_2^d - a_T)^2 + A_T' (y_2^t - a_T')^2 \right]$$

Trong đó:

n_T : hệ số quy đổi thép ra bê tông, đ- ợc tính bằng tỷ số môđun đàn hồi thép và bê tông

$$n_T = \frac{E_T}{E_b} = \frac{197000}{35750} = 5.51$$

A_T, A_T' : diện tích cấp DƯL chịu mômen d- ơng và mômen âm tại tiết diện.

a_T, a_T' : khoảng cách từ tâm các lỗ cốt thép d- ơng và âm đến mép d- ới và trên tiết diện.

A_0, I_0 : diện tích và mômen quán tính của tiết diện giảm yếu

Đặc tr- ng hình học của tiết diện qua các giai đoạn đ- ợc thể hiện đầy đủ trong d- ới đây là bảng đặc tr- ng hình học một số tiết diện tính toán:

	Tiết diện			
	TD2	TD13	TD26	
Bc	12.50	12.50	12.50	m
Hc	0.40	0.40	0.40	m
B	0.92	0.97	0.92	m
Hb	1.50	3.30	1.50	m
Bb	6.50	5.50	6.50	m
Hd	0.30	0.80	0.30	m
H	2.20	4.50	2.20	m
At	0.00	0.18	0.00	m ²
Ad	0.15	0.00	0.15	m ²
DFt	0.00	0.20	0.00	m ²
DFd	0.07	0.00	0.04	m ²
Fd	0.02	0.00	0.01	m ²
Ft	0.00	0.06	0.00	m ²
n	5.51	5.51	5.51	
Ftd	7.80	11.82	7.80	m ²
Ao	7.73	11.62	7.76	m ²
So	10.94	28.44	10.95	m ³
Yt	0.78	2.05	0.79	m
Yd	1.42	2.45	1.41	m
Io	4.86	35.09	4.92	m ⁴
Ya-b(0-0)	0.38	1.65	0.39	m
Sa-b(0-0)	2.69	8.18	2.72	m ³
Yc-d(0-0)	1.12	1.65	1.11	m
Sc-d(0-0)	2.19	8.19	2.22	m ²
Et(0-0)	0.00	1.88	0.00	m
Ed(0-0)	1.27	0.00	1.26	m
Atd	7.85	11.98	7.82	m ²
Std	-0.15	0.67	-0.07	m ³
C	-0.02	0.06	-0.01	m
Yt(1-1)	0.80	2.00	0.80	m
Yd(1-1)	1.40	2.50	1.40	m
It _d	5.05	36.31	5.01	m ⁴
Ya-b(1-1)	0.40	1.60	0.40	m
Sa-b(1-1)	2.78	8.95	2.76	m ²
Yc-d(1-1)	1.10	1.70	1.10	m
Sc-d(1-1)	2.24	9.30	2.25	m ²
Et(1-1)	0.00	1.82	0.00	m
Ed(i-i)	1.25	0.00	1.25	m

TÍNH MẤT MÁT ỨNG 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:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR} \quad (5.9.5.1-2)$$

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 dãn 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}

Mất mát do ma sát:

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

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

Trong đó:

- f_{pj} : ứng suất trong thép - st khi kích $f_{pj} = 1488$ MPa
- x : chiều dài bó thép - st từ đầu kích đến điểm đang xem xét (mm)
- K : hệ số ma sát lặc $K = 6.6 \times 10^{-7} / \text{mm}^{-1}$
- $\mu = 0.25$ Là hệ số ma sát.
- α : Tổng giá trị tuyệt đối của thay đổi góc của đ-ờng cáp thép - st từ đầu kích đến điểm đang xét (rad)
- e : cơ số logarit tự nhiên

Tiết diện	Bó thép	m	K	fpj	x	a	Δfpf
			(1/m)	(T/m ²)	(m)	(rad)	(T/m ²)
2.000	C2-01(4)	0.250	0.00066	148800	6.170	0.170	6771.048
	C2-02(2)	0.250	0.00066	148800	10.900	0.170	7213.743
	C2-03(2)	0.250	0.00066	148800	14.200	0.170	7521.782
	Mất mát trung bình 1 bó						7069.405
13.000	C1-01(4)	0.250	0.00066	148800	4.600	0.274	933.886
	C1-02(2)	0.250	0.00066	148800	7.600	0.274	10546.754
	C1-03(2)	0.250	0.00066	148800	10.600	0.274	10820.224
	C1-04(2)	0.250	0.00066	148800	14.100	0.274	11138.590
	C1-5(2)	0.250	0.00066	148800	17.600	0.274	11456.220
	C1-6(2)	0.250	0.00066	148800	21.600	0.274	11818.330
	C1-7(2)	0.250	0.00066	148800	25.600	0.274	12179.485
	C1-8(2)	0.250	0.00066	148800	29.600	0.274	12539.687
	C1-9(2)	0.250	0.00066	148800	33.600	0.274	12898.940
	C1-10(2)	0.250	0.00066	148800	37.600	0.274	13257.245
	Mất mát trung bình 1 bó						9865.750
26.000	C3-01(2)	0.250	0.00066	148800	8.270	0.170	6967.764
	C3-02(2)	0.250	0.00066	148800	12.270	0.170	7341.707
	Mất mát trung bình 1 bó						7154.736

Mất mát do tụt 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	DL	E	Δf_{pA}
		(m)	(m)	(T/m ²)	(T/m ²)
2.000	C2-01(4)	13.100	0.006	19700000.000	9022.901
	C2-02(2)	20.400	0.012	19700000.000	11588.235
	C2-03(2)	28.100	0.012	19700000.000	8412.811
		Mất mát trung bình 1 bó			9511.712
13.000	C1-01(4)	12.200	0.006	19700000.000	9688.525
	C1-02(2)	18.200	0.012	19700000.000	12989.011
	C1-03(2)	24.200	0.012	19700000.000	9768.595
	C1-04(2)	31.200	0.012	19700000.000	7576.923
	C1-5(2)	38.200	0.012	19700000.000	6188.482
	C1-6(2)	46.200	0.012	19700000.000	5116.883
	C1-7(2)	54.200	0.012	19700000.000	4361.624
	C1-8(2)	62.200	0.012	19700000.000	3800.643
	C1-9(2)	70.200	0.012	19700000.000	3367.521
	C1-10(2)	78.200	0.012	19700000.000	3023.018
		Mất mát trung bình 1 bó			6869.977
26.000	C3-01(2)	16.540	0.012	19700000.000	14292.624
	C3-02(2)	24.540	0.012	19700000.000	9633.252
		Mất mát trung bình 1 bó			11962.938

Mất mát do co ngấn đàn hồi

Mất mát do co ngấn đàn hồi về bản chất là khi căng bó sau sẽ gây mất mát cho bó tr-ớc, và đ-ợc tính theo công thức:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \times \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (5.9.5.2.3b-1)$$

$$f_{cgp} = -\frac{F}{A} - \frac{F \cdot e^2}{I} + \frac{M_{DC1}}{I} e$$

Trong đó:

- N : Số l-ợng các bó thép ứng suất tr-ớc giống nhau
- f_{cgp} : Tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm các bó thép ứng suất tr-ớc do lực ứng suất tr-ớc sau kích và tự trọng của cấu kiện ở các mặt cắt mômen max (MPa).
- F : lực nén trong bê tông do ứng suất tr-ớc 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)
- E_{ci} : Mô đun đàn hồi của bê tông lúc truyền lực (MPa)

Tiết diện	Bó thép	F	A	I	e	Mdc1	fcgp	Ep/Eci	Δf_{pES}	
		T	m ²	m ⁴	m	Tm	T/m ²		(T/m ²)	
2.000	C2-01(4)	2813.62	7.85	5.05	1.25	1676.00	-811.66	5.51		
	C2-02(2)	2813.62	7.85	5.05	1.25	1676.00	-811.66	5.51		
	C2-03(2)	2813.62	7.85	5.05	1.25	1676.00	-811.66	5.51		
		Mất mát trung bình 1 bó								-1956.596
13.000	C1-01(4)	8541.92	11.98	36.31	1.82	16340.50	-673.09	5.51		
	C1-02(2)	8541.92	11.98	36.31	1.82	16340.50	-673.09	5.51		
	C1-03(2)	8541.92	11.98	36.31	1.82	16340.50	-673.09	5.51		
	C1-04(2)	8541.92	11.98	36.31	1.82	16340.50	-673.09	5.51		
	C1-5(2)	8541.92	11.98	36.31	1.82	16340.50	-673.09	5.51		
	C1-6(2)	8541.92	11.98	36.31	1.82	16340.50	-673.09	5.51		
	C1-7(2)	8541.92	11.98	36.31	1.82	16340.50	-673.09	5.51		
	C1-8(2)	8541.92	11.98	36.31	1.82	16340.50	-673.09	5.51		
	C1-9(2)	8541.92	11.98	36.31	1.82	16340.50	-673.09	5.51		
	C1-10(2)	8541.92	11.98	36.31	1.82	16340.50	-673.09	5.51		
		Mất mát trung bình 1 bó								-1770.062
26.000	C3-01(2)	1379.82	7.82	5.01	1.25	1897.00	-133.63	5.51		
	C3-02(2)	1379.82	7.82	5.01	1.25	1897.00	-133.63	5.51		
		Mất mát trung bình 1 bó								-276.117

Mất mát do co ngót

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

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

(5.9.5.4.2-2)

H = độ ẩm t-ong 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} = ứng suất bê tông tại trọng tâm cốt thép - st lúc truyền lực (MPa)

$$f_{cgp} = -\frac{F}{A} - \frac{F_1 e^2}{I} + \frac{M_{DC} e}{I}$$

- Δf_{cdp} = Thay đổi ứng suất trong bê tông tại trọng tâm thép - st do tải trọng th-ờng 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)

$$\Delta f_{cdp} = \frac{(M_{DC2} + M_{DW})}{I_{td}} e$$

- 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)

- I_{td} = Mômen quán tính của tiết diện qui đổi (m^4)

Tiết diện	Bó thép	F	e	Aqd	Iqd	M	M	fcgp	Δfcdp	Δf _{PCR}
		T	m	m ²	m ⁴		Tm			(T/m ²)
2.000	C2-01(4)	2813.62	1.25	7.85	5.05	1676	563.10	-811.66	139.18	
	C2-02(2)	2813.62	1.25	7.85	5.05	1676	563.10	-811.66	139.18	
	C2-03(2)	2813.62	1.25	7.85	5.05	1676	563.10	-811.66	139.18	
Mất mát trung bình 1 bó										8765.580
13.000	C1-01(4)	8541.92	1.82	11.98	36.31	16340.50	2741.40	-673.09	137.39	
	C1-02(2)	8541.92	1.82	11.98	36.31	16340.50	2741.40	-673.09	137.39	
	C1-03(2)	8541.92	1.82	11.98	36.31	16340.50	2741.40	-673.09	137.39	
	C1-04(2)	8541.92	1.82	11.98	36.31	16340.50	2741.40	-673.09	137.39	
	C1-5(2)	8541.92	1.82	11.98	36.31	16340.50	2741.40	-673.09	137.39	
	C1-6(2)	8541.92	1.82	11.98	36.31	16340.50	2741.40	-673.09	137.39	
	C1-7(2)	8541.92	1.82	11.98	36.31	16340.50	2741.40	-673.09	137.39	
	C1-8(2)	8541.92	1.82	11.98	36.31	16340.50	2741.40	-673.09	137.39	
	C1-9(2)	8541.92	1.82	11.98	36.31	16340.50	2741.40	-673.09	137.39	
	C1-10(2)	8541.92	1.82	11.98	36.31	16340.50	2741.40	-673.09	137.39	
Mất mát trung bình 1 bó										7115.308
26.000	C3-01(2)	1379.82	1.25	7.82	5.01	1897.00	238.60	-133.63	59.56	
	C3-02(2)	1379.82	1.25	7.82	5.01	1897.00	238.60	-133.63	59.56	
Mất mát trung bình 1 bó										1186.637

Mất mát do chùng dãn cốt thép:

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

$$\Delta f_{PR} = 0.3[138 - 0.3\Delta f_{pF} - 0.4\Delta f_{pES} - 0.2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})] \quad (\text{Mpa})$$

(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)
- $\Delta f_{pcR}=25\text{MPa}$: Mất mát do từ biến (Mpa)

Tiết diện	Bó thép	Δf_{pf}	Δf_{pES}	Δf_{psR}	Δf_{pcR}	Δf_{pR}
		(T/m ²)	(T/m ²)	T/m ²	(T/m ²)	
2.000	C2-01(4)	6771.05	-1956.60	2500	8765.58	
	C2-02(2)	7213.74	-1956.60	2500	8765.58	
	C2-03(2)	7521.78	-1956.60	2500	8765.58	
	Mất mát trung bình 1 bó					2593.027
13.000	C1-01(4)	933.89	-1770.06	2500	7115.31	
	C1-02(2)	10546.75	-1770.06	2500	7115.31	
	C1-03(2)	10820.22	-1770.06	2500	7115.31	
	C1-04(2)	11138.59	-1770.06	2500	7115.31	
	C1-5(2)	11456.22	-1770.06	2500	7115.31	
	C1-6(2)	11818.33	-1770.06	2500	7115.31	
	C1-7(2)	12179.48	-1770.06	2500	7115.31	
	C1-8(2)	12539.69	-1770.06	2500	7115.31	
	C1-9(2)	12898.94	-1770.06	2500	7115.31	
	C1-10(2)	13257.25	-1770.06	2500	7115.31	
	Mất mát trung bình 1 bó					2462.757
26.000	C3-01(2)	6967.76	-276.12	2500	1186.64	
	C3-02(2)	7341.71	-276.12	2500	1186.64	
	Mất mát trung bình 1 bó					3885.668

Kết quả tính toán tổng hợp mất mát ứng suất đ-ợc trình bày trong bảng sau:

Tổng hợp mất mát σ_s

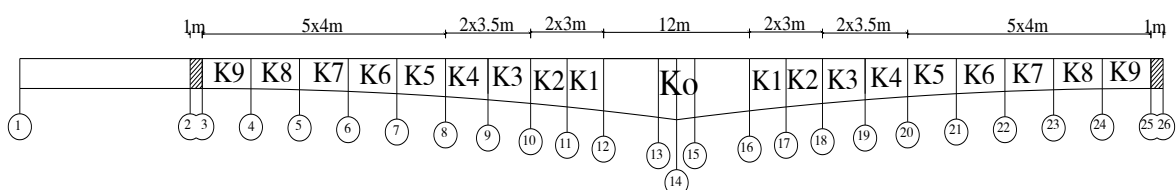
Tiết diện	Bó thép	Δf_{pf}	Δf_{pA}	Δf_{pES}	Δf_{pSR}	Δf_{pCR}	Δf_{pR}	Δf_{pt}
		MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
2.000	C2-01(4)	67.71	90.23	-19.57	25	87.66	25.93	
	C2-02(2)	72.14	115.88	-19.57	25	87.66	25.93	
	C2-03(2)	75.22	84.13	-19.57	25	87.66	25.93	
		Mất mát trung bình 1 bó						298.033
13.000	C1-01(4)	9.34	96.89	-17.70	25	71.15	24.63	
	C1-02(2)	105.47	129.89	-17.70	25	71.15	24.63	
	C1-03(2)	108.20	97.69	-17.70	25	71.15	24.63	
	C1-04(2)	111.39	75.77	-17.70	25	71.15	24.63	
	C1-5(2)	114.56	61.88	-17.70	25	71.15	24.63	
	C1-6(2)	118.18	51.17	-17.70	25	71.15	24.63	
	C1-7(2)	121.79	43.62	-17.70	25	71.15	24.63	
	C1-8(2)	125.40	38.01	-17.70	25	71.15	24.63	
	C1-9(2)	128.99	33.68	-17.70	25	71.15	24.63	
	C1-10(2)	132.57	30.23	-17.70	25	71.15	24.63	
		Mất mát trung bình 1 bó						305.839
26.000	C3-01(2)	69.68	142.93	-2.76	25	11.87	38.86	
		73.42	96.33	-2.76	25	11.87	38.86	
		Mất mát trung bình 1 bó						269.661

KIỂM TOÁN TIẾT DIỆN

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 là các tiết diện (3,17,31)

Sơ đồ bố trí các tiết diện của 1/2 cầu



Kiểm toán theo trạng thái giới hạn sử dụng I

Ta phải kiểm tra theo 2 giai đoạn:

Giai đoạn 1: Khi căng kéo cốt thép

Giai đoạn 2: Khi khai thác

➤ **Giai đoạn 1:**

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)
- $y_{t,b}$: 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

- ứng suất nén: $-0.45f'_c = -0.45 \times 50 = -22.5\text{MPa} = -22500\text{KN/m}^2$
- ứng suất kéo của bê tông: $0.5\sqrt{f'_c} = 0.5\sqrt{50} = 3.5355\text{MPa} = 3535.5\text{KN/m}^2$

Kiểm tra ứng suất trong bê tông tiết diện 2&26(Mmax)

1.Giai đoạn căng kéo cốt thép :

a.Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F_t^1 + F_b^1}{A_0} + \frac{-F_t^1 e_t + F_b^1 e_b}{I_0} y_t^1 - \frac{Mbt}{I_0} y_t^1 \leq 0.25\sqrt{f'_{ci}} = 1.677\text{Mpa}$$

b.Thớ d-ới:

$$f_{bg} = -\frac{F_t^1 + F_b^1}{A_0} + \frac{F_t^1 e_t - F_b^1 e_b}{I_0} y_b^1 + \frac{Mbt}{I_0} y_b^1 \geq -0.6f'_{ci} = -0.6 \times 45 = -27\text{MPa}$$

