

LỜI NÓI ĐẦU

Trong xu thế phát triển chung của thế giới ,sự phát triển của nền kinh tế luôn đi kèm với sự phát triển cơ sở hạ tầng GTVT nói cách khác GTVT luôn luôn phải đi tr-ớc một b-ớc . Đối với một n-ớc có nền kinh tế đang trên đà phát triển mạnh mẽ nh- n-ớc ta ,việc phát triển cơ sở hạ tầng GTVT hơn lúc nào hết có một ý nghĩa vô cùng to lớn. Những cây cầu mới xây ,những tuyến đ-ờng mới mở không những hoàn thiện thêm mạng l-ới giao thông quốc gia tạo nền tảng vững chắc cho giao l-u ,thông th-ơng giữa các vùng miền mà còn thu hút vốn đầu t- n-ớc ngoài góp phần đẩy nhanh tiến trình công nghiệp hóa hiện đại hóa đất n-ớc .

Nhận thức đ-ợc điều đó, sau 4 năm *rưỡi* học tập và nghiên cứu về chuyên ngành “Thiết kế cầu” tại bộ môn “Xây dựng cầu đường” của trường đại học dân lập Hải Phòng, em đã có đ-ợc những kiến thức cơ bản và những kinh nghiệm thực tế quý báu về chuyên ngành thiết kế cầu đ-ờng. Kết quả học tập qua quá trình 4 năm học đã phần nào đ-ợc phản ánh trong đồ án tốt nghiệp mà em xin trình bày ở d-ới đây.

Để có đ-ợc kết quả này, em xin chân thành cảm ơn các thầy cô giáo thuộc bộ môn xây dựng tr-ờng ĐHDL Hải Phòng, đã giúp đỡ em trong suốt 4 năm *rưỡi* học qua. Em xin chân thành cảm ơn các thầy, cô trong bộ môn xây dựng đặc biệt là các thầy :

TH.S Trần Anh Tuấn, *Th.S Phạm Văn Thái* đã trực tiếp h-ớng dẫn em hoàn thành đồ án tốt nghiệp này.

Do thời gian và kinh nghiệm còn hạn chế, đồ án của em không tránh khỏi những sai sót. Rất mong đ-ợc sự thông cảm và giúp đỡ của các thầy cô.

Hải Phòng, ngày 5 tháng 01 năm 2012

Sinh viên

Trịnh Thị Thùy Hoan

PHẦN I

GIỚI THIỆU CHUNG

***I- HIỆN TRẠNG KINH TẾ - XÃ HỘI VÀ GTVT KHU VỰC NGHIÊN
CỨU XÂY DỰNG CẦU.***

1 - Hiện trạng kinh tế xã hội khu vực xây dựng cầu:

Thành phố Hải Phòng là cửa biển ở phía Bắc Việt Nam với đất đai màu mỡ, nông nghiệp, công nghiệp đều phát triển mạnh mẽ.

Trong thời kỳ đổi mới chung của cả nước, gần đây nền kinh tế TP. Hải Phòng đang có hướng chuyển biến theo hướng giảm tương đối tỷ trọng ngành nông lâm nghiệp, tăng tỷ trọng ngành công nghiệp, dịch vụ để phù hợp với xu thế chung.

Theo số liệu thống kê nhịp độ tăng trưởng kinh tế GDP 6 tháng đầu năm 2009 đạt 9.39% (6 tháng ssầu năm 2007 tăng 13.54%, 6 tháng đầu năm 2008 tăng 14.75%), nhịp độ tăng trưởng tuy có cao nhưng chưa ổn định.

Công nghiệp: Chủ yếu là các ngành sản xuất máy móc thiết bị, dệt, da, may, xi măng và vật liệu xây dựng, chế biến nông sản thực phẩm. Giá trị sản xuất ngành Công Nghiệp 6 tháng đầu năm tăng 10.99% so với cùng kỳ năm 2010 (6 tháng đầu năm 2009 tăng 43.64%). Tuy nhiên quy mô công nghiệp còn nhỏ, năng suất lao động chưa cao.

Nông - lâm - ngư nghiệp: Các ngành này trước những nguy cơ tái phát dịch bệnh hiện nay tuy không tăng trưởng mạnh nhưng cũng vẫn đảm bảo cung cấp đủ nguyên vật liệu cho các ngành sản xuất khác. Ngoài ra với việc ứng dụng trong thâm canh sản xuất, nỗ lực trong công tác phòng chống dịch trên cây trồng, vật nuôi cùng việc thực hiện nghiêm ngặt lịch thời vụ đã làm cho lợi nhuận trong sản xuất nông nghiệp tăng lên.

Dịch vụ và du lịch: Với tiềm năng phong phú, ngành du lịch – dịch vụ trong những năm qua phát triển mạnh mẽ. Giá trị GDP tăng 34.54% so với cùng kì năm ngoái với mức doanh thu trong tháng 6 - 2011 ước đạt 32 tỷ đồng và 6 tháng đầu năm đạt 194 tỷ đồng, tăng 38.43% so với 6 tháng đầu năm 2010.

Xuất nhập khẩu: Do chịu nhiều tác động của khủng hoảng kinh tế thế giới và sự biến động giá cả, nên xuất nhập khẩu của tỉnh còn gặp nhiều khó khăn

Xuất khẩu trong những tháng đầu năm tuy tăng nhưng mức tăng rất thấp so với cùng kỳ năm 2010. Giá trị nhập khẩu do giá hàng hóa nhập khẩu giảm nên chỉ bằng hơn nửa so với cùng kỳ năm 2010. Tổng trị giá hàng nhập khẩu tháng 6 ước tính 42.093 ngàn USD, tăng 41.68% so với cùng kỳ năm 2010. Kinh ngành xuất nhập khẩu 6 tháng đầu năm ước tính 217.966 ngàn USD, bằng 55.24% so với cùng kỳ năm 2010 và đạt 48.44% kế hoạch cả năm.

Tóm lại với vai trò là một bộ phận phát triển kinh tế xã hội của vùng Bắc Bộ một cực cân bằng trong cơ cấu lãnh thổ toàn quốc. Thành phố Hải Phòng đã có những bước tiến và phát triển tương đối lớn về mọi mặt.

2 - Hiện trạng giao thông đường bộ trong khu vực:

Mạng lưới giao thông đường bộ và đường thủy tương đối lớn, phân bố hợp lý có trục quốc lộ chính là quốc lộ đường 5, đường 10 và nhiều tuyến tỉnh lộ, huyện lộ nối trục này. Tuy nhiên chất lượng còn kém.

Quốc lộ 5: Là trục quan trọng nhất qua địa phận tỉnh đóng vai trò hàng đầu trong giao lưu liên tỉnh, nội tỉnh. Trên tuyến có một số đoạn bị ngập trong mùa mưa và một số đoạn bị ùn tắc cục bộ.

Hệ thống tỉnh lộ và huyện lộ cùng với các trục quốc lộ tạo thành mạng lưới giao thông, phân bố hợp lý, các tuyến vùng núi thường chạy song song với địa hình tự nhiên xuyên qua các khu vực dân cư và khu công nghiệp.

II- CÁC ĐỊNH HƯỚNG KINH TẾ XÃ HỘI. DỰ BÁO NHU CẦU VẬN TẢI - SỰ CẦN THIẾT PHẢI ĐẦU TƯ

1-Những định hướng phát triển kinh tế – xã hội:

Do là một tỉnh chủ yếu là sản xuất nông nghiệp nên tuy có khủng hoảng kinh tế trong thời gian qua nhưng đời sống người dân nhất là vùng nông thôn không bị ảnh hưởng nhiều. Tuy nhiên do tình hình giá cả tiêu dùng đứng ở mức cao, trong điều kiện trên 60% dân cư của tỉnh sống nghề nông nghiệp có thu nhập tuy tăng nhưng vẫn ở mức trung bình, vì vậy đời sống vẫn bị ảnh hưởng đáng kể. Đối với những hộ nghèo và cận nghèo càng chịu ảnh hưởng lớn hơn vì chi tiêu dùng của những hộ này thường chiếm 80% - 90% là để mua lương thực, thực phẩm. Đây là vấn đề đòi hỏi chính quyền và đoàn thể các cấp cần đặc biệt quan tâm trong việc thực hiện chính sách xã hội, triển khai các dự án cho vay hay tạo việc làm và chương trình xóa đói giảm nghèo.

Đối với công tác xóa đói giảm nghèo, hiện tại sở Lao Động và Thương Binh xã hội đã tổng hợp xong phiếu điều tra, kết quả cho thấy tỷ lệ hộ nghèo còn 5.72%, tỷ lệ hộ cận nghèo là 13.28%.