2.Giai đoạn khai thác:

Thớ trên

$$f_{tc} = -\frac{F_t^{(2)} + F_b^{(2)}}{A_0} + \frac{-F_t^{(2)} e_t + F_b^{(2)} e_b}{I_0} y_t^1 - \frac{Mbt}{I_0} y_t^1 - \frac{Mtt2 + Mht}{It_d} y_t^{(2)} \geq -0.45f'_c = -22.5\text{MPa}$$

Thớ d-ới.

$$f_{bc} = -\frac{F_t^2 + F_b^2}{A_0} + \frac{F_t^2 e_t - F_b^2 e_b}{I_0} y_b^1 + \frac{Mbt}{I_0} y_b^1 + \frac{Mtt2 + Mht}{It_d} y_b^{(2)} \leq 0.5\sqrt{f'_c} = 3.5\text{MPa}$$

Kiểm tra đối với các tiết diện gối(13)(Mmin)

1.Giai đoạn căng kéo cốt thép:

a.Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F_t^1}{A_0} - \frac{F_t^1 e_t}{I_0} y_t^1 + \frac{Mbt}{I_0} y_t^1 \geq -0.6f'_{ci} = -0.6 \times 45 = -27 \text{ MPa}$$

b.Thớ d-ới:

$$f_{bg} = -\frac{F_t^1}{A_0} + \frac{F_t^1 e_t}{I_0} y_b^1 - \frac{Mbt}{I_0} y_b^1 \leq 0.25\sqrt{f'_{ci}} = 1.677 \text{ MPa}$$

2.Giai đoạn khai thác:

Thớ trên

$$f_{tc} = -\frac{F_t^{(2)}}{A_0} - \frac{F_t^{(2)} e_t}{I_0} y_t^1 + \frac{Mbt}{I_0} y_t^1 + \frac{Mtt2 + Mht}{I_{td}} y_t^{(2)} \leq 0.5\sqrt{f'_c} = 3.5 \text{ MPa}$$

Thớ d-ới.

$$f_{bc} = -\frac{F_t^{(2)}}{A_0} + \frac{F_t^{(2)} e_t}{I_0} y_b^1 - \frac{Mbt}{I_0} y_b^1 - \frac{Mtt2 + Mht}{I_{td}} y_b^{(2)} \leq -22.5 \text{ MPa}$$

Trong đó:

- F_b = Lực nén do các bó thép ứng suất trước phía d-ới sau mất mát gây ra cho dầm (KN)
- F_t = Lực nén do các bó thép ứng suất trước phía trên sau mất mát gây ra cho dầm (KN)
- M = Mômen theo trạng thái giới hạn sử dụng (KNm)(tuỳ theo tiết diện chịu mômen d-ương âm)
- A_{td} = Diện tích tiết diện lấy qui đổi (m^2)
- I_{td} = Mômen quán tính của tiết diện qui đổi (m^2)
- e_t = Độ lệch tâm của trọng tâm thép ứng suất trước phía trên so với trục trung hoà của tiết diện.
- e_b = Độ lệch tâm của trọng tâm thép ứng suất trước 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:

Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông khi truyền lực

Tiết diện	Ft(1)	Fd(1)	A	Ig	e(t)	e(d)	Mbt	Yd(1)	Yt(1)	f(tg)	f(bg)	Duyệt t	
	N	N	mm ²	mm ⁴	mm	mm	Nmm	mm	mm	MPa	MPa		
2	0	25344967	7728104	4.86E+12	0	126	1.7E+109	1416.0	784	1.63	12.14	đạt	
13	7.7E+07	0	11622286	3.51E+13	187	5	1.6E+110	2447.4	2053	-	17.13	1.31	đạt
26	0	12581397	7764052	4.92E+12	0	126	1.9E+109	1410.1	789	0.62	-5.62	đạt	

Kết quả kiểm toán ứng suất bê tông sau mất mát

Tiết diện	Ft(2)	Fd(2)	A	Ic	e(t)	e(d)	Mt2+Mht	Yd(2)	Yt(2)	f(tg)	f(bg)	Duyệt
	N	N	mm ²	mm ⁴	mm	mm	Nmm	mm	mm	MPa	MPa	
2	0	22947651	7728104	5.05E+12	0	1247	3.5E+110	1397.08	802	-4.14	-1.03	đạt
13	36.9E+07	0	11622286	3.63E+13	1820	0	2.6E+111	2503.21	1997	1.10	-14.81	đạt
26	0	11775703	7764052	5.01E+12	0	1251	2E+110	1400.69	799	-2.31	-0.12	đạt

Kiểm toán theo trạng thái giới hạn c-ờng 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 2 tại chỗ hợp long nhịp biên có mômen d-ờng lớn.
 - + Tiết diện 13 tại đỉnh trụ T1.
 - + Tiết diện 26 gần nhịp giữa có mômen d-ờng lớn.

Nội lực theo TTGH c-ờng độ I 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 _{min} (KN)
1	2	771	-605	44200	22604
2	13	16249	14313	-250296	-270323
3	26	-409	-1861	23913	-7

Sức kháng uốn.

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

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

- M_n : Sức kháng uốn danh định củatiết diện có thép DƯL dính bám, tùy thuộc vào trục trung hòa đi qua s- ờn (tiết diện chữ T) hoặc cánh của tiến diện (tiết diện chữ nhật) (bỏ qua sự tham gia chịu lực của cốt thép th- ờng):

+ Tiết diện chữ T, sức kháng uốn tính theo công thức sau:

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c b_w \bar{\beta}_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \quad (5.7.3.2.2-1)$$

- A_{ps} : Diện tích thép ứng suất tr- ớc (mm^2)
- a : chiều dày của khối ứng suất t- ơng đ- ơng (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)

$$d_p = h - a_T (a'_T)$$

Trong đó:

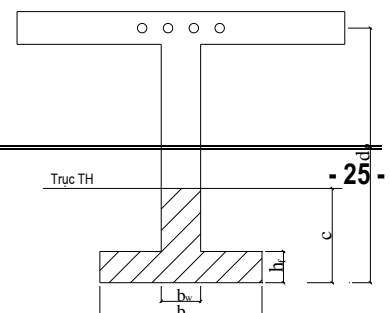
h : Chiều cao tiết diện tại vị trí xét.

$a_T = 150\text{mm}$: Khoảng cách trọng tâm thép DƯL chịu kéo đến mép chịu kéo

$a'_T = 180\text{mm}$: 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- ờn ($c > h$), khi



đó tính toán tiết diện là tiết diện chữ T có bề rộng sườn là b_w và bề rộng cánh là b .

$$(5.7.3.1.2-3)$$

Trờng hợp trục trung hoà đi qua cánh ($c < h$), khi đó tính toán nh- tiết diện chữ nhật với bề rộng là b .

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

- f'_c : Cường độ chịu nén qui 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)

Kiểm tra sức kháng uốn

Tiết diện	A_{ps} (mm ²)	d_p (mm)	b_w (mm)	b (mm)	h_f (mm)	c (mm)	f_{ps} (MPa)	a (mm)	M_n (Nm)	M_u (Nm)	$M_n > M_u$
2	21280	2050	920	11500	400	115.056	1830.77	79.711	7.83E+10	4.42E+10	đạt
13	64680	4320	970	5000	800	776.072	1766.44	537.663	4.63E+11	2.70E+11	đạt
26	15960	2050	920	11500	400	86.633	1837.99	60.019	5.93E+10	2.39E+10	đạt

Kiểm tra hàm l- ợng thép DUL:

/ Kiểm tra hàm l- ợng thép tối đa theo công thức :

- Hàm l- ợng thép DUL và không DUL tối đa phải đ- ợc giới hạn sao cho:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

Với:

c : khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trục trung hoà(mm)

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

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y}$$

- Có thể bỏ qua tính toán đối với cốt thép th- ờng. Khi đó: $d_e = d_p$

Tiết diện	d_e (mm)	c (mm)	c/d_e	duyet
2	2050	115.056	0.06	đạt
13	4320	776.072	0.18	đạt

26	2050	86.633	0.04	đạt
----	------	--------	------	-----

kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:

- Bất kỳ một mặt cắt nào của cầu kiện chịu uốn, lượng cốt thép thường và cốt thép ứng suất trước chịu kéo phải đủ để phát triển sức kháng uốn tính toán M_r . Lấy giá trị nhỏ hơn trong 2 giá trị sau:

+ 1,33 lần mômen uốn tính toán theo tổ hợp tải trọng TTGH cường độ 1

$$\phi M_n \geq 1.33 M_u$$

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

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

- Đối với bê tông có trọng thông thường :

$$f_r = 0.63\sqrt{f_c} = 0.63\sqrt{50} = 4.455 \text{ MPa}$$

Trong đó:

M_{cr} được tính bằng công thức 5.7.3.6.2-2 của quy trình 22TCN 272-05

$$M_{cr} = f_r \frac{I_g}{y}$$

M_{cr} : sức kháng nứt (KN.m)

I_g : mômen quán tính tại tiết diện tính toán(m⁴)

f_r : cường độ chịu kéo khi uốn (MPa)

y : khoảng cách từ trục trung hoà tới thớ chịu kéo ngoài cùng (m)

- Kết quả kiểm toán được đưa ra ở bảng sau:

Tiết diện	A	I	y_d	y_t	f_r	f_d	f_{pe}	M_{cr}	$1.2M_{cr}$	$1.33M_u$
	(mm ²)	(mm ⁴)	(mm)	(mm)	(MPa)	(Mpa)	(Mpa)	(Nm)	(Nm)	(Nm)
2	7.85E+06	5.05E+12	1450.00	750	4.454	4.82E-01	18.93	1.01E+11	1.21E+11	5.88E+10
13	1.20E+07	3.63E+13	2370.00	2130	4.454	1.07E+00	23.11	3.36E+11	4.03E+11	3.60E+11
26	7.82E+06	5.01E+12	1450.00	750	4.454	5.49E-01	14.37	6.99E+10	8.39E+10	3.18E+10

Tiết diện	$1.33M_u$	$1.2M_{cr}$	$\min(1.2M_{cr}, 1.33M_u)$	M_n	$M_r > \min$
	(MPa)	(MPa)	$1.33M_u$	(MPa)	

2	5.88E+10	1.21E+11	5.88E+10	7.83E+10	đạt
13	3.60E+11	4.03E+11	3.60E+11	4.63E+11	đạt
26	3.18E+10	8.39E+10	3.18E+10	5.93E+10	đạt

Kiểm toán sức kháng cắt của tiết diện

Lực cắt đối với các tiết diện giữa nhịp (3, 17, 31)

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)

$$A_v(\text{min}) = 0.083 \times \sqrt{f_c} \cdot \frac{b_v s}{f_y}$$

V_p : Thành phần lực ứng suất tr-óc có hiệu trên h-ớng lực cắt tác dụng, là d-ớng nếu ng-ợc chiều lực cắt(N).

❖ Tính V_p

Công thức tính toán :
$$V_p = A_{str} \cdot f_p \sum_{i=1}^n \text{Sin} \gamma_i$$

Trong đó:

A_{str} : diện tích thép ứng suất tr-óc 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-ớng 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:

$$d_v = \max \begin{cases} 0.9d_e \\ 0.72h \\ d_e - \frac{a}{2} \end{cases} \text{ với } a = \beta_1 \cdot c \text{ là chiều dày khối ứng suất t-ớng đ-ớng}$$

- 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 b bằng chiều dày bản bụng của tiết diện qui đổi

Kết quả tính toán nh- sau:

Tiết diện	0.9d _e (mm)	0.72h (mm)	d _e -0.5a (mm)	d _v (mm)	b _v (mm)	0.25f' _c b _v d _v (N)
2	1845.00	1584.00	2010.14	2010.14	1000	2.51E+07
13	3888.00	3240.00	4051.17	4051.17	1000	5.06E+07
26	1845.00	1584.00	2019.99	2019.99	1000	2.52E+07

❖ Xác định θ và β .

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

- Xác định tỷ số: v/f'_c

V: ứng suất cắt trong bê tông, đ-ợc tính theo công thức: $v = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v}$

- ϕ : hệ số sức kháng cắt quy định trong Điều 5.5.4.2
- V_u : lực cắt tính toán (KN)

Do V_{max}

Tiết diện	V_u (N)	b_v (mm)	d_v (mm)		v (N)	v/f'_c
2	771000	1000	2010.14	0.9	0.43	0.009
13	16249000	1000	4051.17	0.9	4.46	0.089
26	409000	1000	2019.99	0.9	0.22	0.004

Do V_{min}

Tiết diện	V_u (N)	b_v (mm)	d_v (mm)	j	v (N)	v/f'_c
2	605000	1000	2010.14	0.9	0.33	0.007
13	14314000	1000	4051.17	0.9	3.93	0.079
26	1861000	1000	2019.99	0.9	1.02	0.020

ứng biến trong cốt thép ở phía chịu kéo do uốn của cấu kiện xác định theo :

- Xác định ε_x

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

ứng biến trong cốt thép ở phía chịu kéo do uốn của cấu kiện xác định theo :

Trong đó:

- A_{ps} : Diện tích cốt thép - st trong phía chịu kéo uốn của cấu 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 : 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 (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.
- f_{pc} : ứng suất trong bê tông tại trọng tâm các bó cáp do lực - st sau tất cả 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:

$$f_{pe} = \frac{1}{n} (f_{pj} - \Delta f_{pT})$$

- f_{pc} : ứng suất trong bê tông tại trọng tâm các bó cáp do lực - st sau tất cả mất mát

$$f_{pc} = \frac{F}{A}$$

- 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 $\theta = 25^\circ = 25 \cdot 3.14 / 180 = 0.436$ (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}

Tiết diện	F	A	f_{pc} (MPa)	f_{pe} (MPa)	E_p (MPa)	E_c (MPa)	f_{po}
	(N)	(mm^2)					(MPa)
2	3165312.40	7.85E+06	0.40	1078.37	197000	35750	1080.59
13	3475554.69	1.20E+07	0.29	1070.56	197000	35750	1072.16
26	3240781.85	7.82E+06	0.41	1106.74	197000	35750	1109.02

Do Q_{min}

Tiết diện	F	A	f_{pc} (MPa)	f_{pe} (MPa)	E_p (MPa)	E_c (MPa)	f_{po}
	(N)	(mm ²)					(MPa)
2	3830649.81	7.85E+06	0.49	1078.37	197000	35750	1081.06
13	3442205.16	1.20E+07	0.29	1070.56	197000	35750	1072.14
26	3682768.52	7.82E+06	0.47	1106.74	197000	35750	1109.33

Xác định e_x

Do Q_{max}

Tiết diện	M_u (Nm)	d_v (mm)	V_u (N)	q rad	A_{ps} (mm ²)	f_{po} (MPa)	e_x
2	3.17E+06	2010.14	7.71E+05	0.785	21280	1080.59	-7.94E-05
13	3.48E+06	4051.17	1.62E+07	0.785	64680	1072.16	-1.39E-04
26	3.24E+06	2019.99	4.09E+05	0.785	15960	1109.02	-6.19E-05

Do Q_{min}

Tiết diện	M_u (Mpa)	d_v (mm)	V_u (N)	q rad	A_{ps} (mm ²)	f_{po} (N)	e_x
2	3.17E+06	2010.14	605000.00	0.785	21280	1081.058	-1.47E-05
13	3.48E+06	4051.17	14314000.00	0.785	64680	1072.145	-2.63E-05
26	3.24E+06	2019.99	1861000.00	0.785	15960	1109.333	-1.09E-05

Xác định β và θ

Do Q_{max}

e_x	$\frac{v}{f'_c}$	Tra ra	Tra ra
		β	θ
-0.0794	0.0085	6.6	25.5
-0.1388	0.0891	6.79	28
-0.0619	0.0045	6.72	26.5

Do Q_{min}

e_x	$\frac{v}{f'_c}$	Tra ra	Tra ra
		β	θ
-0.0147	0.0067	6.5	25
-0.0263	0.0785	6.78	27
-0.0109	0.0205	6.76	26

Tính V_c và V_s

Chọn thép ngang là thanh $\phi 20$ có 2 lớp trên một s-ờn có diện tích $A_v=628.4$ mm^2 , cự ly giữa các thanh thép ngang là $s=200$ 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 mm^2	f_y Mpa	d_v mm	b_v mm	α	θ	s mm	V_s
					rad	rad		N
2	628.4	1674	2010.14	1000	1.57	0.445	200	2.22E+10
13	628.4	1674	4051.17	1000	1.57	0.488	200	4.01E+10
26	628.4	1674	2019.99	1000	1.57	0.462	200	2.13E+10

Do Q_{\min}

Tiết diện	A_v mm^2	f_y Mpa	d_v mm	b_v mm	α	θ	s mm	V_s
					rad	rad		N
2	628.4	1674000	2010.14	1000	1.57	0.44	170	2.27E+13
13	628.4	1674000	4051.17	1000	1.57	0.47	170	4.19E+13
26	628.4	1674000	2019.99	1000	1.57	0.45	170	2.18E+13

Tính sức kháng danh định của tiết diện .