Do đó hướng phát triển cho tỉnh thành một trung tâm kinh tế, thương mại, du lịch của toàn khu vực, đầu mối giao thông quan trọng về đường bộ đường thủy... cụ thể:

- Về công nghiệp:

Coi trọng đầu tư chiều sâu, ưu tiên phát triển quy mô vừa và nhỏ với công nghiệp tiên tiến hiện đại. Đồng thời xây dựng nhiều khu công nghiệp mới, tập trung, liên kết liên doanh với nước ngoài để phát triển công nghiệp xuất khẩu, hướng vào các ngành công nghiệp chế biến nông lâm hải sản chế biến gia công xuất khẩu. Sản xuất hàng tiêu dùng, vật liệu xây dựng.

Quy hoạch các khu công nghiệp kỹ thuật cao với các ngành công nghiệp sạch để không ảnh hưởng tới cảnh quan du lịch của khu vực...

- Về du lịch:

Nghành dịch vụ du lịch giữ vai trò quan trọng có tiềm năng lớn là ngành mũi nhọn trong nền kinh tế của tỉnh. Phần đầu GDP năm 2012 đạt 2600 tỷ đồng và mức tăng trưởng bình quân hàng năm đạt 12%. Đầu tư xây dựng các khu du lịch mới...

- Về nông lâm, ngư nghiệp và phát triển nông thôn:

Phần đầu giá trị GDP của ngành nông lâm ngư nghiệp năm 2012 đạt 500 tỷ đồng, phát triển nền nông nghiệp sạch theo hướng đa dạng hoá, xây dựng vùng cây công nghiệp, tái tạo và bảo vệ khoanh nuôi rừng khai thác hợp lý nguồn tài nguyên thiên nhiên, lấy khai thác xuất khẩu làm mũi nhọn.

2 - Định hướng phát triển giao thông - dự báo nhu cầu vận tải:

Trên cơ sở những định hướng quy hoạch phát triển vùng trọng điểm TP. Hải Phòng đồng thời với việc hình thành các xa lộ Bắc-Nam, cần thiết phải xây dựng hệ thống cơ sở hạ tầng kỹ thuật vùng mà đặc biệt là mạng lưới giao thông vận tải.

Với sự phát triển của một chuỗi các khu công nghiệp kéo dài dự báo trong những năm tới nhu cầu vận tải sẽ tăng mạnh, ngoài ra còn phải xét tới dự án đường xuyên Á sẽ được xây dựng vào những năm tiếp theo, lượng hàng hoá thông qua sẽ rất lớn.

3 - Sự cần thiết phải đầu tư xây dựng:

Như các nội dung đã phân tích trên, việc xây dựng cầu qua sông Lạch Tray có ý nghĩa to lớn về mặt kinh tế, xã hội chính trị, văn hoá du lịch, an ninh quốc phòng với TP. Hải Phòng nói riêng và cả nước nói chung.

Việc đầu tư xây dựng cầu là cần thiết vì các lý do sau đây:

Đồng bộ với việc xây dựng xa lộ Bắc-Nam theo chủ trương của nhà nước phù hợp với nguyện vọng chính đáng của nhân dân cả nước và địa phương có đường xa lộ đi qua.

Đảm bảo giao thông thông suốt trên toàn tuyến xa lộ Bắc-Nam.

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

Thu hút bớt phương tiện vận tải, giảm bớt lưu lượng xe và ách tắc trên quốc lộ 5 nhất là về mùa lũ.

Đáp ứng nhu cầu phát triển giao thông vận tải góp phần phát huy tốt tiềm năng sẵn có, phục vụ chiến lược quy hoạch phát triển kinh tế xã hội tỉnh trong tương lai.

Việc đầu tư xây dựng tuyến đường trong đó có cầu qua sông Lạch Tray cùng với hệ thống các đường quốc lộ tỉnh lộ khác tạo nên mạng lưới giao thông vận tải liên hoàn giữa các miền, nối các khu trung tâm kinh tế, chính trị, công nghiệp, văn hoá góp phần chuyển dịch cơ cấu lao động, dân cư, sử dụng hết đất đai, đưa công nghiệp lên miền núi, phát triển vốn rừng... từng bước xây dựng nền kinh tế HĐH, CNH, củng cố an ninh quốc phòng và tăng cường hợp tác quốc tế.

III - ĐẶC ĐIỂM ĐIỀU KIỆN TỰ NHIÊN TẠI VỊ TRÍ XÂY DỰNG CẦU

1- Đặc điểm địa chất:

a. Địa chất thủy văn:

Địa chất thủy văn gồm hai nguồn nước chính:

Nước mặt: Gồm nước ao hồ, nước sông. Lượng nước mặt thay đổi theo mùa, mùa mưa nước lớn, mùa khô lượng nước giảm. nước mặt rất phong phú về trữ lượng.

Nước ngầm: Chủ yếu trong tầng cát, động thái, thành phần hoá học phụ thuộc vào điều kiện khí tượng thủy văn.

Kết quả tính toán thủy văn cầu như sau:

- Mức nước lũ thiết kế: $MNCN = +2.7 \text{ m}$
- Mức nước thông thuyền: $MNTT = +1.5 \text{ m}$
- Mức nước thấp nhất: $MNTN = - 1.2 \text{ m}$
- Khổ thông thuyền: $B = 60 \text{ m}, H = 9.0 \text{ m}$

b. Điều kiện địa chất công trình:

Kết quả khoan thăm dò địa chất ở vị trí xây dựng cầu cho thấy cấu tạo địa tầng ở đây như sau:

- Lớp 1: Cát mịn.
- Lớp 2: Sét lẫn sỏi.
- Lớp 3: Sạn cát.
- Lớp 3: Cát cuội sỏi chắc

Đặc điểm địa chất	Hố khoan 1 (Km 0+25)	Hố khoan 2 (Km 0+125)	Hố khoan 3 (Km0+230)	Hố khoan 4 (Km 0+330)	Hố khoan 5 (Km 0+440)
Lớp 1: Cát mịn	10	8	8	9	12
Lớp 2: Sét lẫn sỏi	12	10	10	14	15
Lớp 3: Sạn cát	-	-	-	-	-
Lớp 3: Cát cuội sỏi chắc	-	-	-	-	-

2 - Đặc điểm khí tượng:

Khí hậu mang tính chất chung của khí hậu nước ta là nhiệt đới gió mùa và mang tính chất riêng của khí hậu vùng Bắc bộ, mùa mưa bắt đầu từ tháng giữa tháng 8 đến tháng 2 năm sau còn lại là mùa khô.

Nhiệt độ tăng dần từ Bắc vào Nam, tháng nóng nhất là tháng 5-7 nhiệt độ có thể tới 40°C , tháng thấp nhất là tháng 2 vào khoảng 10.2°C , nhìn chung nhiệt độ trung bình là 25°C .

IV- CÁC PHƯƠNG ÁN VƯỢT SÔNG VÀ GIẢI PHÁP KỸ THUẬT

1- Quy trình thiết kế

Quy phạm thiết kế cầu: Quy phạm thiết kế cầu công theo trạng thái giới hạn 22TCN – 272-05 của Bộ GTVT.

2 - Các thông số kỹ thuật cơ bản

➤ Quy mô xây dựng: Cầu thiết kế cầu qua sông.

Tải trọng thiết kế:

+ Hoạt tải : Đoàn xe HL93.

+ Tải trọng người đi: 300 kg/m^2 (3kN/m^2).

Khổ cầu: $9 + 2 \times 1.5\text{ m}$. Trong đó:

+ Phần xe chạy: 9m

+ Phần bộ hành: $2 \times 1,5 = 3\text{m}$.

Khổ thông thuyền: Sông thông thuyền là sông cấp II có khổ thông thuyền $H = 9\text{m}$ và $L_{tt} = 60\text{m}$.

3- Phương án kết cấu

Việc lựa chọn phương án kết cấu phải dựa trên các nguyên tắc sau:

- Công trình thiết kế vĩnh cửu, có kết cấu thanh thoát, phù hợp với quy mô của tuyến vận tải và điều kiện địa hình, địa chất khu vực.

- Đảm bảo sự an toàn cho khai thác đường thủy trên sông với quy mô sông thông thuyền cấp II.

- Dạng kết cấu phải có tính khả thi, phù hợp với trình độ thi công trong nước.

- Giá thành xây dựng hợp lý.

• Căn cứ vào các nguyên tắc trên có 3 phương án kết cấu sau được lựa chọn để nghiên cứu so sánh.

3.1 Phương án 1: Cầu dầm hộp BTCT DUL liên tục 3 nhịp cộng dầm dẫn, thi công theo phương pháp đúc hẫng cân bằng.

Sơ đồ nhịp: $33 \times 4 + 64 + 92 + 64 + 33 \times 2$ (m).

- Chiều dài toàn cầu tính đến đuôi mố: $L_{tc} = 440$ m.

- Kết cấu phần dưới:

+ Mố: Mố nhẹ BTCT móng cọc khoan nhồi Φ 1.2 m.

+ Trụ đặc, BTCT trên nền móng cọc khoan nhồi Φ 1.2 m.