Theo công thức đã nêu ở trên để tính V_n .

$$V_n = \min \begin{cases} V_c + V_s + V_p \\ 0.25f'_c b_v d_v + V_p \end{cases}$$

Kiểm tra theo công thức :

$$V_u \leq \phi V_n$$

Do Q_{max}								
Tiết diện	V_c (N)	V_s (N)	$V_c+V_s+V_p$ (N)	$0.25f'_c b_v d_v$ (N)	V_N (N)	jV_N (N)	V_U (N)	$V_U < \phi V_N$
2	8.17E+05	2.22E+10	2.22E+10	2.51E+07	2.51E+07	2.26E+07	7.71E+05	Đạt
13	1.65E+06	4.01E+10	4.01E+10	5.06E+07	5.06E+07	4.56E+07	1.62E+07	Đạt
26	8.21E+05	2.13E+10	2.13E+10	2.52E+07	2.52E+07	2.27E+07	4.09E+05	Đạt

Do Q_{min}								
Tiết diện	V_c (N)	V_s (N)	$V_c+V_s+V_p$ (N)	$0.25f'_c b_v d_v$ (N)	V_N (N)	jV_N (N)	V_U (N)	$V_U < \phi V_N$
2	8.17E+05	2.27E+13	2.27E+13	2.51E+07	2.51E+07	2.26E+07	6.05E+05	Đạt
13	1.65E+06	4.19E+13	4.19E+13	5.06E+07	5.06E+07	4.56E+07	1.43E+07	Đạt
26	8.21E+05	2.18E+13	2.18E+13	2.52E+07	2.52E+07	2.27E+07	1.86E+06	Đạt

TÍNH TOÁN TRỤ CẦU

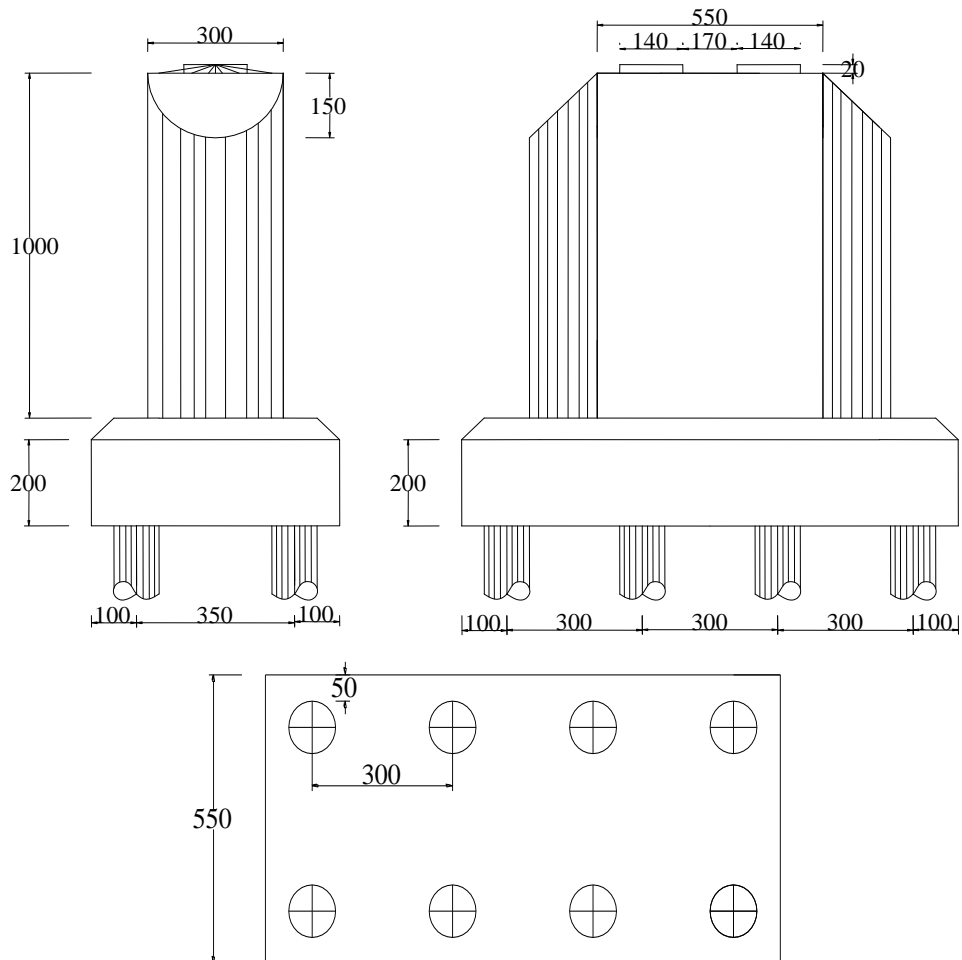
Tên trụ tính toán: T2

Loại trụ thân đặc bê tông cốt thép không dự ứng lực, trên nền móng cọc khoan nhồi.

Quy trình tính toán: theo tiêu chuẩn 22TCN 272-05

CÁC THÔNG SỐ BAN ĐẦU:

KÍCH THƯỚC HÌNH HỌC CỦA TRỤ.



TẢI TRỌNG VÀ CÁC TỔ HỢP TẢI TRỌNG.

Tải trọng

Trong phạm vi đồ án, phần tính toán trụ cầu xem xét đến các loại tải trọng sau:

Tải trọng kết cấu phần 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	M
Lực hãm xe	BR
Tải trọng gió	WS
Lực va tàu	CV
Áp lực n-ớc	WA

Tổ hợp tải trọng

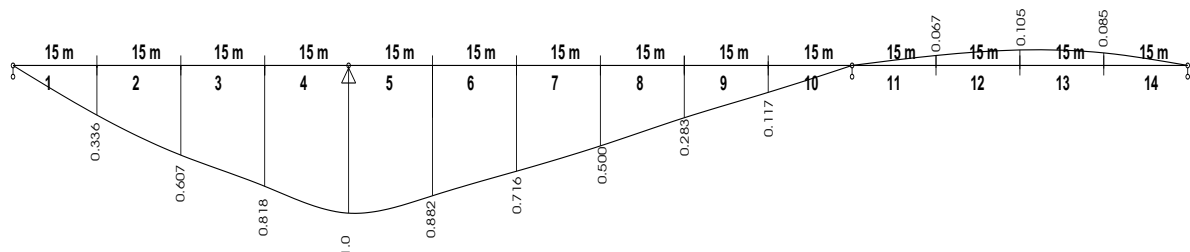
Tổ hợp tải trọng xem xét đến các tổ hợp tải trọng với các hệ số tải trọng sau:

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	

XÁC ĐỊNH CÁC TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN TRỤ

Tính toán tải trọng tác dụng lên 2 mặt cắt: đỉnh và đáy bệ móng.

Ta có đ-ờng ảnh h-ởng phản lực tại trụ T2



Tính tải tác dụng lên trụ

Tính tải tác dụng lên trụ có thể chia 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 (reaction) tại vị trí trụ.

$$N_{DC1} = 19125.18 \text{ KN}$$

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)

Giá trị này ta lấy kết quả xuất từ MIDAS (reaction) tại vị trí trụ.

$$N_{DW} = 2805.48 \text{ KN.}$$

$$N_{DB} = 911.94 \text{ KN}$$

c) *Tính tải bản thân trụ DC:*

Bao gồm toàn bộ tải trọng bản thân của kết cấu trụ cũng nh- của bệ móng.

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 lượng riêng tương ứng thành phần thứ i .

Bảng tính tĩnh tải các thành phần trụ

STT	Hạng mục	Thể tích (m ³)	Trọng lượng (KN)	Lực tác dụng (KN)	
				Tại đỉnh bệ móng	Tại đáy Bệ móng
1	Bệ trụ	151.2	3630	0	3630
2	Thân trụ	156.66	3759.84	3759.84	3759.84
3	Đá kê gối cầu	0.784	18.816	18.816	18.816
<i>Tổng cộng DC</i>		308.644	7408.656	3778.656	7408.656

Hoạt tải tác dụng lên trụ

a) Theo phương dọc cầu

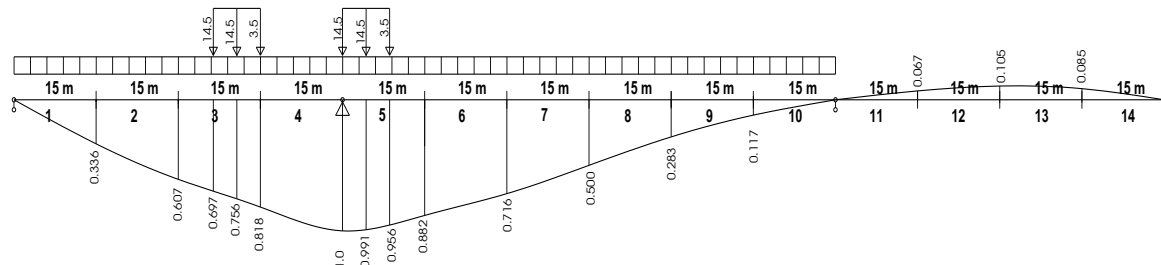
Gồm :

- Tải trọng người: $q_{ng} = 0.3 \times 1 = 3 \text{ KN/m}^2$
- Hoạt tải xe HL93

Hoạt tải dọc cầu ta xét 1 trường hợp tải trọng bất lợi nhất là 2 xe tải 3 trục đặt cách nhau 15m + tải trọng làn + tải trọng người 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-ong của đài.
- Tải trọng người xếp lên phần d-ong của đài.

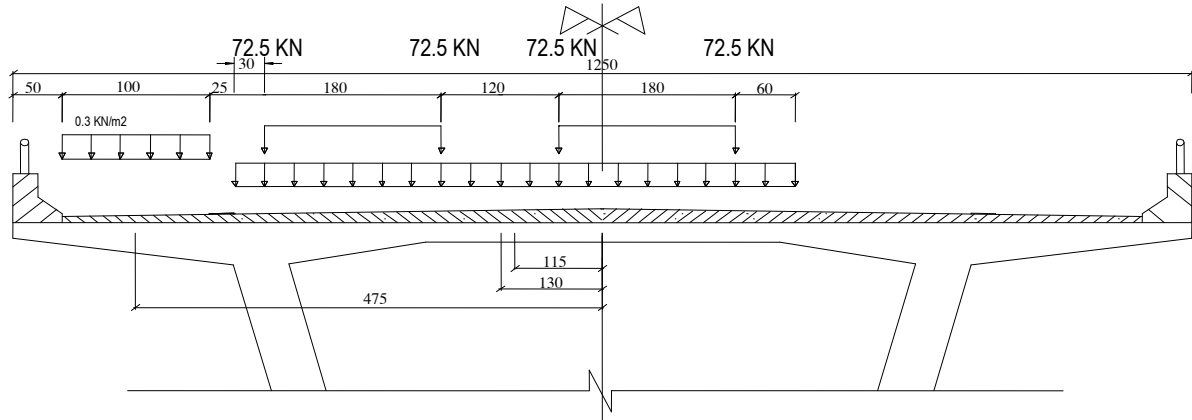


Để tính toán phản lực tại gối ta chạy MIDAS và lấy giá trị Reaction tại gối mà ta đang xét.

- + Số làn thiết kế : $n = 2$

- + Giá trị hoạt tải xe HL93 trên đỉnh trụ : $N_{LL} = 2688.8 \text{KN}$
- + Giá trị tải trọng ng-ời : $N_{lan} = 515.16 \text{KN}$
- + Tổng tải tác dụng lên trụ do hoạt tải : $N = 3203.96 \text{KN}$

b) Theo ph-ơng ngang cầu



Trọng tâm của xe cách tim cầu là : 1.3 m, trọng tâm của tải trọng làn cách tim cầu là 1.15 m

Trọng tâm của hoạt tải cách tim cầu là

$$\frac{4 \times 72.5 \times 1.3 + 3.1 \times 5.7 \times 1.15}{4 \times 72.5 + 3.1 \times 5.7} = 1.2 \text{ m.}$$

Trọng tâm tải trọng ng-ời cách tim cầu là : 4.75 m

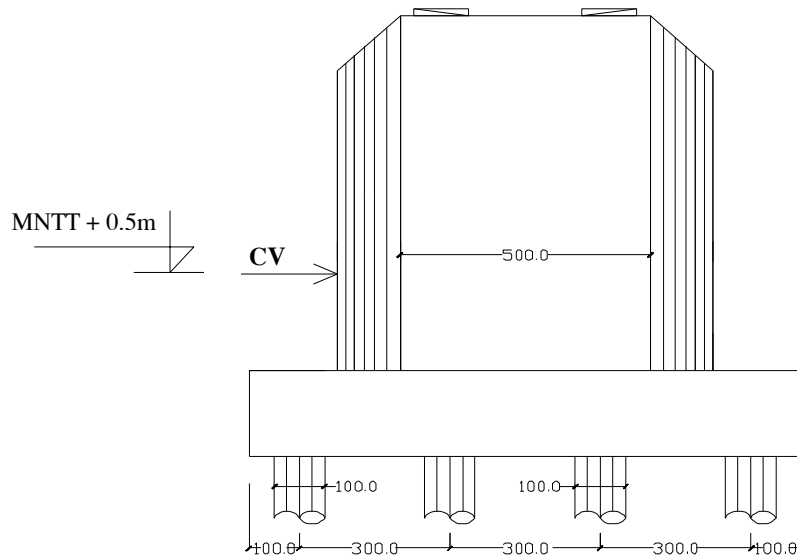
Tải trọng hãm xe:

- Đ-ợc 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 h-ởng của lực ngang xuống trụ nên khi tính toán, lấy tỉ lệ truyền bằng 90%.
- Lực hãm đ-ợc lấy bằng 25% trọng l-ợng của các trục xe tải hay xe hai trục thiết kế cho mỗi làn đ-ợc đặt trong tất cả các làn thiết kế đ-ợc chất tải theo điều 3.6.1.1.1 và coi nh- đi cùng một chiều. Các lực này đ-ợc coi nh- tác dụng theo chiều nằm ngang cách phía trên mặt đ-ờng 1800mm theo cả hai chiều dọc để gây ra hiệu ứng lực lớn nhất. Tất cả các làn thiết kế phải đ-ợc 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 đ-ờng : $h_{BR} = 1.8 \text{m}$
- Lực hãm xe : $BR = 0.25 \times 2 \times (35 + 145 + 145) \times 0.9 = 145.8 \text{ (KN)}$

Kết quả tính toán nh- sau:

Tiết diện	Chân trụ	Bệ móng
h(m)	14.5	17
H_y	145.8	145.8
M_x	2356.25	2762.5

Lực va tàu (CV)



Vị trí đặt lực va

- Theo nhiệm vụ thiết kế, cấp đ- ờng sông : cấp III
- 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 :

$$P_s = 1.2 \times 10^5 V \sqrt{DWT}$$

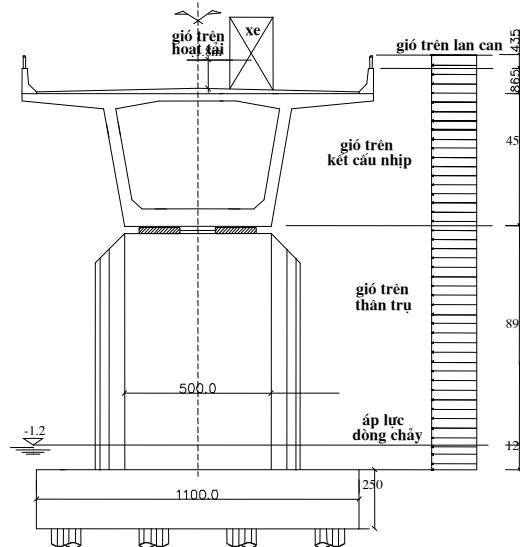
trong đó :

- P_s : là lực va tĩnh 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	10.5

H_y	8105.998	8105.998
H_x	4052.999	4052.999
M_x	64874.98	85112.8
M_y	32423.2	42555.45

Tải trọng gió (WL,WS)



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 → 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

Vậy ta có tải trọng gió thiết kế là:

$$V = 1.11 \times 53 = 58.83 \text{ m/s}$$

➤ Tải trọng gió theo phương ngang cầu:

Tải trọng gió được đặt tại trọng tâm diện tích bề mặt chắn gió. Tính theo công thức:

$$P = 0,0006 \cdot V^2 \cdot A_t \cdot C_d / 1.8 A_1 \text{ (KN)} \quad (3.8.1.2.1-1)$$

Trong đó:

- V : Tốc độ thiết kế xác định theo phương trình 3.8.1.1-1 (m/s), đã tính ở trên.
- A_1 : 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 8^0 theo quy định của phần chú giải.
- Tỷ số b/d của phần kết cấu trên

Với : b = chiều rộng toàn bộ của cầu giữa các bề mặt lan can=12.5m

d = chiều cao kết cấu phần trên bao gồm cả lan can=6.465m

$$\frac{b}{d} = \frac{12.5}{6.465} = 1.78$$

→ $C_d = 1.431$ (Tra bảng từ giá trị b/d)