3.2 Phương án 2: Cầu dầm hộp BTCT DUL liên tục 3 nhịp cộng dầm dẫn, thi công theo phương pháp đúc hẫng cân bằng.

Sơ đồ nhịp: $33 \times 4 + 53 + 81 + 53 + 33 \times 3$ (m).

- Chiều dài toàn cầu tính đến đuôi mố: $L_{tc} = 440$ m.

- Kết cấu phần dưới:

+ Mố: Mố nhẹ BTCT móng cọc khoan nhồi Φ 1.2 m.

+ Trụ đặc, BTCT trên nền móng cọc khoan nhồi Φ 1.2 m.

3.3 Phương án 3: Cầu dầm thép 5 nhịp liên tục thi công theo phương pháp lao kéo dọc.

- Sơ đồ nhịp: 83×5 (m)

- Chiều dài toàn cầu tính đến đuôi mố: $L_{tc} = 435$ (m).

+ Mố: Mố nhẹ BTCT móng cọc khoan nhồi Φ 1.2 m.

+ Trụ: BTCT trên nền móng cọc khoan nhồi Φ 1.2 m.

PHẦN II
THIẾT KẾ PHƯƠNG ÁN SƠ BỘ

CHƯƠNG 1:

PHƯƠNG ÁN SƠ BỘ 1

CẦU DÀM BTCT UST LIÊN TỤC 3 NHỊP + DẪM DẪN.

$$(4 \times 33 + 64 + 92 + 64 + 2 \times 33 \text{ m})$$

I. GIỚI THIỆU CHUNG VỀ PHƯƠNG ÁN:

1. Sơ đồ cầu và kết cấu phần trên:

- Cầu BTCTUST gồm 3 nhịp liên tục và dầm dẫn được bố trí theo sơ đồ

$$L_c = 33 \times 4 + 64 + 92 + 64 + 33 \times 2 \text{ (m)}.$$

- Khổ cầu $B = 9 + 2 \times 1.5 \text{ m}$

- Cầu được thi công theo phương pháp đúc hẫng cân bằng đối xứng từ 2 trụ.

- Mặt cắt ngang dầm tiết diện hình vách xiên, bề rộng bản đáy thay đổi tăng dần từ gối ra nhịp.

$$+ H_{nhịp} = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{40} \right) L_{nhịp} = (3.1 \div 2.3) \text{ m} \rightarrow \text{Chọn } H_{nhịp} = 2.6 \text{ m}$$

$$+ H_{trụ} = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{20} \right) L_{nhịp} = (6.2 \div 4.6) \text{ m} \rightarrow \text{Chọn } H_{trụ} = 5.5 \text{ m}$$

- Cao độ đáy dầm thay đổi theo quy luật parabol: $y = \frac{(H-h)}{L^2} x^2 + h$, $0 \leq x \leq L$ với

L là chiều dài cánh hẫng cong đảm bảo yêu cầu chịu lực và thẩm mỹ. Phần mặt cầu cong đều theo đường tròn bán kính $R = 4500 \text{ m}$.

- Chiều cao dầm dẫn $H_d = (1/16 \div 1/20) L_{nhịp}$. Với chiều dài nhịp là $L = 33 \text{ m}$, kết hợp với khổ cầu $B = 9 + 2 \times 1.5 \text{ m}$ chọn chiều cao dầm dẫn $H_d = 1.65 \text{ m}$. $H_d = 1.65 \text{ m}$, mặt cắt ngang cầu có 5 dầm, khoảng cách giữa các dầm là $s = 2.6 \text{ m}$

- Gối cầu: Dùng gối cao su chấu thép. Khe co giãn: Toàn cầu có 2 khe co giãn trên 2 móng. Khe co giãn cao su.

- Mặt xe chạy: Bê tông atphan (5 cm) + tầng phòng nước (1 cm). Mặt cắt ngang cầu tạo dốc ngang 2% đảm bảo thoát nước mặt ra 2 phía lan can qua các ống thoát nước.

- Lan can trên cầu dùng lan can bằng thép ống tròn.

2. Kết cấu phần dưới:

- Mố: Mố U BTCT, móng cọc khoan nhồi Φ 1.2 m.
- Trụ: Trụ thân đặc BTCT, móng cọc khoan nhồi Φ 1.2 m.

3. Vật liệu

- Bê tông: Sử dụng các loại bê tông sau:

Mác	áp dụng
400	Dầm chủ và dầm ngang BTCT đổ tại chỗ.
350	Cọc khoan nhồi, cọc đóng.
300	Mố trụ, lan can, bản quá độ.
150	Bê tông tạo phẳng và bịt đáy móng.

- Cốt thép thường.
- Thép dự ứng lực.

II. SƠ CHỌN KÍCH THƯỚC CẦU

1. Kết cấu phần trên

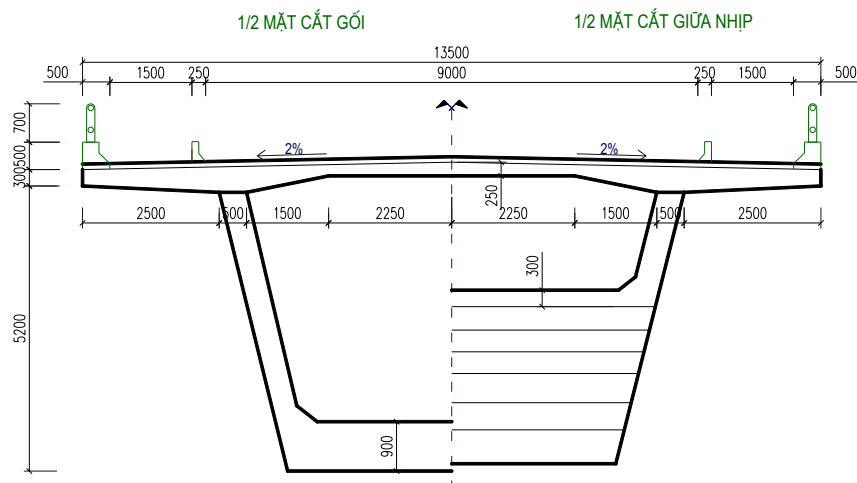
Các kích thước chung của mặt cắt dầm.

- * Mặt cắt ngang dầm liên tục được chọn sơ bộ:

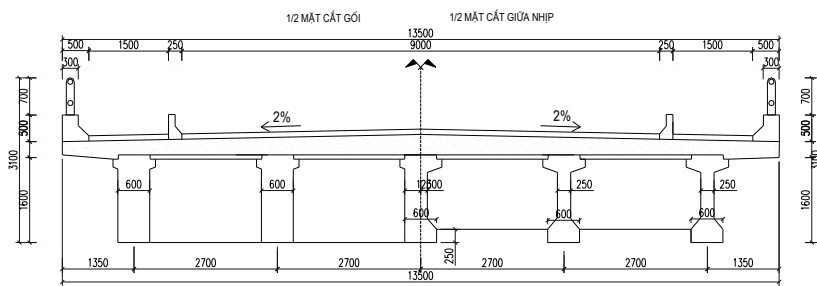
- Mặt cắt ngang dầm liên tục có dạng hình hộp, thành hộp xiên.
- Chiều cao của dầm thay đổi, mặt cắt trụ cao 5.5m, tại đốt hợp long cao 2.6m.
- Chiều dày bản đáy cũng thay đổi, từ 90cm ở đỉnh trụ và 30cm tại vị trí giữa nhịp.
- Chiều dày bản nắp thay đổi: chiều dày sườn hộp coi như không thay đổi là 45cm. Tại ngoài cánh hẫng và giữa nhịp bằng 25cm, tại đầu cánh hẫng bằng 60cm.

- Lớp phủ mặt cầu gồm 5 lớp: Lớp bê tông atphan: 5cm; Lớp bảo vệ : 4cm; Lớp phòng nước : 1cm; Đệm xi măng : 1cm; Lớp tạo độ dốc ngang : 1.0 - 12 cm

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN



Hình 1 : mặt cắt ngang dầm cầu phân đúc hẫng.

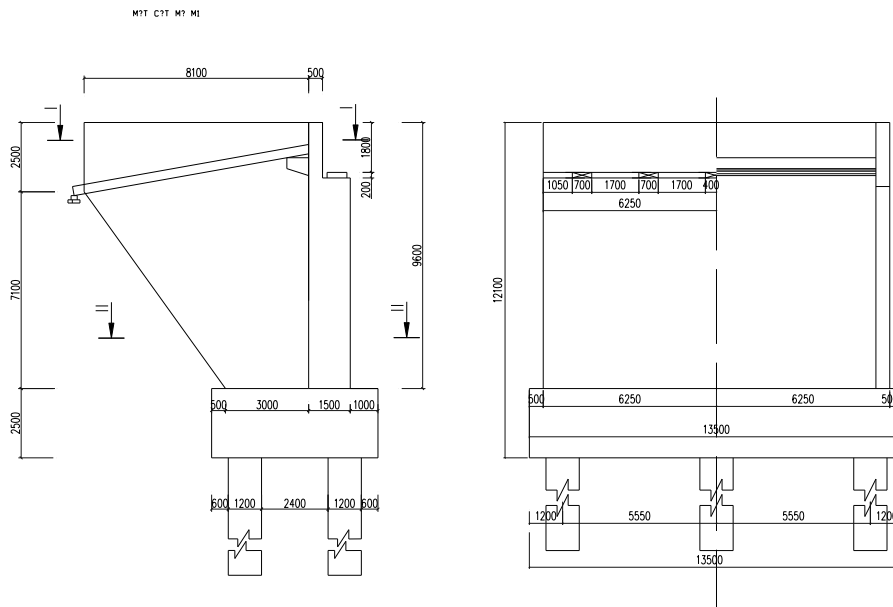


Hình 2 : Mặt cắt ngang cầu phân nhịp dẫn

2. Kết cấu phần dưới

2.1. Chọn các kích thước sơ bộ móng cầu.

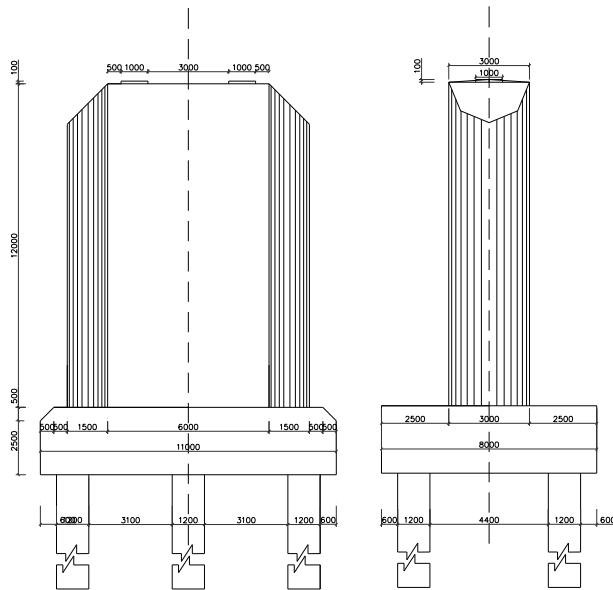
Mố cầu được chọn sơ bộ là mố nặng chữ U với kích thước sơ bộ như hình vẽ.



2.2. Chọn kích thước sơ bộ trụ cầu

Cấu tạo trụ:

- Thân trụ rộng 2.5-3 m theo phương dọc cầu và 9.5m theo phương ngang cầu, được vuốt tròn theo đường tròn bán kính $R = 1.75m$.
- Bệ móng cao 2.5m, rộng 9.6 m theo phương dọc cầu, và 11.0 m theo phương ngang cầu, được đặt dưới lớp đất tự nhiên.
- Dùng cọc khoan nhồi D120cm, mũi cọc đặt vào lớp sạn cát.



Hình 3: Cấu tạo trụ cầu đúc hẫng

III . TÍNH TOÁN PHƯƠNG ÁN :

Sơ bộ khối lượng công tác:

III.1.1 Tính tải g_1 và g_2

Tính toán mô men do tĩnh tải 2.

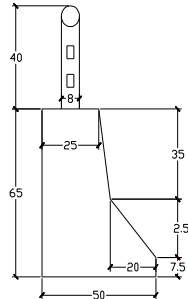
Tĩnh tải 2 gồm: trọng lượng lớp phủ mặt cầu, lan can, gờ chắn:

Ta chọn sơ bộ $\gamma_{BTCT} = \gamma_C = 2.4 \text{ T/m}^3 = 24 \text{ KN/m}^3$.

- Trọng lượng gờ chắn mặt cầu:

$$g_{gc} = 2 \times [(0.25 \times 0.25 + 0.25 \times (0.05/2)) \times 1 \times 24] = 3.30 \text{ (KN/m)}.$$

Trọng lượng cột lan can, tay vịn:



Ta có trọng lượng lan can:

$$g_{lc} = (0.25 \times 0.5 + 0.5 \times 0.35 \times 0.5 + 0.5 \times 0.25 / 2 + 0.5 \times 0.2 \times 0.25 / 2 + 0.25 \times 0.075) \times 24$$
$$g_{lc} = 7.35 \text{ (KN/m)}.$$

Vậy trọng lượng của lan can, tay vịn là:

$$g_{lc} = 7.35 \text{ (KN/m)}.$$

Trọng lượng lớp phủ mặt cầu:

Gồm 5 lớp: Bê tông atphan : 5cm;

Lớp bảo vệ : 4cm;

Lớp phòng nước : cm;

Đệm xi măng : 1cm;

Lớp tạo độ dốc ngang: 1.0 – 1.2 cm;

➤ Chọn sơ bộ lớp phủ dày 12cm.

• Vậy trọng lượng lớp phủ mặt cầu:

$$g_{bmc} = 0.12 \times 24 \times 10 = 28.8 \text{ (KN/m)}.$$

Vậy trọng lượng tĩnh tải g_2 :

$$g_2 = g_{bmc} + g_{gc} + g_{lc} = 28.8 + 3.30 + 7.35 = 39.45 \text{ (KN/m)}.$$

• Trọng lượng lớp mặt đường của toàn cầu là:

$$P = 1.5 \times g_{md} \times L = 1.5 \times 39.45 \times 418 = 24735.15 \text{ (KN)}.$$

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

- Hợp lực tính toán được 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 được lấy như sau:

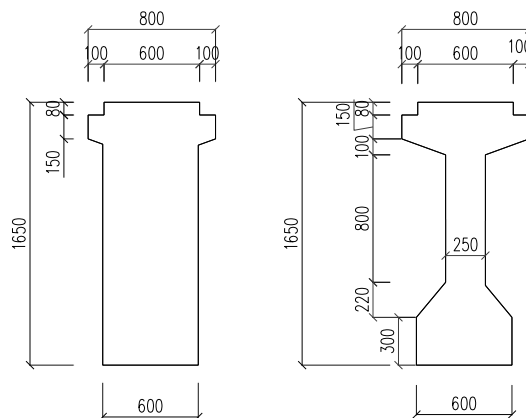
Loại tải trọng	Hệ số tải trọng	
	Lớn nhất	Nhỏ nhất
Tải trọng thường xuyên		
DC: cấu kiện và các thiết bị phụ	1.25	0.90
DW: Lớp phủ mặt cầu và các tiện ích	1.5	0.65
Hoạt tải: Hệ số làn m=1, hệ số xung kích (1+IM)=1.25	1.75	1.00

III.1.2 Tính tải:

- Gồm trọng lượng bản thân mô và trọng lượng kết cấu nhịp

III.1.2.1 Trọng lượng kết cấu nhịp dẫn:

- Do trọng lượng bản thân dầm đúc trước:



Hình 4: Mặt cắt đầu và giữa dầm dẫn

$$F_{1/2} = 0.6924(\text{ m}^2).$$

$$F_{\text{gối}} = 1.02(\text{ m}^2).$$

- Diện tích mặt cắt ngang dầm : $F_{\text{dd}} = 4.28 (\text{m}^2).$

$$V_{\text{dd}} = 4.28 \times 33 = 141.1 (\text{m}^3).$$

$$g_{\text{dc}} = \frac{4.28 \times 25}{33} = 3.24 (\text{KN/m}).$$

- Do 4 tấm đan và bản đúc tại chỗ:

$$V_{\text{ban+td}} = 11 \times 0.2 + 4 \times 0.08 \times 1.6 = 2.712 (\text{m}^3).$$

Trọng lượng tấm đan và bản đúc tại chỗ:

$$g_{\text{ban+td}} = \frac{2.712 \times 25}{11} = 6.16 (\text{KN/m}).$$

- Do dầm ngang :

$$g_n = (H - H_b - 0.25)(s - b_w)(b_w / L_1) \gamma_c$$

Trong đó:

$$L_1 = L/n = 33/5 = 6.6 (\text{m}): \text{Khoảng cách giữa 2 dầm ngang}$$

Thể tích của 4 dầm ngang:

$$V_{\text{dn}} = (1.75 - 0.2 - 0.25)(2.2 - 0.20)(0.20/6.6) \times 4 = 0.315 (\text{m}^3).$$

$$g_n = (1.75 - 0.2 - 0.25)(2.2 - 0.25)(0.25/6.6) \times 4 \times 24 = 7.56 (\text{KN/m}).$$

Vậy thể tích của 6 dầm dẫn là:

$$V_{\text{nhd}} = (V_{\text{dd}} + V_{\text{ban+td}} + V_{\text{dn}}) \times 6 = (141.1 + 2.712 + 0.315) \times 6 = 144.027 \times 6 \\ = 864.162 (\text{m}^3).$$

III.1.2.2 Tính trọng lượng phân nhịp liên tục

III.1.2.2.1 Xác định phương trình thay đổi cao độ đáy dầm

- Giả thiết đáy dầm thay đổi theo phương trình parabol, đỉnh đường parabol tại mặt cắt giữa nhịp.