- Z_1 : Cánh tay đòn tính đến đỉnh bệ móng
- Z_2 : Cánh tay đòn tính đến đáy bệ móng
- Diện tích chắn gió của lan can: $A_{lc} = (L_1+L_2). 0.5. h_{lc}$

h_{lc} - Chiều cao của lan can, $h_{lc} = 0.865$ (m)

$$\Rightarrow A_{lc} = (55 + 80) * 0.5 * 0.865 = 58.38(m^2)$$

- Diện tích chắn gió của kết cấu nhịp : $F_{nhịp} = (L_1. h_1 + L_2. h_2). 0.5$

L_1, L_2 - Chiều dài bình quân của nhịp 55 (m) và 80 (m)

$$h_1 = (4.5+2.2)/2 = 3.35(m) ; h_2 = 3.35 (m)$$

$$\Rightarrow F_{nhịp} = (55+80) * 3.35 * 0.5 = 226.15 (m^2)$$

- Diện tích phần trụ cao hơn mực n- ớc $A_{trụ} = H.B$

Với B : chiều rộng trụ theo ph- ơng dọc cầu (quy đổi về hình HCN) $B=6$ m

$$A_{trụ} = 8 * 6 = 48 (m^2)$$

Bảng tính toán tải trọng gió ngang tác dụng

Bộ phận	A_t m^2	C_d	$1.8 * A_t$ KN	$0.0006 * V^2 * A_t * C_d$ KN	P KN	Z_1 m	Z_2 m
Kết cấu nhịp	226.15	1.431	407.07	672.02	998.9	10.45	12.95
Lan can	58.38	1.431	105.084	173.48	213.35	13.78	16.28
Thân trụ	48	1	86.4	99.68	128.63	4.1	6.6

➤ Tải trọng gió theo ph- ơng 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 c-ờng 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:

$$WL_{\text{ngang}} = 1.5 \times 75 = 112.5 \text{ (KN)}$$

+ Giá trị tải trọng gió tác dụng lên xe cộ theo phương dọc cầu:

$$WL_{\text{dọc}} = 0.75 \times 75 = 56.25 \text{ (KN)}$$

Tải trọng nước:

V.3.6a **Lực đẩy nổi**

Lực đẩy nổi của nước B được tính theo công thức: $B = \gamma \cdot V_n$

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 bộ móng			
Thể tích phần trụ ngập nước	V_{01}	140.6	m^3
áp lực đẩy nổi	B_1	1380	KN
Tính tại mặt cắt đáy bộ móng			
Thể tích phần trụ ngập nước	V_{02}	262.3	m^3
áp lực đẩy nổi	B_2	1868.57	KN

V. **áp lực dòng chảy**

a. Theo chiều dọc

áp lực nước chảy tác dụng theo chiều dọc của kết cấu phần dưới phải được tính theo công thức:

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_D V^2 \quad (3.7.3.1-1)$$

trong đó :

- p : áp lực của n- ốc chảy (MPa)
- C_D : hệ số cản của trụ lấy theo Bảng 3.7.3.1-1
- V : vận tốc n- ốc thiết kế tính theo lũ thiết kế cho xói ở trạng thái giới hạn c- ứng độ và sử dụng và theo lũ kiểm tra xói khi tính theo trạng thái giới hạn đặc biệt (trừ tr- ứng hợp đ- ọc ghi trong Ghi chú 4 ở Bảng 3.4.1-1) (m/s)

Lực cản dọc đ- ọc tính bằng tích của áp lực dòng chảy dọc nhân với hình chiếu của diện tích mặt hứng của trụ.

Hệ số cản của trụ	C_p	0.7	
Vận tốc n- ốc thiết kế tính theo lũ thiết kế cho xói	V	1.4	m/s
áp lực dòng chảy theo chiều ngang	p	0.071	T/m ²
Hình chiếu của diện tích mặt hứng trụ	S	123.82	m ²
Khoảng cách từ trọng tâm tiết diện hứng của trụ đến mặt cắt		4	
Lực va của n- ốc theo ph- ơng dọc cầu	H_x	8.79	T
Mômen do áp lực dòng chảy	M_y	35.16	Tm

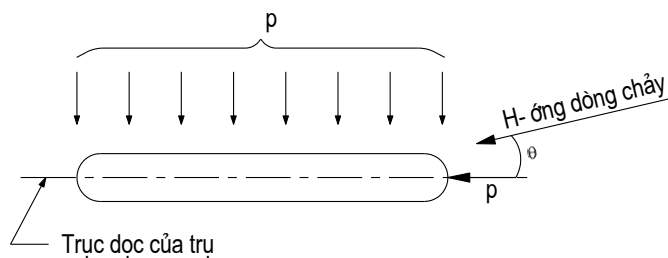
b.Theo chiều ngang

áp lực ngang phân bố đều trên kết cấu phân d- ới do dòng chảy lệch với chiều dọc của trụ một góc θ đ- ọc lấy bằng :

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_L V^2 \quad (3.7.3.2-1)$$

trong đó :

- p : áp lực theo chiều ngang (MPa)
- C_L : hệ số cản theo chiều ngang lấy theo Bảng 3.7.3.2-1
- V : vận tốc n- ốc thiết kế tính theo lũ thiết kế cho xói ở trạng thái giới hạn c- ứng độ và sử dụng và theo lũ kiểm tra xói khi tính theo trạng thái giới hạn đặc biệt (trừ tr- ứng hợp đ- ọc ghi trong Ghi chú 4 ở Bảng 3.4.1-1) (m/s)



Lực cản ngang đ- ọc tính bằng tích của áp lực dòng chảy theo chiều ngang nhân với diện tích lộ ra của kết cấu.

Hệ số cản theo chiều ngang trụ (dọc cầu)		1	
Vận tốc n-ớc thiết kế tính theo lũ thiết kế cho xói		1.4	m/s
áp lực dòng chảy theo chiều ngang	p	0.101	T/m ²
Hình chiếu của diện tích mặt hứng trụ	S	45.3	m ²
Khoảng cách từ trọng tâm tiết diện hứng của trụ đến mặt cắt		4	
Lực va của n-ớc theo ph- ơng ngang cầu	H _y	4.37	T
Mômen do áp lực dòng chảy	M _x	17.48	Tm

Lực ma sát (FR)

Lực do ma sát chung gối cầu phải đ- ợc xác định trên cơ sở các giá trị cực đại của các hệ số ma sát giữa các mặt tr- ợt. Khi thích hợp cần xét đến các tác động của độ ẩm và khả năng giảm phẩm chất hoặc nhiễm bẩn của mặt tr- ợt hay xoay đối với hệ số ma sát. Và trong các tổ hợp thì không thể lấy đồng thời tải trọng hãm và lực ma sát mà phải lấy giá trị lớn hơn, tuy nhiên ở trụ T1 có đặt gối cố định với giả thiết là lực hãm sẽ truyền xuống trụ theo tỷ lệ 100% nên trong tính toán coi nh- lực ma sát không đáng kể.

Hiệu ứng động đất (EQ)

Cầu đ- ợc xây dựng nằm trong vùng động đất I nên theo quy định của quy trình (điều 4.7.4.1) thì không cần phân tích về tải trọng động đất bất kể tầm quan trọng của nó. Tuy nhiên phải tuân theo các yêu cầu tối thiểu sau: bề rộng gối cầu phải lấy lớn hơn chuyển vị cực đại hoặc % của bề rộng lấy theo kinh nghiệm N tính theo ph- ơng trình:

$$N = (200 + 0.0017L + 0.0067H)(1 + 0.000125S^2)$$

Trong đó:

- + N: chiều dài tối thiểu do vuông góc với đ- ờng trục của gối (mm)
- + L: chiều dài của mặt cầu đến khe co giãn lân cận (mm)
- + H: chiều cao trung bình của các cột đỡ kết cấu nhịp cầu đến khe co giãn gần nhất
- + S : độ chéo của gối đo đ- ợc từ đ- ờng vuông góc với nhịp (độ)

TỔ HỢP TẢI TRỌNG TÁC DỤNG LÊN TRỤ:

Để xác định giá trị nội lực bất lợi nhất, ta cần xét tất cả các tổ hợp tải trọng bất lợi có thể xảy ra. Theo quy trình 272-05, có các tổ hợp tải trọng sau:

- Tổ hợp tải trọng theo trạng thái giới hạn c- ờng độ I cho hệ số tải trọng th- ờng

xuyên lớn nhất.

-Tổ hợp tải trọng theo trạng thái giới hạn c-ờng độ Ia cho hệ số tải trọng th-ờng xuyên nhỏ nhất.

-Tổ hợp tải trọng theo trạng thái giới hạn c-ờng độ V cho hệ số tải trọng th-ờng xuyên lớn nhất.

-Tổ hợp tải trọng theo trạng thái giới hạn c-ờng độ Va cho hệ số tải trọng th-ờng xuyên nhỏ nhất.

-Tổ hợp tải trọng theo trạng thái giới hạn sử dụng I.

Ta xét với 2 tiết diện :

- Tiết diện chân trụ ngàm 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 bộ móng

ST T	Các loại tải trọng	N_z (T)	N_x (T)	N_y (T)	e_x (m)	e_y (m)	M_y	M_x
							(Tm)	(Tm)
1	TT1	1912. 5	0	0	0	0	0	0
2	TT2	371.7 4	0	0	0	0	0	0
3	Hoạt tải	268.8	0	0	0	1.2	0	322.56
4	Ngồi	0	0	0	0	0	0	0
4a	2 lần ngồi	51.5	0	0	0	0	0	0
4b	1 lần ngồi	25.75	0	0	0	4.75	0	122.312 5
5	Tải trọng hãm xe	0	16.2	0	14.5	0	234. 9	0
6	Lực ma sát gối cầu	0	0	0	0	0	0	0
7	Tải trọng gió	0	0	0	0	0	0	0
7a	Lên phân lan can đặc	0	0	21.33	0	13.78	0	293.927 4
7b	Lên kết cấu nhịp	0	0	99.8	0	10.48	0	1045.90 4
7c	Lên phân trụ trên mặt nước	0	0	12.8	0	4.1	0	957.22
7d	Lên hoạt tải	0	0	11.25	0	17.5	0	196.875
8	áp lực nước	0	0	0	0	0	0	0
8a	áp lực đẩy nổi	-138	0	0	0	0	0	0
8b	áp lực dòng chảy ngang cầu	0	4.37	0	4	0	0	17.48
8c	áp lực dòng chảy dọc cầu	0	0	8.79	0	4	0	35.16
9	Tải trọng thân trụ	375.9	0	0	0	0	0	0
10	Tải trọng đá tảng	0	0	0	0	0	0	0
11	Bộ móng	0	0	0	0	0	0	0

Tổ hợp tải trọng tính tới mặt cắt đỉnh bệ móng

Tổ hợp	N_z (KN)	N_x (KN)	N_y (KN)	M_y (KNm)	M_x (KNm)
TTGHCD I					
1.25(1) + 1.5(2) + 1.75(3)+1.75(4a) +1.75(5) + (6) + (8b) + (8c) +1.25(9) + 1.25(10) (I)	3978.64	32.72	8.79	411.08	617.12
1.25(1) + 1.5(2) + 1.75(3)+1.75(4b) +1.75(5) + (6) + (8b) + (8c) +1.25(9) + 1.25(10) (II)	3933.57	32.72	8.79	411.08	831.17
1.25(1) + 1.5(2) + 1.75(3)+1.75(4a) +1.75(5) + (6) + (8a) +1.25(9) + 1.25(10) (III)	3840.64	28.35	0	411.08	564.48
1.25(1) + 1.5(2) + 1.75(3)+1.75(4b) +1.75(5) + (6) + (8a) +1.25(9) + 1.25(10) (IV)	3795.57	28.35	0	411.08	778.53
TTGHSD					
(1) + (2) + (3) +(4a) + (5) + (6) + 0.3(7a) + 0.3(7b) + 0.3(7c) + (7d) + (8b) + (8c) + (9) + (10) (I)	2980.44	20.57	52.34	234.90	1123.3 8
(1) + (2) + (3) +(4b) + (5) + (6) + 0.3(7a) + 0.3(7b) + 0.3(7c) + (7d) + (8b) + (8c) + (9) + (10) (II)	2954.69	20.57	52.34	234.90	1245.6 9
(1) + (2) + (3) +(4a) + (5) + (6) + 0.3(7a) + 0.3(7b) + 0.3(7c') + (7d) + (8a) + (9) + (10) (III)	2842.44	16.20	43.55	234.90	1070.7 4
(1) + (2) + (3) +(4b) + (5) + (6) + 0.3(7a) + 0.3(7b) + 0.3(7c') + (7d) + (8a) + (9) + (10) (IV)	2816.69	16.20	43.55	234.90	1193.0 5

Bảng tải trọng tính tới mặt cắt đáy bộ móng

STT	Các loại tải trọng	N_z (KN)	N_x (KN)	N_y (KN)	e_x (m)	e_y (m)	M_y (KNm)	M_x (KNm)
1	TT1	1912.5	0	0	0	0	0	0
2	TT2	371.74	0	0			0	0
3	Hoạt tải	268.8	0	0	0	1.2	0	322.56
4	Ngồi	0	0	0	0	0	0	0
4a	2 lần ngồi	51.5	0	0	0	0	0	0
4b	1 lần ngồi	25.75	0	0	0	4.75	0	122.3125
5	Tải trọng hãm xe	0	16.2	0	17	0	275.4	0
6	Lực ma sát gối cầu	0	0	0	0	0	0	0
7	Tải trọng gió	0	0	0	0	0	0	0
7a	Lên phân lan can đặc	0	0	21.33	0	16.28	0	347.2524
7b	Lên kết cấu nhịp	0	0	99.8	0	12.98	0	1295.404
7c	Lên phân trụ trên mặt nóc	0	0	12.8	0	6.6	0	84.48
7d	Lên hoạt tải	0	0	11.25	0	20	0	225
8	áp lực nóc							
8a	áp lực đẩy nổi	-186	0	0	0	0	0	0
8b	áp lực dòng chảy ngang cầu	0	4.37	0	6.5	0	0	28.405
8c	áp lực dòng chảy dọc cầu	0	0	8.79	0	6.5	0	57.135
9	Tải trọng thân trụ	375.9	0	0	0	0	0	0
10	Tải trọng đá tảng	0	0	0	0	0	0	0
11	Bộ móng	363	0	0	0	0	0	0

Tổ hợp tải trọng tính tới mặt cắt đáy bệ móng

Tổ hợp	N_z (KN)	N_x (KN)	N_y (KN)	M_y (KNm)	M_x (KNm)
TTGHCD I					
1.25(1) + 1.5(2) + 1.75(3)+ 1.75(4a) +1.75(5) + (6) + (8b) + (8c) +1.25(9) + 1.25(10) (I)	4432.39	32.72	8.79	481.95	650.02
1.25(1) + 1.5(2) + 1.75(3)+1.75(4b) +1.75(5) + (6) + (8b) + (8c) +1.25(9) + 1.25(10) (II)	4387.32	32.72	8.79	481.95	864.07
1.25(1) + 1.5(2) + 1.75(3)+ 1.75(4a) +1.75(5) + (6) + (8a) +1.25(9) + 1.25(10) (III)	4246.39	28.35	0.00	481.95	564.48
1.25(1) + 1.5(2) + 1.75(3)+ 1.75(4b) +1.75(5) + (6) + (8a) +1.25(9) + 1.25(10) (IV)	4201.32	28.35	0.00	481.95	778.53
TTGHSD					
(1) + (2) + (3) +(4a) + (5) + (6) + 0.3(7a) + 0.3(7b) + 0.3(7c) + (7d) + (8b) + (8c) + (9) + (10) (I)	3343.44	20.57	52.34	275.40	993.74
(1) + (2) + (3) +(4b) + (5) + (6) + 0.3(7a) + 0.3(7b) + 0.3(7c) + (7d) + (8b) + (8c) + (9) + (10) (II)	3317.69	20.57	52.34	275.40	1116.05
(1) + (2) + (3) +(4a) + (5) + (6) + 0.3(7a) + 0.3(7b) + 0.3(7c') + (7d) + (8a) + (9) + (10) (III)	3157.44	16.20	43.55	275.40	908.20
(1) + (2) + (3) +(4b) + (5) + (6) + 0.3(7a) + 0.3(7b) + 0.3(7c') + (7d) + (8a) + (9) + (10) (IV)	3131.69	16.20	43.55	275.40	1030.51

KIỂM TOÁN TRỤ

Vật liệu sử dụng:

Bê tông 300#, $f_c = 30$ MPa.

Thép CIII, $f_y = 420$ MPa.

Đ- ờng kính thanh cốt thép $D = 25$ mm.