- Cung Parabol cắt trục hoành tại sát gối cầu bên trái và trục hoành .

- Phương trình có dạng:

$$Y_1 = \frac{(H_p - h_m)}{L^2} . x^2 + h_m$$

Trong đó:

$H_p = 5.5\text{m}$; $h_m = 2,6\text{ m}$, chiều cao dầm tại đỉnh trụ và tại giữa nhịp.

L : Phần dài của cánh hằng $L = \frac{92-2}{2} = 45(\text{m})$.

Thay số ta có:

$$Y_1 = \frac{(5.8-2.7)}{49^2} \cdot x^2 + 2.7 = 0.0013x^2 + 2.7$$

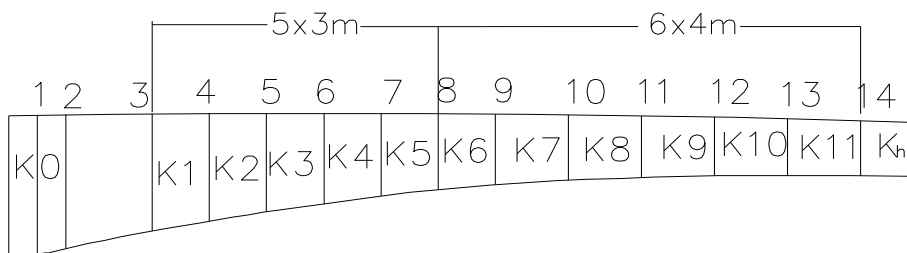
III.1.2.2.2 Phân đốt dầm thi công

- Chọn chiều dài đốt K_0 đúc trên đỉnh trụ có chiều dài là 12 m.
- Chia đoạn thi công thành 12 đốt có chiều dài mỗi đốt như sau:

Chiều dài các đốt K_1, K_2, K_3, K_4, K_5 , có chiều dài là 3 m.

Chiều dài các đốt $K_6, K_7, K_8, K_9, K_{10}, K_{11}$, có chiều dài là 4 m.

- Chiều dài đốt hợp long nhịp giữa và nhịp biên là 2 m
- Chiều dài đốt thi công trên giàn giáo là 17 m.



Hình 5: Sơ đồ chia đốt dầm đúc hằng.

III.1.2.2.3 Xác định phương trình thay đổi chiều dày đáy dầm

Bề dày tại bản đáy hộp tại vị trí bất kỳ cách giữa nhịp một khoảng L_x

được tính theo công thức sau:

$$Y_2 = h_1 + \frac{(h_2 - h_1)}{L} \times L_x$$

Trong đó:

h_2, h_1 : Bề dày bản đáy tại đỉnh trụ và giữa nhịp = 0.9 và 0.3 m.

L_x : Chiều dày phần cánh hằng.

Thay số vào ta có phương trình bậc nhất:

$$Y_2 = 0.3 + \frac{0.6}{49} x L_x = 0.3 + 0.01224 L_x$$

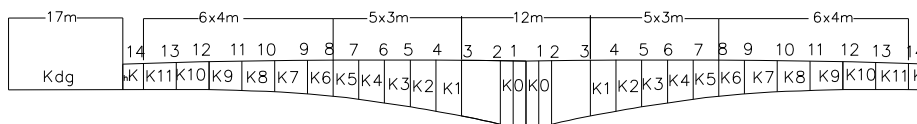
Việc tính toán khối lượng kết cấu nhịp sẽ được thực hiện bằng cách chia dầm thành những đốt nhỏ (trùng với đốt thi công để tiện cho việc tính toán), tính diện tích tại vị trí đầu các nút, từ đó tính thể tích của các đốt một cách tương đối bằng cách nhân diện tích trung bình của mỗi đốt với chiều dài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

III.1.2.2.4 Xác định cao độ mặt dầm chủ

- Mặt dầm chủ được thiết kế với độ dốc dọc 2% , với bán kính cong R = 4200 m.

III.1.2.2.5 Xác định các kích thước cơ bản của mặt cắt dầm

- Trên cơ sở các phương trình đường cong đáy dầm và đường cong thay đổi chiều dày bản đáy lập được ở trên ta xác định được các kích thước cơ bản của từng mặt cắt dầm.



Hình 6: Sơ đồ chia đốt đúc và đà giáo.

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

Bảng tính toán xác định thể tích các khối đúc hằng

TD	L _{dốt} (cm)	H _{dầm}	H _{bản}	B _{bản}	F (cm ²)	Y _o (Y ₁ - Y ₂)	J _x cm ⁴	J _y cm ⁴
1	0	5.50	90.0	6.00	161840	293.7	5399433512	6360837418
2	600	4.88	0.90	6.20	158995	249.6	3839460143	5908363517
3	300	4.57	0.77	6.30	156845	229.8	3234744517	5693942370
4	300	4.29	0.71	6.39	154405	211.6	2726637121	5489144152
5	300	4.03	0.65	6.47	151965	194.8	2301971498	5295210630
6	300	3.78	0.59	6.55	149525	177.2	1896490113	5084253259
7	300	3.57	0.55	6.62	146975	161.6	1572585119	4891426904
8	400	3.37	0.50	6.68	144530	148.0	1316469026	4718324791
9	400	3.14	0.46	6.75	141880	136.4	1116534240	4566375674
10	400	2.96	0.41	6.81	138430	125.6	944591221	4420218776
11	400	2.81	0.37	6.86	134880	117.3	822117788	4304888351
12	400	2.70	0.34	6.89	128550	111.3	740545615	4221619061
13	400	2.63	0.32	6.92	122220	107.8	693929749	4171299977
14	200	2.62	0.31	6.92	115470	107.8	693929749	4171299977

Bảng tính toán các kích thước cơ bản của mặt cắt đầm chủ

STT	$F_{\text{đốt}} \text{ (cm}^2\text{)}$	Chiều dài (cm)	Thể tích (m^3)
$K_0/2$	158995	600	111.2965
K1	156845	300	47.0535
K2	154405	300	46.3215
K3	151965	300	45.5895
K4	149525	300	44.8575
K5	146975	300	44.0925
K6	144530	400	43.359
K7	141880	400	56.752
K8	138430	400	55.372
K9	134880	400	53.952
K10	128550	400	51.42
K11	122220	400	48.888
HL/2	115470	200	21.352

Tổng: 605.1975 (m^3).

❖ Thể tích bê tông 1/2 phần nhịp đúc hẫng là:

$$V_{\text{lt}} = 583.8455 \text{ m}^3$$

Thể tích của toàn bộ phần đúc hẫng: $V_{\text{dh}} = 583.8455 \times 4 = 2335.382$ (m^3).

Thể tích của phần nhịp cầu đúc hẫng đúc trên giàn giáo:

$$V_{\text{dg}} = 19 \times 21.352 \times 2 = 811.376 \text{ (m}^3\text{)}.$$

Thể tích của đốt hợp long nhịp giữa và nhịp biên:

$$V_{\text{hl}} = 2 \times 3 \times 21.352 = 128.112 \text{ (m}^3\text{)}.$$

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

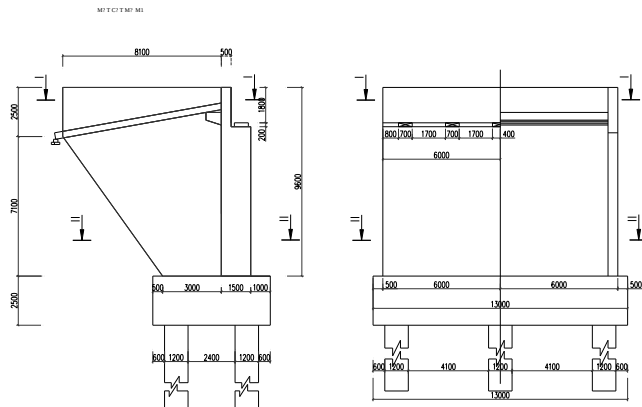
Tổng thể tích phân nhịp liên tục: $V_{lt} = 2335.382 + 128.112 + 811.376 = 3274.87 \text{ (m}^3\text{)}$.

Khối lượng phần cầu liên tục : $G_{lt} = \frac{3274.87 \times 25}{64 + 92 + 64} = 372.144 \text{ (KN/m)}$.

III.1.2.3 Tính toán khối lượng móng mố và trụ cầu

III.1.2.3.1 Móng mố M_1 :

III.1.2.3.1.1 Khối lượng móng:



Chiều dày tường cánh : $d = 0.5 \text{ m}$, diện tích tường cánh (hai cánh):

$$2F_{tc} = 2.(3.0 \times 7.1 + 8.1 \times 2.5 + 5.1 \times 7.1 \times 1/2) = 119.31 \text{ (m}^2\text{)}.$$

- Thể tích tường cánh:

$$V_{tc} = 2 F_{tc} \times 0.5 = 119.31 \times 0.5 = 59.7 \text{ (m}^3\text{)}.$$

- Thể tích thân mố:

$$V_{th} = 10 \times 1.5 \times 6.90 + 0.5 \times 2 \times 10 = 113.5 \text{ (m}^3\text{)}.$$

- Thể tích bệ mố:

$$V_b = 2.0 \times 13.5 \times 9.6 = 259.2 \text{ (m}^3\text{)}.$$

Thể tích đá tảng:

$$V_{dt} = 0.2 \times 1.0 \times 1.0 = 0.20 \text{ (m}^3\text{)}.$$

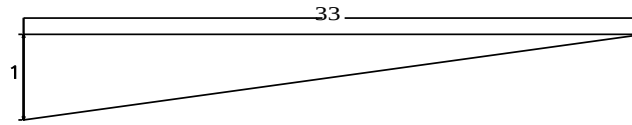
=> Khối lượng 01 mố cầu:

$$V_{mố} = (V_{tc} + V_{th} + V_b + V_{dt}) = (119.31 + 113.5 + 259.2 + 0.20) = 492.21 \text{ (m}^3\text{)}.$$

$$G_{mố} = 411.455 \times 25 = 12312.75 \text{ (KN)}.$$

III.1.2.3.1.2 Xác định tải trọng tác dụng lên mố:

Đường ảnh hưởng tải trọng tác dụng lên mố:



- Tĩnh tải:

$$\begin{aligned} DC &= P_{mố} + (6g_{dầm} + g_{bmc} + g_{lan\ can} + g_{dn} + g_{gờ\ chắn}) \times \omega \\ &= 12312.75 + (6 \times 141.1 + 28.8 + 7.35 + 7.56 + 3.30) \times 1/2 \times 1 \times 33 \\ &= 27047.4 \text{ (KN)}. \end{aligned}$$

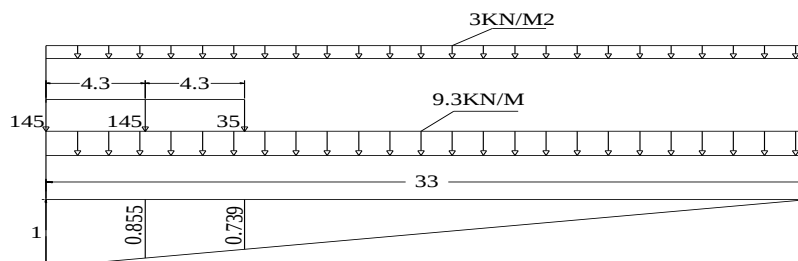
$$DW = g_{lp} \times \omega = 28.8 \times 0.5 \times 1 \times 33 = 475.2 \text{ (KN)}.$$

- Hoạt tải: xét 3 tổ hợp tải trọng tác dụng lên mố như sau:

+ Xe tải 3 trục và tải trọng làn (A_1).

+ Xe tải 2 trục và tải trọng làn (A_2).

• Xét tổ hợp tải trọng A_1



- Với tổ hợp A_1 (xe tải thiết kế + tải trọng làn + người đi bộ):

$$LL = n \times m \times \left(1 + \frac{IM}{100} \right) \times (p_i \times y_i) + n \times m \times W_{lan} \times \omega$$

$$PL = 2 \times P_{người} \times \omega$$

Trong đó

n : số làn xe $n = 2$.

m : hệ số làn xe $m = 1$.

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

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

P_i : tải trọng trục xe.

y_i : tung độ đường ảnh hưởng.

ω : diện tích đường ảnh hưởng.

$W_{\text{lân}}$, $P_{\text{người}}$: tải trọng làn và tải trọng người.

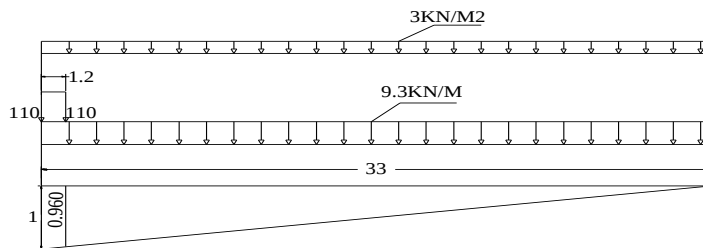
$W_{\text{lân}} = 9.3 \text{ KN/m}$. $P_{\text{người}} = 3.0 \text{ KN/m}$ (tính trên 1m dài).

$$LL^{\text{Tr}} = 2 \times 1 \times 1 \times (145 \times 1 + 145 \times 0.855 + 35 \times 0.739) + 2 \times 1 \times 9.3 \times 1 \times 33 \times 1/2$$

$$LL^{\text{Tr}} = 896.58 \text{ (KN)}.$$

$$PL = 2 \times 3.0 \times 1 \times 33 \times 1/2 = 99 \text{ (KN)}.$$

- Xét tổ hợp tải trọng A_2



$$LL^{\text{Tad}} = 2 \times 1 \times 1 \times (110 \times 1 + 110 \times 0.960) + 2 \times 1 \times 9.3 \times 1 \times 33 \times 1/2 = 738.1 \text{ (KN)}.$$

$$PL = 2 \times 3.0 \times 1 \times 33 \times 1/2 = 99 \text{ (KN)}.$$

$$LL = \max (LL^{\text{Tr}}; LL^{\text{Tad}}) = 896.58 \text{ (KN)}.$$

Vậy tổ hợp HL được chọn làm thiết kế

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

Nội lực	Nguyên nhân				TTGH
	DC	DW	LL	PL	Cường độ I
	$(\gamma_D=1.25)$	$(\gamma_W=1.5)$	$(\gamma_{LL}=1.75)$	$(\gamma_{PL}=1.75)$	
P(KN)	27047.4	475.2	896.58	99	36246.3

III.1.2.3.1.3 Xác định sức chịu lực nén của cọc đơn theo cường độ đất nền:

Vì các cọc ở mô 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), $q_u = 54.2$ 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. $D = 1200$ 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:

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

$$K_{SP} = 0.312$$

$$q_p = 3 \times 54.2 \times 0.312 \times 1.31 = 66.46 \text{ (Mpa)}.$$

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.

$$\text{Vậy ta có: } Q_r = 0.5 \times 66.46 \times 3.14 \times \frac{(1200)^2}{4} = 37563.192 \text{ (KN)}.$$

III.1.2.3.1.4 Xác định sức chịu tải trọng nền của cọc nhồi theo vật liệu làm cọc:

Chọn cọc khoan nhồi có đường kính cọc $D = 1.2 \text{ m}$, cọc dài 30m.

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

Cốt chịu lực 18 $\Phi 25$ 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.

$$\Rightarrow P_v = 1 \times (1 \times 0.85 \times 0.7 \times 1.55 \times 3.14 \times \frac{(120)^2}{4} + 36 \times 132.54)$$

$$= 15196.55 \text{ (KN)}.$$

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

$$[N] = \min(P_v; Q_r) = 15196.55 \text{ (KN)}.$$

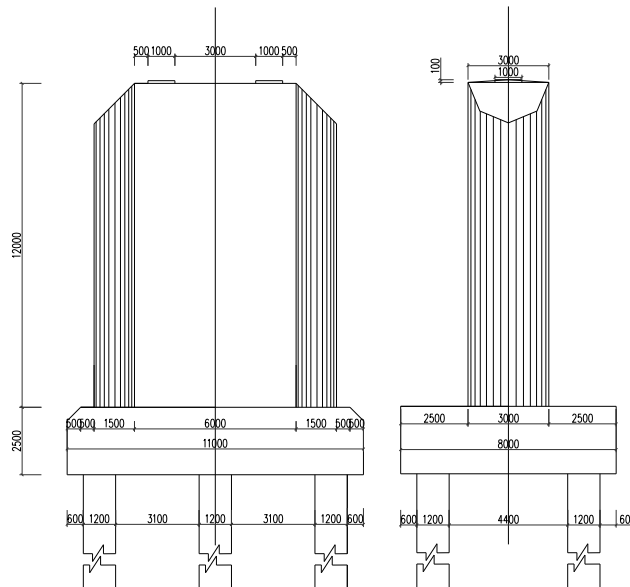
III.1.2.3.1.5 Xác định số lượng cọc trong mố:

$$\text{Công thức tính toán: } n = 1.5 \times \frac{P_m}{N_c} = 1.5 \times \frac{36264.3}{15196.55} = 3.5 \text{ (cọc)}.$$

Vậy ta chọn số lượng cọc trong một mố là 6 cọc. (1.5 là hệ số xét đến lực ngang).