Chiều dày lớp bê tông bảo vệ : 100mm

Chọn mặt cắt tính toán

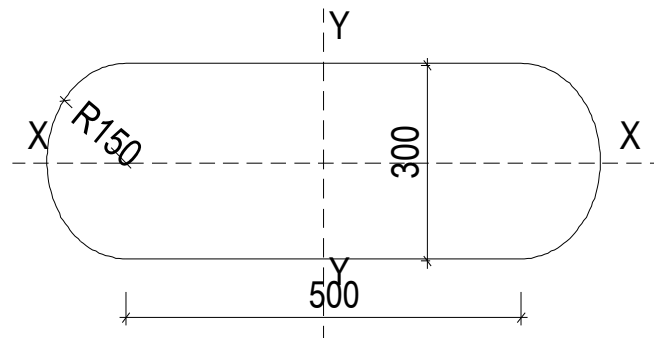
Mặt cắt tính toán là vị trí nguy hiểm nhất trong quá trình làm việc

+ Chọn mặt cắt đáy thân trụ để kiểm toán trụ

+ Chọn mặt cắt đáy móng để xác định nội lực lên đầu cọc

Kiểm tra độ mảnh của thân trụ

Mặt cắt ngang trụ T2 nh- sau:



Kích thước mặt cắt ngang thân trụ (đơn vị ghi mm)

Gần đúng quy đổi tiết diện trụ về hình chữ nhật có :chiều rộng $A=300$ mm

Chiều dài $B=800$ -

$$300 + \frac{300}{3} = 600 \text{mm}$$

Diện tích mặt cắt ngang thân trụ T1: $A = 18 \text{ m}^2$

$$\text{Mômen quán tính theo ph- ơng x: } I_x = \frac{6x3^3}{12} = 13.5 \text{m}^4$$

$$\text{Mômen quán tính theo ph- ơng y: } I_y = \frac{3x6^3}{12} = 54 \text{m}^4$$

$$\text{Bán kính quán tính theo ph- ơng x: } r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{13.5}{18}} = 0,86$$

$$\text{Bán kính quán tính theo ph- ơng y: } r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{54}{18}} = 1.73$$

➤ Tính trụ là 1 thanh có một đầu ngàm và một đầu tự do khi chịu nén uốn theo ph- ơng x.

- L_u : Chiều dài tự do của trụ : $L_u = 8 \text{ m}$

$$\frac{KL_u}{r_y} = \frac{1 \times 8}{1.73} = 4.62 < 22$$

Trong đó:

+ K: hệ số độ dài hữu hiệu

+ L_u : chiều cao trụ

⇒ vậy đảm bảo không phải xét đến hiệu ứng độ mảnh theo phương x

➤ Tính trụ nh- một thanh có một đầu ngàm và một đầu khớp khi chịu nén uốn theo phương y.

$$\frac{KL_u}{r_x} = \frac{1 \times 8}{0.86} = 9.3 < 22$$

⇒ vậy đảm bảo không phải xét đến hiệu ứng độ mảnh theo phương y.

Giải thiết cốt thép trụ:

Trong ‘Thiết kế kết cấu bê tông cốt thép theo tiêu chuẩn ACI’ trang 517 cho rằng vùng hiệu quả nhất của ρ_t là từ 1-2%, trong đó ρ_t là tỉ lệ cốt thép trong tiết diện cột. Nh- ng vì trụ cầu chịu tải trọng và mô men uốn lớn, do đó ta giả thiết lượng cốt thép trong trụ lấy $\rho_t = 0.015$

Nh- vậy diện tích cốt thép trong trụ là :

$$A_{st} = \rho_t A_g = 0.015 \times 18000000 = 270000 \text{ mm}^2$$

Bố trí cốt thép theo cả hai phương ta chọn đường kính cốt thép là $\phi 22$

Số lượng thanh cốt thép bố trí : $n = \frac{A_{st}}{25^2 \times \frac{3.14}{4}} = 178 \text{ thanh}$

Vậy bố trí 200 thanh cốt thép $\phi 25$ có $A_{st} = 25^2 \times \frac{3.14}{4} \times 178 = 0.067 \text{ m}^2$

Chọn chiều dày lớp bảo vệ cốt thép là 10cm

Bố trí cốt thép chịu lực theo 2 hàng

Chọn cốt đai $\phi 16$

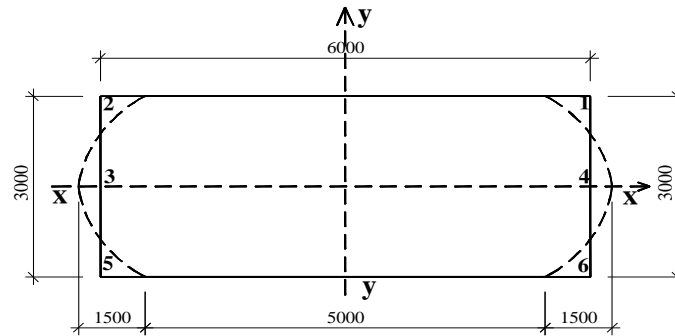
Xác định tỉ số k/c giữa các tâm của lớp thanh cốt thép ngoài biên lên chiều dày toàn bộ cột

A) Quy đổi tiết diện tính toán.

+ Tiết diện trụ chọn đường bo tròn theo một bán kính bằng 1m, khi tính toán quy đổi tiết diện về hình chữ nhật để gần với mô hình tính toán theo lý thuyết.

+ Cách quy đổi ra một hình chữ nhật có chiều rộng bằng chiều rộng trụ, chiều dài lấy giá trị sao cho diện tích mặt cắt quy đổi bằng diện tích thực. Diện tích

cốt thép theo 2 cạnh của tiết diện quy đổi vẫn nh- cũ.



Quy đổi tiết diện tính toán thân trụ (đơn vị mm)

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 : 121.5 mm (100 mm khoảng cách bê tông bảo vệ, 16mm đường kính cốt đai, 11mm bán kính cốt chủ).

Tỷ số khoảng cách tâm lớp thanh cốt thép đến biên ngoài là :

$$\gamma_x = \frac{3000 - 2 \times 127}{3000} = 0.91$$

$$\gamma_y = \frac{6000 - 2 \times 127}{6000} = 0.95$$

Kiểm tra ứng suất trong bê tông theo TTGH sử dụng.

Đối với mặt cắt đỉnh bệ 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- ởng 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 phương y của tiết diện.

Kết quả tính toán thể hiện trong bảng dưới đây.

Kiểm toán trụ theo TTGHCD

Các trường hợp tải trọng	N_z KN	M_x KNm	M_y KNm	y m	x m	f_s KN/m ²	Kiểm tra
(I)	29804.4	11233.7792	2349	3	1.5	5600.40	đạt
(II)	29546.9	12456.9042	2349	3	1.5	7258.20	đạt
(III)	28424.4	10707.3792	2349	3	1.5	5349.91	đạt
(IV)	28166.9	11930.5042	2349	3	1.5	7007.71	đạt

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 quy 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), $A_g = 17.408 \text{ m}^2$
 - A_{st} : Diện tích cốt thép trong trụ $A_{st} = 0.283 \text{ m}^2$
 - φ : Hệ số sức kháng quy định ở điều 5.5.4.2; $\varphi = 0.7$
 - f_y : Giới hạn chảy của cốt thép, $f_y = 420 \text{ Mpa} = 420000 \text{ KN/m}^2$
- $\Rightarrow P_n = 0.8 [0.85 \times 30000 (17 - 0.283) + 420000 \times 0.283] = 456514.8 \text{ KN}$

Kết quả kiểm toán nh- sau:

Các trường hợp	TTGHCD I	$\square P$	Kiểm tra
(I)	39786.35	319560.36	đạt
(II)	39335.73	319560.36	đạt
(III)	38406.35	319560.36	đạt
(IV)	37955.73	319560.36	đạt

Kiểm toán sức kháng nén của trụ theo uốn 2 chiều

Ta có : $0.1f'c A_g = 0.1 \times 30000 \times 18 = 54000 \text{ KN}$

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- ong X đã tính toán ở trên(N.mm)
- M_{ry} : Sức kháng tính toán đơn trục của tiết diện theo ph- ong 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- ong 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).

f_y : giới hạn chảy của thép.=420 MPa.

A_s : bố trí sơ bộ rồi tính diện tích thép cần dùng theo cả hai ph- ong.

$$c_1 = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot \beta_c \cdot f'_c \cdot b_x} = \frac{0,067 \cdot 420}{0,85 \cdot 0,85 \cdot 30 \cdot 6} = 0.21$$

$$c_2 = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot \beta_c \cdot f_c' \cdot b_y} = \frac{0,067 \times 420}{0,85 \times 0,85 \times 30,3} = 0,43$$

$$a_1 = c_1 \cdot \beta_1 = 0,21 \times 0,85 = 0,17$$

$$a_2 = c_2 \cdot \beta_1 = 0,43 \times 0,85 = 0,36 \quad \text{với } \beta_1 = 0,85$$

$$\Rightarrow M_{rx} = 0,9 \cdot 0,067 \cdot 420 \cdot 10^3 \cdot \left(3 - 0,10 - \frac{0,17}{2} \right) = 71293 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{ry} = 0,9 \cdot 0,067 \cdot 420 \cdot 10^3 \cdot \left(6 - 0,10 - \frac{0,36}{2} \right) = 144864,7 \text{ KN.m}$$

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}		Kết Luận
	KN	KNm	KNm	KNm	KNm		
(I)	39786.35	6171.2	4110.75	71293	144864.7	0.1149376	đạt
(II)	39335.725	5644.8	4110.75	71293	144864.7	0.107554	đạt
(III)	37955.725	11233.7792	2349	71293	144864.7	0.1737871	đạt
(IV)	29546.9	10707.3792	2349	71293	144864.7	0.1664035	đạt

TÍNH TOÁN MÓNG CỌC KHOAN NHỒI.

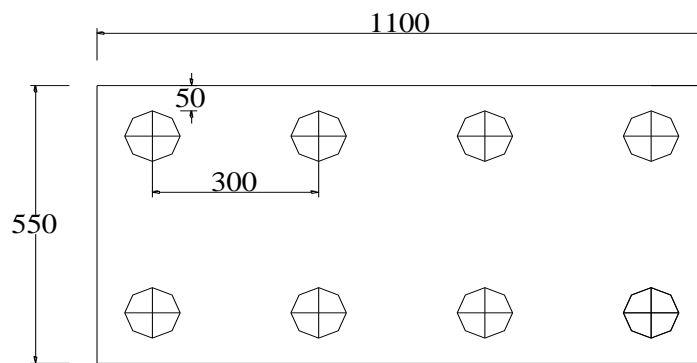
Theo quy trình 22TCN 272-05, việc kiểm toán sức chịu tải của cọc quy định trong điều 10.5 theo trạng thái giới hạn sử dụng và trạng thái giới hạn bền vững. Trong phạm vi đồ án, chỉ thực hiện kiểm toán sức chịu tải của cọc theo khả năng kết cấu và đất nền.

Với nội lực đầu cọc xác định được, ta sẽ tiến hành kiểm tra khả năng chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc và khả năng chịu tải của lớp đá gốc đầu mũi cọc.

Số liệu tính toán:

Đ- ơng kính thân cọc	1000 mm
Cao độ đỉnh bệ cọc	-2.47 m
Cao độ đáy bệ cọc	-4.97 m
Cao độ mũi cọc (dự kiến)	-24.7 m
Chiều dài cọc (dự kiến)	20 m
Số thanh thép dọc trục	20
Đ- ờng kính thanh cốt thép dọc	25 mm
C- ờng độ bê tông cọc	30 Mpa
C- ờng độ cốt thép cọc	420 Mpa
Cự li cọc theo ph- ơng dọc cầu	3000 mm
Cự li cọc theo ph- ơng ngang cầu	3000 mm

Bố trí cọc trên mặt bằng



Bố trí cọc trên mặt bằng (kích thước ghi cm)

Xác định sức chịu tải cọc.

Xác định loại móng cọc.

Kiểm tra điều kiện : $h > 0.7h_{\min}$

Trong đó :

h là độ chôn sâu của đài cọc, $h = 3\text{m}$.

$$h_{\min} = \text{tg}(45^\circ - \varphi/2) \sqrt{\frac{\sum H}{\gamma b}}$$

Trong đó :

φ : là góc nội ma sát và trọng l- ợng 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 ph- ơng thẳng góc với tải trọng nằm ngang.

a. Theo ph- ơng trục y :

$$H_{\max} = 1539.7 \text{ KN}$$

$$b = 11\text{m}$$

$$h_{\min} = \text{tg}(45^\circ - 28^\circ/2) \sqrt{\frac{1539.7}{18 \times 11}} = 1.67\text{m.}$$

$$\rightarrow 0.7h_{\min} = 0.7 \times 1.67 = 1.17\text{m} < h = 3\text{ m.}$$

b. Theo phương trục x:

$$H_{\max} = 205.7\text{ KN}$$

$$b = 5.5\text{m}$$

$$h_{\min} = \text{tg}(45^\circ - 28^\circ/2) \sqrt{\frac{205.7}{18 \times 5.5}} = 0.86\text{m.}$$

$$\rightarrow 0.7h_{\min} = 0.7 \times 0.86 = 0.6\text{m} < h = 3\text{ m.}$$

Kết luận: theo cả hai phương móng đều có thể được tính toán nh- đối với móng cọc đài thấp.

4.4.2. Kiểm toán sức kháng đỡ của cọc

Tính toán sức kháng đỡ của cọc

a. Tính toán sức kháng của cọc theo đất nền

Số liệu địa chất:

Lớp 1: Sét chảy dẻo

Lớp 2: Sét dẻo mềm

Lớp 3: Đá cứng chắc.

Đ- ờng kính cọc: $D = 1,0\text{m}$

Diện tích tiết diện cọc: $A_p = 3,14.1.0^2/4 = 0,785\text{m}^2$

Chiều dài cọc: $L = 20\text{m}$

Chu vi cọc: $P = 3,14.1,0 = 3,14\text{m}$

Theo điều 10.7.3.2 sức kháng đỡ của cọc đ- ợc tính theo công thức sau:

$$Q_R = \varphi Q_n = m(m_p \cdot q_p A_p + u \cdot \sum m_s \cdot q_s L_i - Q_{\text{pile}})$$

Trong đó:

m_s : Hệ số điều kiện làm việc $m = 0.8$

m_p : Hệ số điều kiện làm việc của đất $m_p = 0.8$

Q_p : Sức kháng đỡ mũi cọc

Q_s : Sức kháng đỡ thân cọc

q_p : Sức kháng đơn vị mũi cọc (Mpa)

q_s : Sức kháng đơn vị thân cọc (Mpa)

$$q_s = 0,0025 \cdot N_i \leq 0,19(\text{MPa}) \text{ Theo Quiros \& Reese (1977)}$$

A_p : Diện tích mũi cọc (mm^2)

u : chu vi t/d cọc (mm)

L_i : chiều dày lớp đất thứ i mà cọc đi qua.

Xác định sức kháng mũi cọc :

Theo công thức của Reese và O' neill

- Với $N < 75$ thì $q_p = 0.057(\text{Mpa})$

- Với $N > 75$ thì $q_p = 4.3 (\text{Mpa})$

với lớp 3 ta có $q_p = 4.3 (\text{Mpa})$

$$q_p \cdot A_p = 0.8 \times 4.3 \times 3.14 \times 1000^2 / 4 = 1856525(\text{N}) = 185.75 \text{ T}$$

Xác định sức kháng đỡ thân cọc:

Xét địa chất ở hố khoan 2

Lớp	Chiều dày(mm)	N	$q_s(\text{N})$	m_s	U(mm)	$u \cdot m_s \cdot q_s L_i$	$u \cdot \sum m_s \cdot q_s L_i$
Lớp 1	12000	63	0.15	0.8	3.14×10^3	4.52×10^6	8.2×10^6
Lớp 2	9000	65	0.163	0.8	3.14×10^3	3.68×10^6	

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

$$Q_R = \varphi \cdot Q_n = 0.8(185.75 + 820) = 721.8075 \text{ T}$$

b. Tính toán sức kháng theo vật liệu làm cọc.

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

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

$$P_v = \varphi \cdot P_n$$

Với $P_n = C$ - ứng độ chịu lực dọc trục danh định có hoặc không có uốn tính theo công thức :

$$P_n = \varphi \cdot \{m_1 \cdot m_2 \cdot f'_c \cdot (A_c - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\} = 0,75 \cdot 0,85 \{0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}\}$$

Trong đó : φ = Hệ số sức kháng, $\varphi = 0.75$

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

$f'_c = 30\text{MPa}$: Cường độ chịu nén nhỏ nhất của bê tông

$f_y = 420\text{MPa}$: Giới hạn chảy dẻo quy định của thép

A_c : Diện tích tiết diện nguyên của cọc

$$A_c = 3.14 \times 500^2 = 785000 \text{ mm}^2$$

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

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

$$A_{st} = 0.015 \times A_c = 0.015 \times 785000 = 11775 \text{ mm}^2$$

Chọn cốt dọc là $\phi 28$, số thanh cốt dọc cần thiết là:

$$N=11775/(3.14 \times 28^2 / 4)=19.13 \text{ chọn } 20 \text{ } \phi 28 \text{ } A_{st}=0.0123 \text{ m}^2$$

Vậy sức chịu tải của cọc theo vật liệu là:

$$P_v = 0.75 \times 0.85 \times (0.85 \times 30 \times (785000 - 12058) + 420 \times 12300) = 15858.10^3 (N).$$

$$\text{Hay } P_v = 12011.1 \text{ (T)}.$$

4.4.3. Tính tải trọng 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

$$P_c = 10057.5 \text{ KN}$$

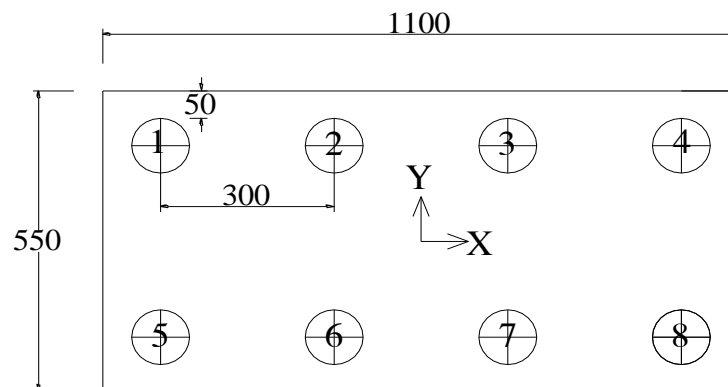
$$P_{\max} = \frac{P}{n} + \frac{M_x y_{\max}}{\sum y_i^2} + \frac{M_y x_{\max}}{\sum x_i^2}$$

Tải trọng tác động lên đầu cọc đ- ợc tính theo công thức

Trong đó :

n : số cọc, $n = 8$

x_i, y_i : toạ độ của cọc so với hệ trục quán tính chính trung tâm



4.4.4. Kiểm toán cọc

Trạng thái GHCD I

$$N_z = 44323.9 \text{ KN}$$

$$M_x = 6500.2 \text{ KNm}$$

$$M_y = 4819.5 \text{ KNm}$$

Cọc	X_i (m)	Y_i (m)	X_i^2 (m ²)	Y_i^2 (m ²)	N_i (T)	Kiểm tra
1	-4.2	3.6	17.6	12.96	526.667	Đạt
2	0	3.6	0	12.96	622.842	Đạt
3	4.2	3.6	17.6	12.96	719.016	Đạt
4	-4.2	0	17.6	0	478.879	Đạt
5	0	0	0	0	575.053	Đạt
6	4.2	0	17.6	0	671.228	Đạt
7	-4.2	-3.6	17.6	12.96	431.09	Đạt
8	0	-3.6	0	12.96	527.265	Đạt
9	4.2	3.6	17.6	12.96	719.016	Đạt

Kết luận: Tất cả các tổ hợp tải trọng đều thoả mãn

PHẦN III

THIẾT KẾ THI CÔNG

CHƯƠNG I. YÊU CẦU THIẾT KẾ

Trong đồ án này em thiết kế phục vụ thi công trụ T2 cho đến móng.