III.1.2.3.2 Móng trụ T_5, T_6 :

III.1.2.3.2.1 Khối lượng bản thân trụ T_5, T_6 :



- Thể tích thân trụ :

$$V_{th} = \frac{1}{2} \times 2 \times 3.14 \times \frac{1.75^2}{4} \times (13.25 + 0.175 \times 1/2) \times 3.5 \times 15.00 \times 5.0 = 294.56 \text{ (m}^3\text{)}.$$

- Thể tích bệ trụ: $V_{bệ} = 2 \times 11.1 \times 9.6 + 1/2 \times 11.1 \times 9.6 = 266.4 \text{ (m}^3\text{)}.$

- Thể tích đá tảng : $V_{dt} = 1.0 \times 1.0 \times 0.2 = 0.2 \text{ (m}^3\text{)}.$

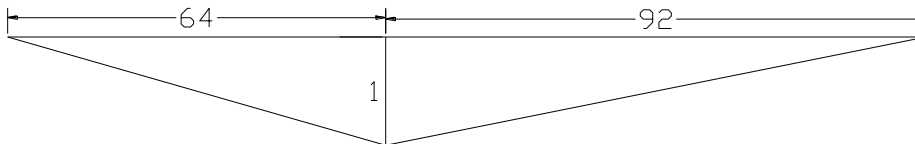
- Tổng thể tích trụ: $V_{trụ} = 294.56 + 266.4 + 0.2 = 561.16 \text{ (m}^3\text{)}.$

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

- Khối lượng trụ: $G_{\text{trụ}} = 561.16 \times 24 = 13467.84 \text{ (KN)}$.

III.1.2.3.2.2 Xác định tải trọng tác dụng lên trụ:

- Đường ảnh hưởng tải trọng tác dụng lên trụ gần đúng có dạng tam giác:



- Tính tải:

$$DC = P_{\text{trụ}} + (g_{\text{dam}} + g_{\text{bmc}} + g_{\text{lan can}} + g_{\text{gờ chắn}}) \times \omega$$
$$= 13467.84 + (472.786 + 28.8 + 7.35 + 3.30) \times 1/2 \times 1 \times 170 = 57008 \text{ (KN)}.$$

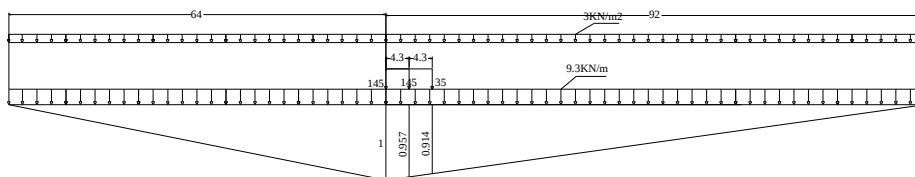
$$DW = g_{\text{lp}} \times \omega = 28.8 \times 1/2 \times 1 \times 170 = 2448 \text{ (KN)}.$$

- Hoạt tải: xét 3 tổ hợp tải trọng tác dụng lên mô như sau:

- + Xe tải 3 trục và tải trọng làn (A_1)
- + Xe tải 2 trục và tải trọng làn (A_2)
- + 90% tải trọng 2 Xe tải 3 trục đặt cách nhau 15 m và tải trọng

làn (A_3)

- Xét tổ hợp tải trọng A_1



THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

- Với tổ hợp A_1 (xe tải thiết kế+tải trọng làn+người đi bộ):

$$LL = n \times m \times \left(1 + \frac{IM}{100} \right) \times (p_i \times y_i) + n \times m \times W_{lan} \times \omega$$

$$PL = 2P_{ng\ddot{u}o\ddot{u}i} \times \omega$$

Trong đó

n : số làn xe $n = 2$.

m : hệ số làn xe $m = 1$.

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

P_i : tải trọng trục xe.

y_i : tung độ đường ảnh hưởng.

ω : diện tích đường ảnh hưởng.

W_{lan} , $P_{ng\ddot{u}o\ddot{u}i}$: tải trọng làn và tải trọng người.

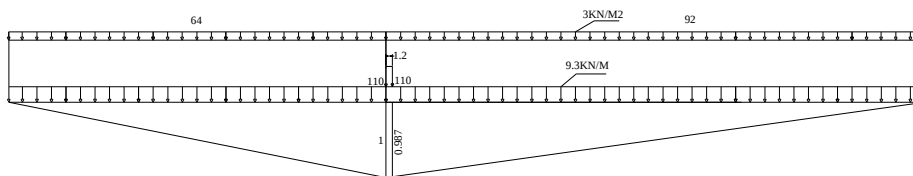
$$W_{lan} = 9.3 \text{ KN/m}, P_{ng\ddot{u}o\ddot{u}i} = 3.0 \text{ KN/m}.$$

$$LL^{Tr} = 2 \times 1 \times 1 \times (145 \times 1 + 145 \times 0.957 + 35 \times 0.914) + 2 \times 1 \times 9.3 \times 1/2 \times 1 \times 170$$

$$LL^{Tr} = 2212.51 \text{ (KN)}.$$

$$PL = 2 \times 4.5 \times 1/2 \times 1 \times 170 = 510 \text{ (KN)}.$$

• Xét tổ hợp tải trọng A_2

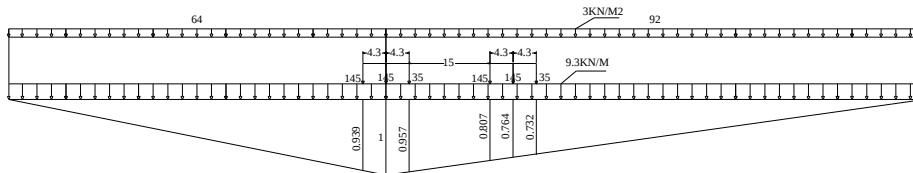


$$LL^{Tad} = 2 \times 1 \times 1 \times (110 \times 1 + 110 \times 0.987) + 2 \times 1 \times 1/2 \times 1 \times 170 \times 9.3 = 2018.14 \text{ (KN)}.$$

$$PL = 2 \times 3 \times 1/2 \times 1 \times 170 = 510 \text{ (KN)}.$$

• Xét tổ hợp tải trọng A_3

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN



$$LL^{Tr} = 2 \times 1 \times 1 \times (145 \times 1 + 145 \times 0.939 + 35 \times 0.957 + 145 \times 0.807 + 145 \times 0.764 + 35 \times 0.732) \\ + 2 \times 1 \times 1 / 2 \times 1 \times 9.3 \times 170 \\ = 2717.13 \text{ (KN)}.$$

$$LL_{A3}^{Tr} = 0.9 \times LL = 0.9 \times 2717.13 = 2445.42 \text{ (KN)}.$$

$$PL = 2 \times 4.5 \times 1/2 \times 1 \times 170 = 510 \text{ (KN)}.$$

$$LL = \max(LL^{Tr}; LL^{Tad}; LL_{A3}^{Tr}) = 2445.42 \text{ (KN)}.$$

Vậy tổ hợp HL được chọn làm thiết kế

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

Nội lực	Nguyên nhân				TTGH
	DC ($\gamma_D=1.25$)	DW ($\gamma_W=1.5$)	LL ($\gamma_{LL}=1.75$)	PL ($\gamma_{PL}=1.75$)	Cường độ I
P(T)	57008	2448	2445.42	510	82954.385

III.1.2.3.2.3 Xác định số lượng cọc của trụ T5:

Công thức tính toán:

$$n = 1.5 \times \frac{P_m}{N_c} = 1.5 \times \frac{82954.385}{15196.55} = 8.18 \text{ cọc}$$

Vậy ta chọn số lượng cọc trong một mô là 9 cọc (1.5 là hệ số xét đến lực ngang).

III.1.2.3.3 Dự kiến phương án thi công:

a.Thi công móng cầu

Bước 1 : San ủi mặt bằng, định vị tim móng.

Bước 2 : Thi công cọc khoan nhồi :

- Xác định vị trí tim các cọc tại móng móng.
- Dụng giá khoan Leffer hạ ống vách thi công cọc khoan nhồi.
- Lắp đặt hệ thống cung cấp dung dịch Bentonite, hệ thống bơm thải vữa mùn khi khoan cọc.

- Dùng máy khoan tiến hành khoan cọc.
- Hạ lồng cốt thép, đổ bê tông cọc.

Bước 3 : Đào đất hố móng:

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

Bước 4: Thi công bệ móng, thân móng, tường cánh:

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

Bước 5 : Hoàn thiện móng:

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

b.Thi công trụ

Bước 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.

Bước 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.

Bước 3 : Thi công vòng vây cọc ván:

- Định vị khu vực đóng vòng vây cọc ván.
- 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.

Bước 4 : Thi công bệ móng:

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

Bước 5: Thi công thân trụ:

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

Bước 6: Hoàn thiện trụ:

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

c.Thi công kết cấu nhịp

Bước 1: Thi công khối K_0 trên đỉnh các trụ T1, T6 và thi công phần nhịp dẫn 2 đầu cầu bằng lao kéo dọc:

1. Tập kết vật tư, thiết bị phục vụ thi công lao kéo dầm dẫn 2 đầu cầu, tiến hành lao kéo dầm
2. Chuẩn bị vật tư, thiết bị cho thi công dầm hộp liên tục
3. Thi công đúc các khối đỉnh trụ K_0 .