Các số liệu tính toán nh- sau:

- Cao độ đỉnh trụ:	+5.53	m
- Cao độ đáy trụ:	-4.97	m
- Cao độ đáy đài:	-6.97	m
- Cao độ mực n- ớc thi công:	-1.2	m
- Cao độ đáy sông:	-3.56	m
- Chiều rộng móng :	5.5	m
- Chiều dài móng :	11	m

Số liệu địa chất:

- Lớp 1: Sét chảy dẻo
- Lớp 2: Sét dẻo mềm
- Lớp 3: Đá gia cố cứng chắc

CHƯƠNG II. TRÌNH TỰ THI CÔNG

I. THI CÔNG TRỤ

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
- 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

- Đóng cọc định vị hố móng
- 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 5 : Hoàn thiện

- Tháo dỡ toàn bộ hệ đà giáo phụ trợ
- Hoàn thiện trụ

II. THI CÔNG KẾT CẤU NHỊP

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

III. CÔNG TÁC HOÀN THIỆN

Thi công lan can

Rải lớp phủ mặt cầu

Thu dọn công tr- ờng

CHƯƠNG III. THI CÔNG MÓNG

I. THI CÔNG CỌC KHOAN NHỒI

I.1. Công tác chuẩn bị

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 hưởng bởi quá trình thi công cọc.

Chuẩn bị ống vách, cốt thép lồng cọc nhồi 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 cường độ và điều kiện đổ bê tông d-ới n-ớc.

Dự kiến khả năng và phương pháp cung cấp bê tông 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 lượng cọc khoan sau này.

I.2. Công tác khoan tạo lỗ

I.2.1. Xác định vị trí lỗ khoan

Định vị cọc trên mặt bằng cần dựa vào các mốc định chuẩn tọa độ để xác định tại hiện trường.

Sai số cho phép của lỗ cọc không vượt quá các giá trị sau:

Sai số định kính cọc: 5%

Sai số độ thẳng đứng: 1%

Sai số về vị trí cọc: 10cm

Sai số về độ sâu của lỗ khoan: ± 10 cm

I.2.2. Yêu cầu về gia công chế tạo lắp dựng ống vách

Ống vách phải chế tạo nhồi thiết kế. Bề dày ống vách sai số không quá 0.5mm so với thiết kế. Ống vách phải đảm bảo kín nước, đủ độ cứng. Trước khi hạ ống vách cần phải kiểm tra nghiệm thu chế tạo ống vách.

Khi lắp dựng ống vách cần phải có giá định hướng hoặc máy kinh vĩ để đảm bảo đúng vị trí và độ nghiêng lệch.

Ống vách có thể hạ bằng phương pháp đóng, ép rung hay kết hợp với đào đất trong lòng ống.

1.2.3. Khoan tạo lỗ

Máy khoan cần được 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 nước sông thay đổi cần phải có biện pháp ổn định chiều cao cột nước trong lỗ khoan.

Khi kéo gầu lên khỏi lỗ phải kéo từ từ cân bằng ổn định không được 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 dưới nước cốt liệu bằng đá dăm 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 thường.

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 phương pháp sử dụng dung dịch. Bề mặt dung dịch sét trong lỗ cọc phải cao hơn mực nước ngầm 1,0m trở lên. Khi có mực nước ngầm thay đổi thì mặt dung dịch sét phải cao hơn mực nước ngầm cao nhất là 1,5m.

Trong khi đổ bê tông, khối lượng riêng của dung dịch sét trong khoảng 50 cm kể từ đáy lỗ $< 1,25 T/m^3$, hàm lượng cát $\leq 6\%$, độ nhớt ≤ 28 giây. Cần phải đảm bảo chất lượng 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.

1.2.4. Rửa lỗ khoan

Khi đã khoan đến độ sâu thiết kế tiến hành rửa lỗ khoan, có thể dùng máy bơm chuyên dụng hút bùn khoan từ đáy lỗ khoan lên. Cũng có thể dùng máy nén khí để đẩy bùn khoan lên cho đến khi bơm ra nước trong và sạch. Chọn loại máy bơm, quy cách đầu xối phụ thuộc vào chiều sâu và vật liệu cần xối hút.

Nghiêm cấm việc dùng phương pháp khoan sâu thêm thay cho công tác rửa lỗ khoan

1.3. Công tác đổ bê tông cọc

1.3.1. Đổ bê tông cọc

Bê tông phải được trộn bằng máy. Khi chuyển đến công trường phải được 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 dưới của ống dẫn bê tông cách đáy lỗ khoan khoảng 20-30 cm.

Ống dẫn bê tông phải đảm bảo kín khí.

Độ ngập sâu của ống dẫn trong bê tông không được nhỏ hơn 1,2m và không được 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 được sớm hơn toàn bộ thời gian đúc cọc khoan nhồi. Nếu cọc dài, khối lượng bê tông lớn có thể cho thêm chất phụ gia chậm ninh kết.

Đường kính lớn nhất của đá dùng để đổ bê tông không được lớn hơn khe hở giữa hai thanh cốt thép chủ gần nhau của lồng thép cọc.

1.3.2. Kiểm tra chất lượng cọc và bê tông cọc

Kiểm tra bê tông phải được thực hiện trong suốt quá trình của dây chuyền đổ bê tông dưới nước.

Các mẫu bê tông phải được lấy từ phễu chứa ống dẫn để kiểm tra độ linh động, độ nhớt và đúc mẫu kiểm tra cường độ.

Trong quá trình đổ bê tông cần kiểm tra và ghi nhận 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.

II. THI CÔNG 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 lí kịp thời khi cọc ván bị nghiêng lệch.

III. ĐÀO ĐẤT BẰNG XÓI HÚT

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 nước tiến hành đào thủ công đến cao độ đáy móng để tránh phá vỡ kết cấu phía dưới.

IV. ĐỔ BÊ TÔNG BỊT ĐÁY

IV.1. Trình tự thi công:

Lắp đặt hai ống đổ trên hệ phao chở nổi.

Nút ống đổ bằng nút gỗ, hạ xuống cách đáy 5cm.

Bơm bê tông vào vào ống, nâng ống lên cách đáy khoảng 20-30cm.

Tháo nút gỗ, nâng từ từ ống lên theo ph- ơng thẳng đứng, bê tông trong ống từ từ chảy ra.

Khi bê tông đạt 50% f'_c thì phá bỏ 10-15cm phía trên.

IV.2. Yêu cầu:

Đổ càng nhanh càng tốt

Đổ liên tục từ khi bắt đầu đến khi kết thúc

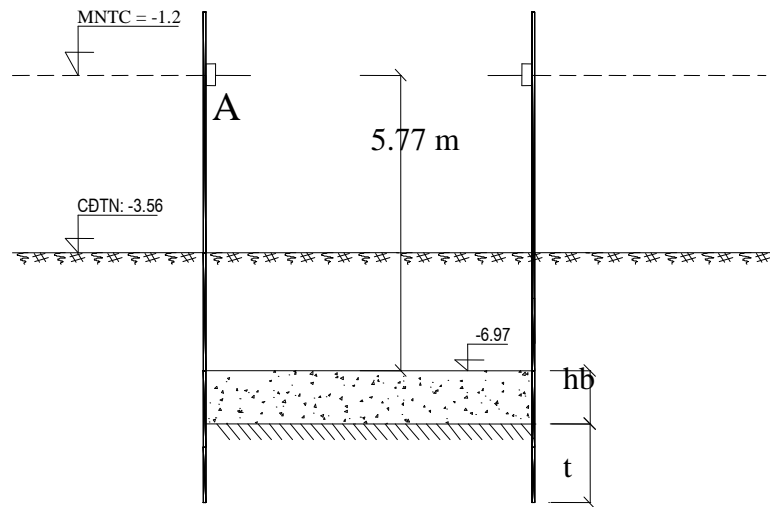
Đầu ống để ngập vào bê tông $\geq 0.8m$.

ống đổ chỉ đ- ợc dịch chuyển theo ph- ơng thẳng đứng, tuyệt đối không dịch chuyển ngang

Cần có biện pháp thông ống khi bị tắc, có thể gắn thêm một đám rung công suất nhỏ vào ống để đề phòng tắc ống khi đang làm việc.

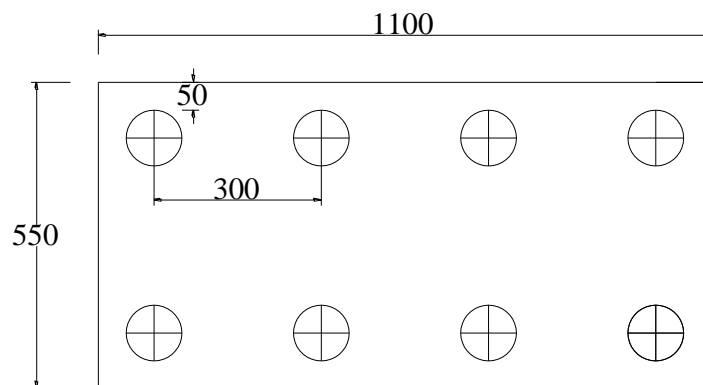
IV.3. Tính toán chiều dày lớp bê tông bịt đáy

IV.3.1. Các số liệu tính toán:



(Không thể hiện cọc)

- Cao độ đỉnh trụ: +5.53 m
- Cao độ đáy trụ: -4.97 m
- Cao độ đáy đài: -6.97 m
- Cao độ mực n-ớc thi công: -1.2 m
- Cao độ đáy sông: -3.56 m
- Chiều rộng móng : 5.5 m
- Chiều dài móng : 11 m



Ta có: $L=13\text{m}$

$B=7.5\text{m}$

IV.3.2. Tính toán chiều dày lớp bê tông bị đáy

Điều kiện tính toán

áp lực đẩy nổi của n-ớc phải nhỏ hơn ma sát giữa bê tông và cọc cộng với

trọng lượng của bê tông bịt đáy và ma sát với cọc ván thép.

Công thức tính toán:

$$h_b \geq \frac{F \cdot h \cdot \gamma_n}{n_1 \cdot F \cdot \gamma_b + U_1 \cdot \tau_1 + n \cdot U_2 \cdot \tau_2 - m \cdot \gamma_n \cdot F} \geq 1m$$

Trong đó:

- γ_{bt} : Trọng lượng riêng của bê tông; $\gamma_{bt}=2.4 \text{ T/m}^3$
- γ_n : Trọng lượng riêng của nước; $\gamma_n=1.0 \text{ T/m}^3$
- h_b : Chiều dày lớp bê tông bịt đáy (m)
- F : Diện tích móng (m^2)
- n : Số cọc trong móng; $n=8$ cọc
- τ_1 : Lực ma sát đơn vị giữa cọc và vòng vây cọc ván thép $\tau_1 = 3 \text{ T/m}^2$
- τ_2 : Lực ma sát đơn vị giữa cọc và bê tông bịt đáy; 4 T/m^2
- U_1 : Chu vi hố móng $U_1 = 2 \times (13+7.5) = 41 \text{ m}$
- U_2 : Chu vi cọc; $U_2 = 3.14 \times 1 = 3.14 \text{ m}$
- h : Chiều cao tính từ mặt nước thi công đến đáy bệ móng.
- n_1 : Là hệ số v-ợt tải; $n_1=0.9$
- m : Hệ số điều kiện làm việc; $m=0.9$

$$h_b \geq \frac{13 \times 7.5 \times 5.47 \times 1}{0.9 \times 13 \times 7.5 \times 2.4 + 41 \times 3 + 8 \times 3.14 \times 4 \times 0.9 - 1 \times 13 \times 7.5} \geq 1m$$

$h_b \geq 1.81 \text{ m}$ chọn $h_b = 1.82 \text{ m}$

Kiểm tra cường độ lớp bê tông bịt đáy:

Tính cho 1m rộng lớp bê tông bịt đáy.

Lớp bê tông bịt đáy được xem như 1 dầm đơn giản kê trên 2 mép của vòng vây cọc ván. (cạnh ngắn)

- Nhịp dầm $l=7.5 \text{ m}$
- Tải trọng tác dụng là hiệu số trọng lượng bê tông và lực đẩy nổi của nước được xác định theo công thức:

$$q_{tt} = \gamma_n(h+h_b) - \gamma_{bt}h_b = 1 \times (5.77 + h_b) - 2.4 \times h_b = 5.77 - 1.4 h_b$$

Mô men lớn nhất tại giữa nhịp:

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{(5.77 - 1.4h_b) \times 7.5^2}{8} = 40.57 - 9.84xh_b$$

C- ờng độ chịu kéo trong bê tông đ- ợc duyệt theo công thức :

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W}$$

$$W = \frac{b.h_b^2}{6} = \frac{1 \times h_b^2}{6} = \frac{h_b^2}{6} \text{ m}^3$$

$$\sigma = \frac{(40.57 - 9.84xh_b) \times 6}{h_b^2} < [\sigma_k] = 65.0 \text{ T/m}^2$$

Dùng bê tông cấp 20 có $[\sigma_k] = 65.0 \text{ T/m}^2$

Ta có ph- ơng trình bậc 2 :

$$65 h_b^2 + 59.04 h_b - 243 = 0$$

→ Giải ra ta đ- ợc $x = 1.7 \text{ (m)}$ Vậy điều kiện c- ờng độ đ- ợc thỏa mãn

⇒ Vậy chọn $h_b = 2 \text{ m}$

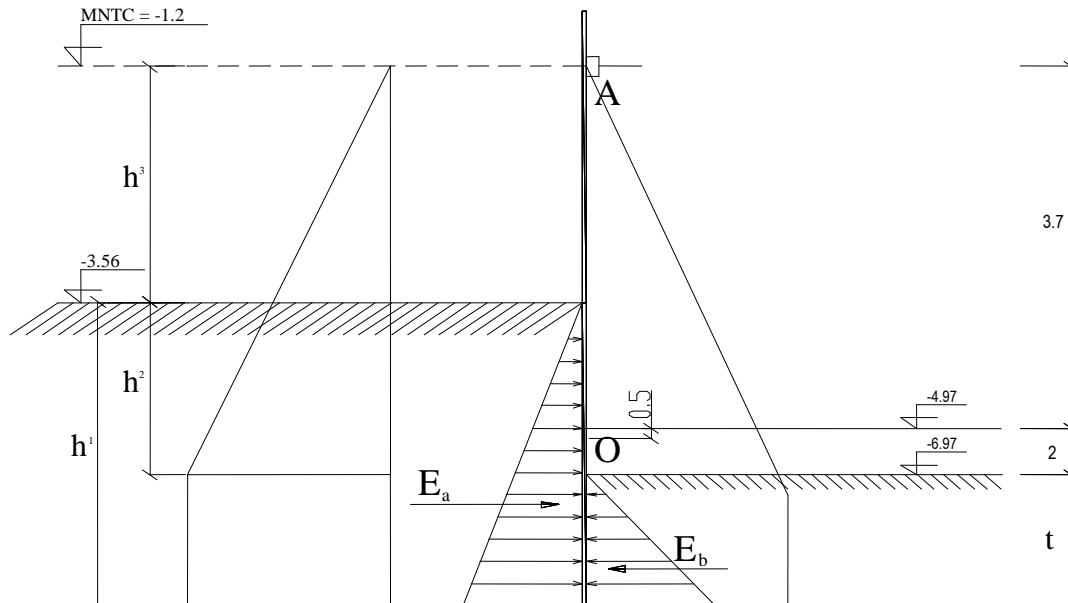
V. XÁC ĐỊNH ĐỘ SÂU CHÔN CỌC VÁN THÉP

Xác định độ chôn sâu cọc ván thép

Khi đào đất theo ph- ơng pháp xói hút nên mực n- ớc trong và ngoài vòng vây cọc ván là nh- nhau, do đó áp lực n- ớc hai bên bằng nhau.

Các thông số của đất:

- Trọng l- ợng riêng của đất: $g_d = 1.8 \text{ T/m}^3$
- Góc ma sát: $\varphi = 42.0^\circ$



áp lực chủ động của đất:

$$E_a = 0.5 \gamma_{dn} h_1^2 \lambda_a$$

- γ_{dn} : Dung trọng đẩy nổi của đất.

$$\gamma_{dn} = \gamma_d - \gamma_n = 0.8 \text{T/m}^3$$

- λ_a : Hệ số áp lực chủ động.

$$\lambda_a = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = 0.198$$

áp lực bị động của đất:

$$E_b = 0.5 \gamma_{dn} h^2 \lambda_b$$

$$\lambda_b = \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) = 5.045$$

λ_b : Hệ số áp lực bị động.

Lấy mô men cân bằng tại điểm A ta đ- ợc:

$$\sum M_A = E_a \left[\frac{2}{3} (t+h_2)+h_3 \right] - E_b \left(\frac{2}{3} t+ h_2+h_3 \right) = 0$$

Rút gọn ta đ- ợc phương trình bậc 3 của t có dạng:

$$-1.299 t^3 - 19.666 t^2 + 12.29 t + 34.573 = 0$$

Giải ph- ơng trình ta đ- ợc: $t = 1.58 \text{m}$. Chọn $t = 2 \text{m}$

Vậy chiều dài cọc ván lấy là : $L = 3.7 + 2 + 1.82 + 0.5 = 9 \text{m}$

Tính toán cọc ván thép

Thời điểm tính là sau khi đã đổ bê tông bịt đáy và hút hết n-ớc trong hố móng. Lúc này ta tính cọc ván coi nh- 1 dầm đơn giản kê trên 2 gối O, A, tải trọng tác dụng nh- 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 d- ới)

Ta có:

$$q_1 = \gamma_n \times h_n \times n$$

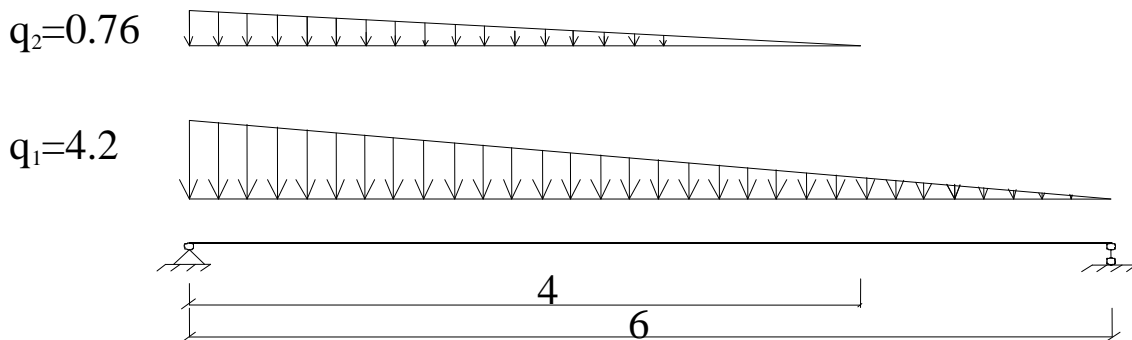
$$q_2 = \gamma_{dn} \times h_d \times n_1 \times tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Trong đó:

- q_1 : áp lực n- ớc.
- q_2 : áp lực đất.
- γ_n : dung trọng của n- ớc.
- γ_{dn} : dung trọng đẩy nổi của đất.
- n, n_1 : hệ số v- ợt tải: $n = 1$; $n_1 = 1.2$
- h_n, h_d : chiều cao của n- ớc và đất

Vậy: $q_1 = 1 \times 4.2 \times 1 = 4.2T / m^2$

$$q_2 = 0.8 \times 4 \times 1.2 \times tg^2 \left(45^\circ - \frac{42^\circ}{2} \right) = 0.76T / m^2$$



$$\Rightarrow M_{\max} = 14.9 \text{ Tm (dung phần mềm midas 2006)}$$

Từ điều kiện

$$W \geq \frac{M_{\max}}{\sigma}$$

Trong đó:

- $[\sigma]$ là ứng suất cho phép của thép cọc ván: $[\sigma] = 1900 \text{ kg/cm}^2$

$$W \geq 784\text{cm}^3$$

Vậy ta chọn loại cọc ván dình máng lacsen IV, có $W = 2200\text{cm}^3$

VI. BƠM HÚT N- ỐC

Do có cọc ván thép và bê tông bịt đáy nên n- ốc không thấm vào hố móng trong quá trình thi công, chỉ cần bố trí máy bơm để hút hết n- ốc còn lại trong hố móng. Máy bơm có thể bố trí trên phao, dùng hai máy bơm loại C203 hút n- ốc từ các giếng tụ tạo sự khô ráo cho bề mặt hố móng.

VII. THI CÔNG ĐÀI CỌC

Tr- ốc 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 lượng bê tông và cốt thép của cọc.

Tiến hành đập đầu cọc.

Dọn dẹp vệ sinh hố móng.

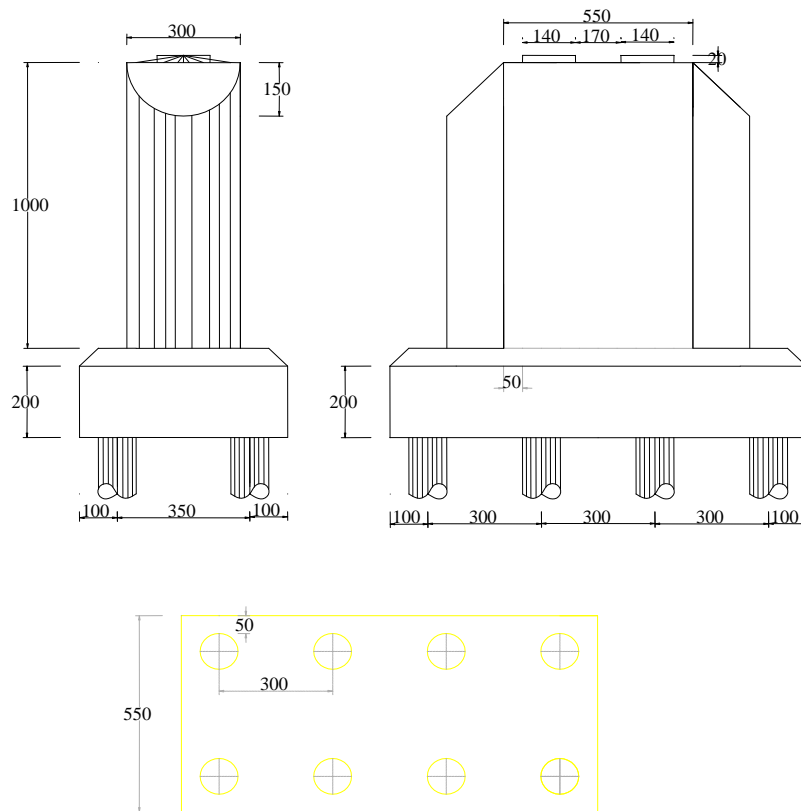
Lắp dựng ván khuôn và bố trí các lõi cốt thép.

Tiến hành đổ bê tông bằng ống đổ.

Bảo dưỡng bê tông khi đủ f'_c thì tháo dỡ ván khuôn.

CHƯƠNG IV. THI CÔNG TRỤ

Các kích thước cơ bản của trụ và đài nh- sau :



I. 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 đ- ợc chế tạo từng khối nhỏ trong nhà máy đ- ợc vận chuyển ra vị trí thi công, tiến hành lắp dựng thành ván khuôn.

Công tác bê tông đ- ợc thực hiện bởi máy trộn C284-A công suất 40 m³/h, sử dụng đầm dùi bê tông bán kính tác dụng $R = 0.75m$.

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, tr- ớc khi đổ bê tông phải kiểm tra ván khuôn lại một lần nữa, bôi dầu lên thành ván khuôn tránh hiện t- ợng 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 n- ớc xi măng nổi lên là

đ-ợc. 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.

II. TÍNH VÁN KHUÔN TRỤ:

IV.3.2 Tính ván khuôn bê trụ

a. Kiểm tra ván khuôn

- Kích thước của ván khuôn

$$L = 1 \rightarrow 2m ; h = 0.5 - 1.5m ; \delta = 6mm$$

- Chúng được liên kết với nhau bằng các bu lông:
- Diện tích bề móng: $F = 5.5 * 11 = 60.5 \text{ (m}^2\text{)}$
- Thể tích cần đổ là: $V = 60.5 * 2.5 = 151.25 \text{ (m}^3\text{)}$
- Chọn máy trộn bê tông loại C284-A có công suất đổ 40m^3 trong 1 giờ ($t_{\text{đóng}} = 4$ giờ)
- Vậy Chiều cao đổ bê tông tưới cần $h = 2.5$ m do vậy để đổ xong $V_{\text{bê tông}}$ cần thời gian

$$\text{là: } t = \frac{V_{tt}}{V_{may}} = \frac{151}{40} = 3.7(h)$$

- Để nâng cao chất lượng của bê tông nên sử dụng Đầm có $R = 0.75$ m
- Ta thấy $h > R \rightarrow$
- áp lực ngang của bê tông (khi không đầm) $P_b = \gamma \times R = 2,4 * 0.75 = 1,8 \text{ (T/m}^2\text{)}$
- Khi có đầm áp lực ngang do xung kích của bê tông rơi tự do

$$P_{\text{max}} = (q + \gamma R) * n$$

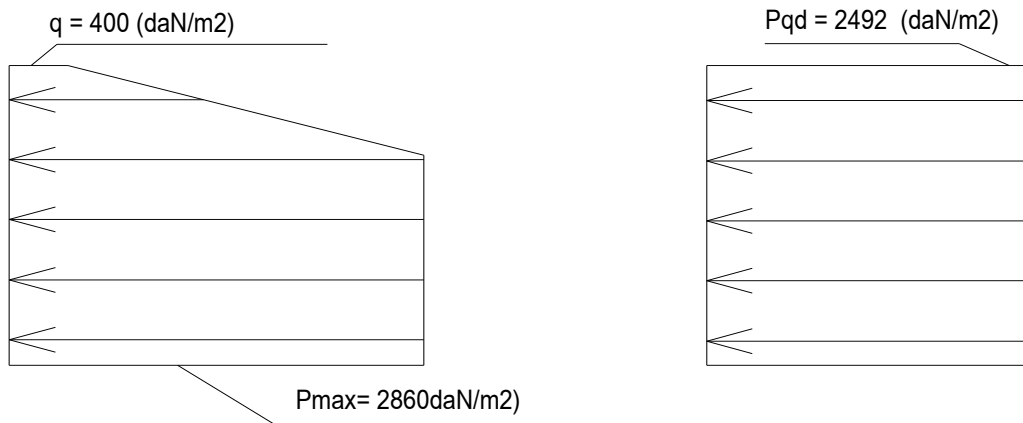
- q: lực xung động do đổ bê tông bằng ống vòi voi gây ra $q = 0,4 \text{ (T/m}^2\text{)}$
- n: hệ số v-ợt tải = 1.3

Vậy áp lực tác dụng lên ván khuôn là :

$$P_{tc} = (q + \gamma R) * n = (0,4 + 1,8) * 1.3 = 2,86 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

- Mặt khác $H = 2.5 > 1 \Rightarrow$

- Sơ đồ tính toán ván khuôn là:



- Diện tích áp lực:

$$F_{al} = (H-R) \cdot P_{tc} + \frac{R}{2} \cdot (q + P_{tc}) = (2,5 - 0,75) \times 2,86 + \frac{0,75}{2} \times (0,4 + 2,86) = 6,23 \text{ (T/m)}$$

- Diện tích qui đổi áp lực

$$F_{qd} = \frac{F_{al}}{h} = \frac{6,23}{2,5} = 2,492 \text{ (T/m}^2\text{)}$$

- Chọn ván khuôn thép 50x50 cm $\delta = 6mm$

→ Tính toán ván khuôn theo bản kê 4 cạnh: $\alpha = 0,046$ (phụ thuộc tỉ số a/b)

$$M_{max} = \alpha \cdot P_{qd} \cdot a = 0,046 \times 2,492 \times 0,5 = 0,057 \text{ T.m} = 5700 \text{ kg.cm}$$

- Kiểm tra theo c-ờng độ:

Dùng thép than CT3 có $[\sigma] = 2100 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{5700}{3} = 1900 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < [\sigma] = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

$$w = \frac{a \cdot \delta^2}{6} = \frac{50 \cdot 0,6^2}{6} = 3 \text{ (cm}^3\text{)}$$

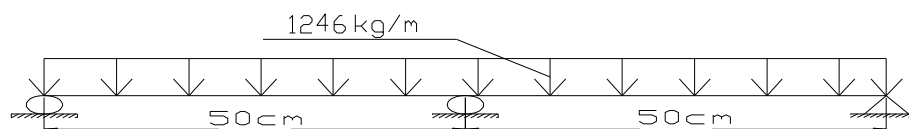
- Kiểm tra theo độ võng: $f = \alpha x \frac{P_{qd} x a^4}{EJ} = 0,046 x \frac{0,2492 x 50^4}{2,1 x 10^6 x 0,9} = 0,0379 \text{ cm}$

- Độ võng cho phép $[f] = 0,2 \text{ cm}$

Vậy $f < [f]$ thỏa mãn .

b. Tính toán s-ờn gia c-ờng: $q = p_{qd} \cdot l_{tt} = 2,492 \cdot 0,5 = 1,246 \text{ (T/m)}$

Thanh nẹp đứng và ngang kiểm toán cùng sơ đồ:



$$M_{\max} = \frac{ql^2}{10} = \frac{1246 \times 0.5^2}{10} = 31.15 \text{ kg.m}$$

- Chọn tiết diện của thanh có kích thước: $b \times h = 5 \times 50 \text{ mm}$

$$W = 2.08 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$J = 5.21 \text{ (cm}^4\text{)}$$

** Kiểm tra

- Điều kiện bền: $\sigma = \frac{M}{W} = \frac{3115}{2.08} = 1497.59 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < [\sigma] = 2100 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{đạt}$

- Kiểm tra độ võng: $f = \frac{ql^4}{127 \times EJ} = \frac{1246 \times 10^{-2} \times 50^4}{127 \times 2.1 \times 10^6 \times 5.21} = 0.056 \text{ cm}$

- Độ võng cho phép $[f] = 0.2 \text{ cm}$

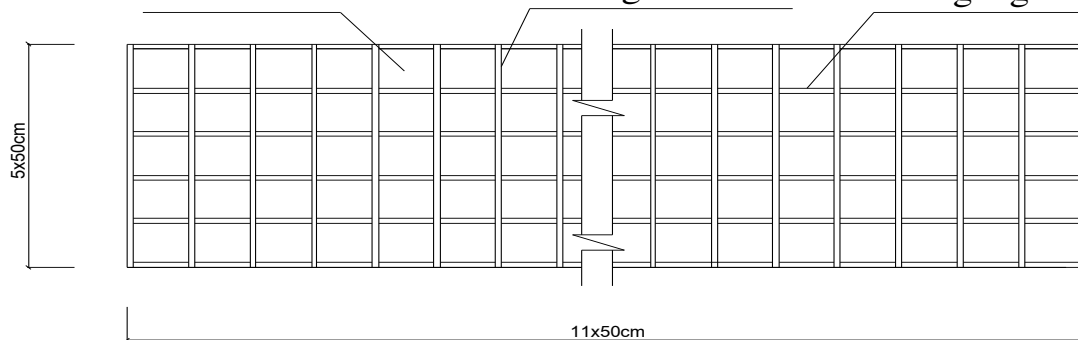
Vậy $f < [f]$ thỏa mãn

KL : vậy chọn ván khuôn bằng thép $l=2 \text{ (m)}$; và có s-ờn tăng c-ờng đứng và ngang là

$$B \times h = 5 \times 50 \text{ mm}$$

Thể hiện bởi hình vẽ sau (ván khuôn bệ móng).

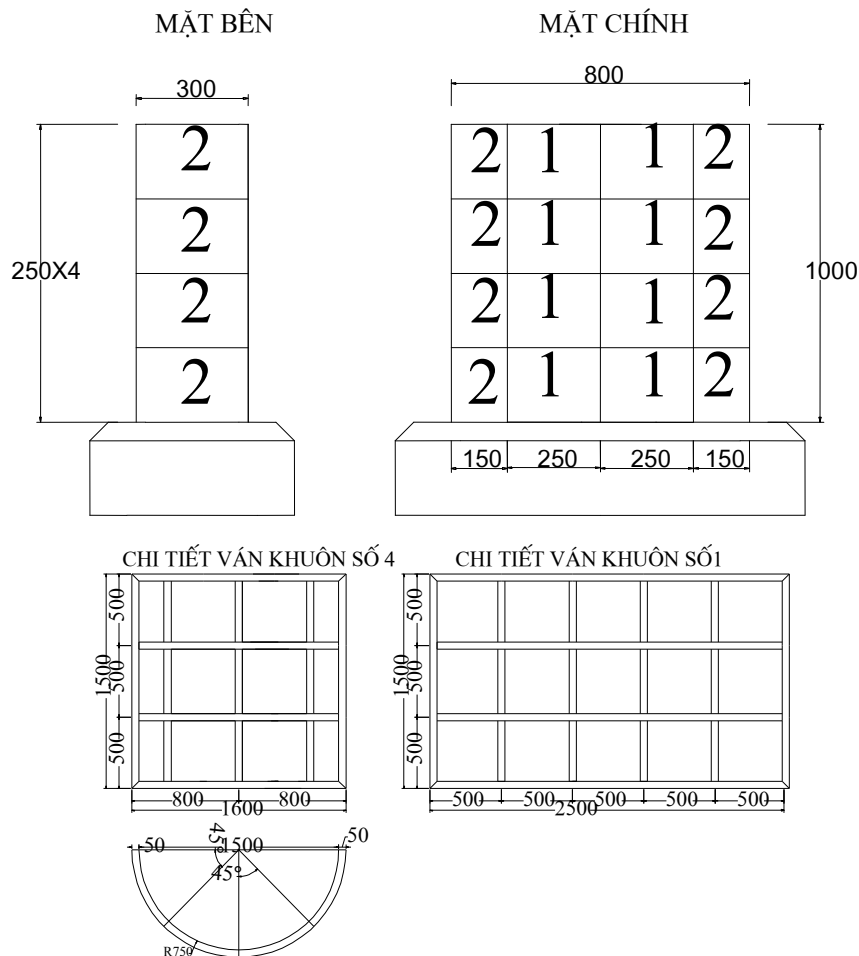
Ván khuôn: $0.5 \times 0.5 \times 0.006$ s-ờn đứng: 0.05×0.005 s-ờn ngang: 0.5×0.005



IV.3.2 Tính ván khuôn thân trụ

2.3 Kiểm nghiệm ván khuôn thép trụ:

a. Sơ đồ bố trí ván khuôn thân trụ :



II.5.2. Tính chiều cao đổ bê tông sau 4 giờ :

- Diện tích đổ BT : $F = 5 \times 3 + 3^2 / 4 \times 3.14 = 22.06 \text{ m}^2$.
 - Thể tích BT cho 1 lớp dày 0,3m : 6.6 m^3 .
 - - Chọn máy trộn bê tông loại C284-A có công suất đổ $40 \text{ m}^3/\text{h}$.
- trong 1 giờ ($t_{\text{đồng}} = 4$ giờ)
- Thời gian đầm 1 lớp BT là 10' (phút).
 - Thời gian đổ và đầm 1 lớp dày 30cm là : $T = \frac{6.6}{40} \times 60 + 10 = 20'$
 - Sau 4h đổ được chiều dày là : $H = \frac{4 \times 60 \times 0.3}{20} = 3.6(m)$

b. Tính toán ván khuôn :

- Tính toán thép tấm của ván khuôn số 4.

- Tính toán thép sườn của ván khuôn số 4.
- Tính toán thanh giằng.

b.1) Kiểm tra khả năng chịu lực của thép tấm :

* Kiểm tra cường độ thép :

- Áp lực của lớp BT tác dụng lên ván khuôn là : $P_{tc} = (q + \gamma \times R) \times n$

+ $q = 400 \text{ (kg/m}^2\text{)}$: lực xung động do đổ bê tông gây ra

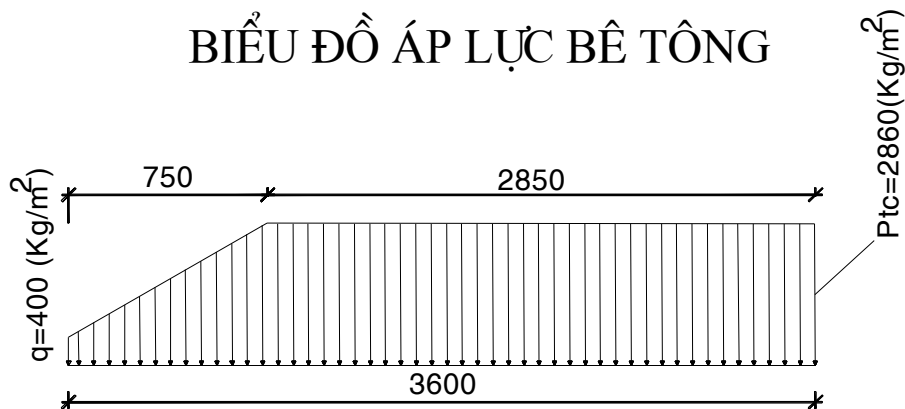
+ $\gamma = 2400 \text{ (Kg/m}^3\text{)}$: dung trọng của bê tông.

+ $R = 0.75 \text{ (m)}$: bán kính tác dụng của đầm dùi.

+ n : hệ số siêu tải $n = 1.3$

$$\Rightarrow P_{tc} = (400 + 2400 \times 0.75) \times 1.3 = 2860 \text{ (Kg/m}^2\text{)}$$

BIỂU ĐỒ ÁP LỰC BÊ TÔNG



- Biểu đồ áp lực :

$$+ F_{al} = (H-R) \cdot P_{tc} + \frac{R}{2} \cdot (q + P_{tc}) =$$

$$= (3.6 - 0.75) \times 2860 + \frac{0.75}{2} \times (2860 + 400) = 9373.5 \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

$$+ P_{qd} = \frac{F_{al}}{H} = \frac{9373.5}{4} = 2343.3 \text{ (Kg/m}^2\text{)}.$$

- Thép tấm của ván khuôn dày 0,6cm được tính như bản có 4 cạnh ngàm cứng với mô men uốn lớn nhất giữa nhịp tính theo công thức:

$$M = \alpha \times P_{qd} \times a^2$$

Trong đó : + $\alpha = 0.046$: hệ số phụ thuộc tỷ số a/b của ván thép, tra bảng 2.1 sách Thi công cầu BTCT với $a/b = 1$

- Mô men uốn lớn nhất :

$$M = 0.046 \times 2343.3 \times 0.5^2 = 26.94 (\text{Kg.m}) = 2694 (\text{Kg.cm})$$

- Mô men kháng uốn của tấm thép ván khuôn :

$$W = \frac{50}{6} \times 0.6^2 = 3 (\text{cm}^3).$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W} = 898 (\text{Kg/cm}^2).$$

$$\sigma_{\max} = 898 (\text{Kg/cm}^2) < R_u = 2100 (\text{Kg/cm}^2)$$

=> Thép tấm đảm bảo điều kiện cường độ.

- Kiểm tra theo độ võng: $f = \frac{qxa^4}{127xEJ} = \frac{2343.3 \times 10^{-2} \times 50^4}{127 \times 2.1 \times 10^6 \times 5.21} = 0.1 \text{cm}$

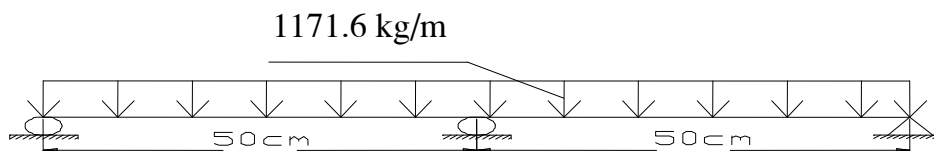
- Độ võng cho phép $[f] = 0.2 \text{cm}$

Vậy $f < [f]$ thỏa mãn .

b.2. Tính toán s- ờn gia c- ờng:

$$q = p_{qd} * l_{tt} = 2343.3 * 0.5 = 1171.6 (\text{kg/m})$$

- Thanh nẹp đứng và ngang kiểm toán cùng sơ đồ:



$$M_{\max} = \frac{ql^2}{10} = \frac{1171.6 \times 0.5^2}{10} = 29.29 \text{ kg.m}$$

- Chọn tiết diện của thanh có kích th- ớc: $b \times h = 5 \times 50 \text{ mm}$

$$W = 2.08 (\text{cm}^3)$$

$$J = 5.21 (\text{cm}^4)$$

** Kiểm tra

- Điều kiện bền: $\sigma = \frac{M}{W} = \frac{2929}{2.08} = 1408.1 (\text{kg/cm}^2) < [\sigma] = 2100 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{đạt}$

- Kiểm tra độ võng: $f = \frac{qxa^4}{127xEJ} = \frac{1171.6 \times 10^{-2} \times 50^4}{127 \times 2.1 \times 10^6 \times 5.21} = 0.052 \text{cm}$

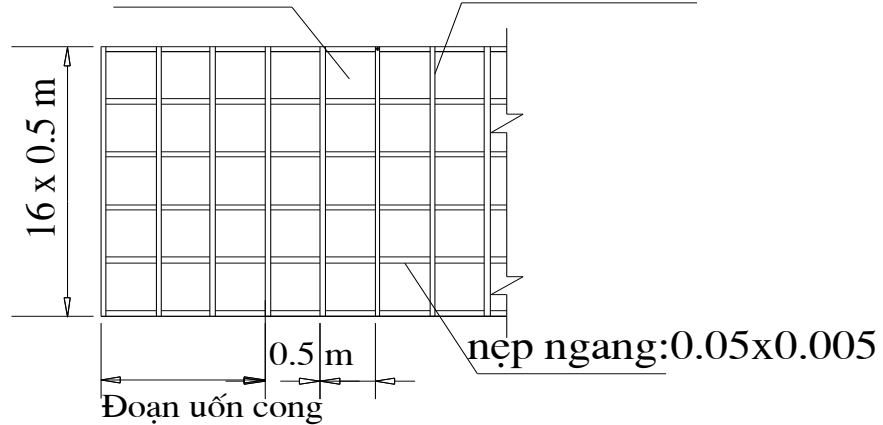
- Độ võng cho phép $[f] = 0.2 \text{cm}$

Vậy $f < [f]$ thỏa mãn

KL : vậy chọn ván khuôn bằng thép $l=1.6(m)$; và có s-òn tăng c-ờng đứng và ngang là

$B \times h = 5 \times 50 \text{ mm}$

Ván khuôn: $0.5 \times 0.5 \times 0.006$ nẹp đứng: 0.05×0.005



CHƯƠNG V. THI CÔNG KẾT CẤU NHỊP

I. NGUYÊN LÝ CỦA PHƯƠNG PHÁP THI CÔNG HẰNG

Thi công hằng là thi công kết cấu nhịp từng đốt đối xứng qua các trụ. Các đốt dầm được đúc theo sơ đồ mút thừa đối xứng qua trụ làm xong đốt nào căng cốt thép đốt đấy. Các đốt đúc trên dàn giáo di động đảm bảo tính toàn khối của kết cấu tốt. Việc căng cốt thép được tiến hành rất sớm khi bê tông còn non nên dễ gây ra sự cố và ảnh hưởng của từ biến co ngót khá lớn.

Công nghệ thi công hằng có ưu 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...

II. TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH CÁNH HẰNG TRONG QUÁ TRÌNH THI CÔNG

Trong quá trình thi công đúc hằng cân bằng từ trụ ra 2 phía chúng ta phải đảm bảo ổn định cánh hằng trong suốt quá trình thi công. Hiện nay ở Việt Nam chưa có 1 quy định cụ thể nào về việc tính ổn định cánh hằng khi đúc dầm. Nhưng cho đến nay đã có 3 kiểu được áp dụng để tính cho các cầu đúc hằng tại Việt Nam (2 kiểu đã áp dụng cho cầu Phú Lương và cầu Sông Gianh, 1 kiểu theo quy trình ASSHTO 94 dùng cho cầu thi công phân đoạn áp dụng cho các cầu Đuống, Đáp Cầu, và Bắc Giang). Trên cơ sở tham khảo các cách tính trên và tình hình thực tế cầu PL, kiến nghị tính toán ổn định cánh hằng khi đúc dầm của cầu PL theo phương hợp có thể coi là bất lợi như sau:

III. SƠ ĐỒ VÀ TẢI TRỌNG

Sơ đồ tính là sơ đồ cánh hằng đang thi công đúc đốt K11 đầu cánh hằng, phía cánh hằng bên kia thì chưa di chuyển xe đúc để chuẩn bị đúc đốt K11.

Đối với phương hợp này các tải trọng tác dụng gồm có:

Tĩnh tải xe đúc 400KN, xe đúc bên phải đặt tại khối 9, xe bên trái đặt tại khối 8

Trọng lượng bản thân cánh hằng, trong đó cánh bên phải tăng 2%, cánh bên trái giảm 2%

Một khối đúc đặt lệch (khối bên phải đỡ trước)

Mô men tập trung ở 2 đầu mút cánh hằng do xe đúc sinh ra 300 KN.m

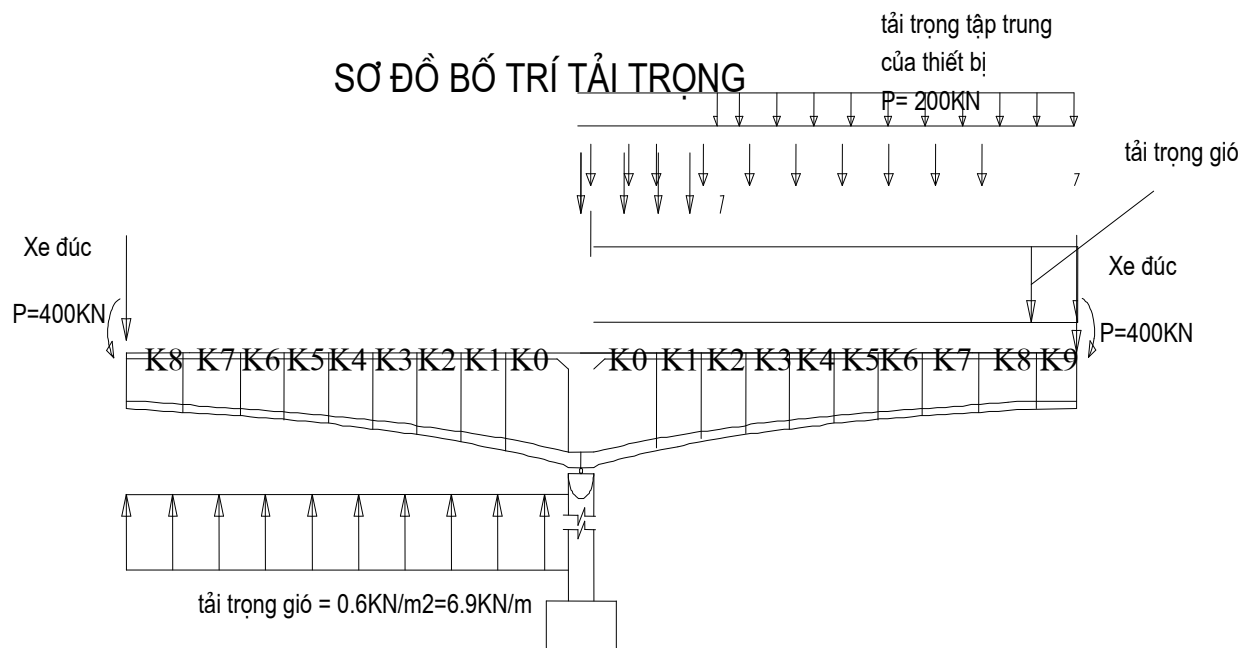
Lực tập trung do thiết bị 200KN đặt tại đầu mút cánh hằng phải.

Tải trọng thi công rải đều tác dụng lên cánh hẫng bên phải 0.2KN/m^2 , với cầu có bề rộng mặt cầu 11.5m thì tải trọng thi công rải đều là 2.3KN/m dài cầu.

Gió ngang tác dụng lên cánh hẫng bên trái $w = 0.6\text{KN/m}^2$, với cầu có bề rộng mặt cầu 11.5m thì tải trọng gió ngang là 6.9KN/m dài cầu.

Mô hình hoá sơ đồ kết cấu trong chương trình SAP2000, và gán các tải trọng lên sơ đồ ta có kết quả sau:

$$\text{Momen gây lật : } M_{\text{lật}} = 187694.5 - 156015.9 = 31678.1\text{KNm}$$



IV. TÍNH TOÁN THÉP NEO KHỐI ĐỈNH TRỤ

Mômen gây lật là $M_{\text{lật}} = 31678.1\text{KNm}$

Nh- vậy mômen chống lật sẽ phải là $M_{\text{cl}} > 31678.1\text{KNm}$

Dự kiến sử dụng thanh dự ứng lực $\phi 32$ ($f_{pu} = 1035\text{Mpa}$) để neo khối đỉnh trụ, bố trí 2 bên trụ đi từ d- ới trụ lên và xuyên qua dầm lên tới mặt cầu, những thanh thép này có tác dụng giữ ổn định chống lật của cánh hẫng quanh điểm mép ngoài gối tựa.

Khả năng giữ ổn định của một thanh thép d- ứng lực là $M_{\text{chống}} = yP_{d-1}$

Trong đó:

- P_{d-1} : khả năng chịu kéo của một thanh thép d-1 $\phi 32$ (832KN)
- y : Khoảng cách từ trọng tâm các thanh thép phía bên trái trụ tới điểm lặt bên phải $y= 3.5m$

Số thanh thép d- ứng lực một bên sẽ là :

$$n \geq \frac{M_l}{M_{CL}} = \frac{42774.6}{832 \times 3.5} = 10.68(\text{thanh})$$

Chọn 24 thanh $\phi 32$ bố trí làm neo đỉnh trụ T_2

Bố trí mỗi bên 12 thanh $\phi 32$.