- Lắp dựng hệ đà giáo mở rộng trụ.
- Lắp dựng giá 3 chân để lao kéo dầm dẫn 2 đầu cầu.
- Dự ứng lực các bó cáp trên các khối K_0 .
- Lắp đặt ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông khối K_0 .
- Cố định các khối K_0 và thân trụ thông qua các thanh dự ứng lực.
- Khi bê tông đạt cường độ, tháo dỡ đà giáo mở rộng trụ.

Bước 2 : Đúc hẫng cân bằng:

1. Thi công các đốt tiếp theo đối xứng qua trụ.

- Lắp dựng các cặp xe đúc cân bằng lên các khối K_0 , lắp đặt ván khuôn, cốt thép, ống ghen.

- Đổ bê tông các đốt đúc trên nguyên tắc đối xứng cân bằng qua các trụ.
- Khi bê tông đủ cường độ theo quy định, tiến hành căng kéo cốt thép.

2. Thi công đốt đúc trên đà giáo.

- Lắp dựng trụ tạm, đà giáo ván khuôn.
- Lắp dựng ván khuôn, cốt thép, ống ghen.
- Đổ bê tông, căng kéo cốt thép khi bê tông đạt cường độ theo quy định.
- Bơm vữa ống ghen.

Bước 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 DU'L tạm thời.
- Khi bê tông đủ cường độ, tiến hành căng kéo cốt thép.
- Bơm vữa ống ghen.

Bước 4 : Hợp long nhịp chính:

Trình tự như trên.

Bước 5 : Hoàn thiện cầu:

Hoàn thiện cầu. Thanh thải lòng sông.

III.1.2.3.4 LẬP TỔNG MỨC ĐẦU TƯ

Bảng thông kê vật liệu phương án cầu liên tục 3 nhịp + dầm dẫn.

TT	Hạng mục	Đơn vị	Khối lượng	Đơn giá (đ)	Thành tiền (đ)
I	Kết cấu phần trên	đ			63,088,328,200
1	Bê tông dầm LT 3nhịp	m ³	3274.87	15,000,000	49,123,050,000
2	Bê tông nhịp dẫn	m ³	864.16	15,000,000	12,962,400,000
3	Bê tông át phan mặt cầu	m ³	283.5	2,000,000	567,000,000
4	Bê tông lan can	m ³	74.89	2,000,000	149,780,000
5	Cốt thép lan can	Tấn	11.234	15,000,000	168,510,000
6	Gối dầm liên tục	cái	4	5,000,000	20,000,000
7	Khe co giãn	khe	8	3,000,000	24,000,000
8	Lớp phòng nước	m ²	48.235	120,000	5,788,200
9	Ống thoát nước	ống	22	3,000,000	66,000,000
10	Đèn chiếu sáng	Cột	12	150,000	1,800,000
II	Kết cấu phần dưới	đ			21,663,679,875
1	Bê tông móng	m ³	544.51	2,000,000	1,089,020,000
2	Bê tông trụ	m ³	1346.78	2,000,000	2,693,560,000
3	Cốt thép móng	T	81.6765	15,000,000	1,225,147,500
4	Cốt thép trụ	T	202.017	15,000,000	3,030,255,000
5	Cọc khoan nhồi D = 1.2m	m	2160	5,000,000	10,800,000,000
6	Công trình phụ trợ	%	15	1+2+3+4+5	2,825,697,375

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

III	Đường hai đầu cầu				162,214,800
1	Đắp đất	m ³	1865.16	30,000	55,954,800
2	Móng + mặt đường	m ²	708.4	150,000	106,260,000
AI	Giá trị dự toán xây lắp chính	đ	I+II+III		84,914,222,875
AII	Giá trị xây lắp khác	%	15	AI	12,737,133,431
A	Giá trị dự toán xây lắp	đ	AI+AII		97,651,356,306
B	Chi phí khác	%	10	A	9,765,135,631
C	Trượt giá	%	3	A	2,929,540,689
D	Dự phòng	%	5	A+B	107,416,491,937
	Tổng mức đầu tư	đ	A+B+C+D		217,762,524,563
	Đơn giá cho 1m² mặt cầu	đ			38,589,850

CHƯƠNG 2:

PHƯƠNG ÁN SƠ BỘ

CẦU DÀM BTCT UỠT LIÊN TỤC 3 NHỊP + DÀM DẪN.

$$(4 \times 33 + 53 + 81 + 53 + 3 \times 33 \text{ m})$$

I. GIỚI THIỆU CHUNG VỀ PHƯƠNG ÁN:

1. Sơ đồ cầu và kết cấu phần trên:

- Cầu BTCTUST gồm 3 nhịp liên tục và dầm dẫn được bố trí theo sơ đồ
 $L_c = 33 \times 4 + 53 + 81 + 53 + 33 \times 3 \text{ (m)}$.
- Khổ cầu $B = 9 + 2 \times 1.5 \text{ m}$
- Cầu được thi công theo phương pháp đúc hẫng cân bằng đối xứng từ 2 trụ.

- Mặt cắt ngang dầm tiết diện hình vach xiên, bề rộng bản đáy thay đổi tăng dần từ gối ra nhịp.

$$+ H_{nhịp} = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{40} \right) L_{nhịp} = (2.7 \div 2.1) \text{ m} \rightarrow \text{Chọn } H_{nhịp} = 2.4 \text{ m}$$

$$+ H_{trụ} = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{20} \right) L_{nhịp} = (5.53 \div 4.15) \text{ m} \rightarrow \text{Chọn } H_{trụ} = 4.5 \text{ m}$$

- Cao độ đáy dầm thay đổi theo quy luật parabol: $y = \frac{(H-h)}{L^2} x^2 + h$, $0 \leq x \leq L$ với

L là chiều dài cánh hẫng cong đảm bảo yêu cầu chịu lực và thẩm mỹ. Phần mặt cầu cong đều theo đường tròn bán kính $R = 4500 \text{ m}$.

- Chiều cao dầm dẫn $H_d = (1/16 \div 1/20) L_{nhịp}$. Với chiều dài nhịp là $L = 33 \text{ m}$, kết hợp với khổ cầu $B = 9 + 2 \times 1.5 \text{ m}$ chọn chiều cao dầm dẫn $H_d = 1.65 \text{ m}$. $H_d = 1.65 \text{ m}$, mặt cắt ngang cầu có 5 dầm, khoảng cách giữa các dầm là $s = 2.7 \text{ m}$

- Gối cầu: Dùng gối cao su chậu thép. Khe co giãn: Toàn cầu có 2 khe co giãn trên 2 mố. Khe co giãn cao su.

- Mặt xe chạy: Bê tông atphan (5 cm) + tầng phòng nước (1 cm). Mặt cắt ngang cầu tạo dốc ngang 2% đảm bảo thoát nước mặt ra 2 phía lan can qua các ống thoát nước.

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

- Lan can trên cầu dùng lan can bằng thép ống tròn.

2. Kết cấu phần dưới:

- Mố: Mố U BTCT, móng cọc khoan nhồi Φ 1.2 m.
- Trụ: Trụ thân đặc BTCT, móng cọc khoan nhồi Φ 1.2 m.

3. Vật liệu

- Bê tông: Sử dụng các loại bê tông sau:

Mác	áp dụng
400	Dầm chủ và dầm ngang BTCT đổ tại chỗ.
350	Cọc khoan nhồi, cọc đóng.
300	Mố trụ, lan can, bản quá độ.
150	Bê tông tạo phẳng và bịt đáy móng.

- Cốt thép thường.
- Thép dự ứng lực.

II. SƠ CHỌN KÍCH THƯỚC CẦU

1. Kết cấu phần trên

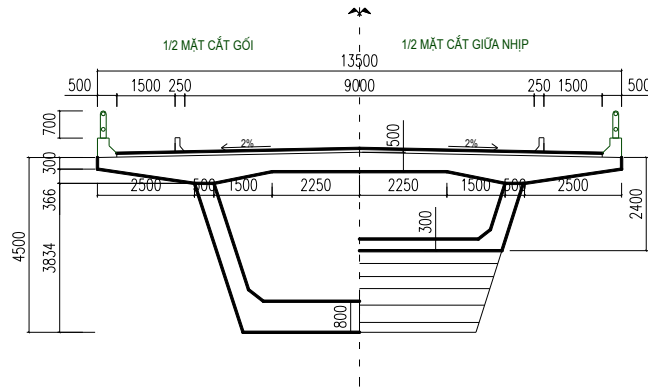
Các kích thước chung của mặt cắt dầm.

- * Mặt cắt ngang dầm liên tục được chọn sơ bộ:

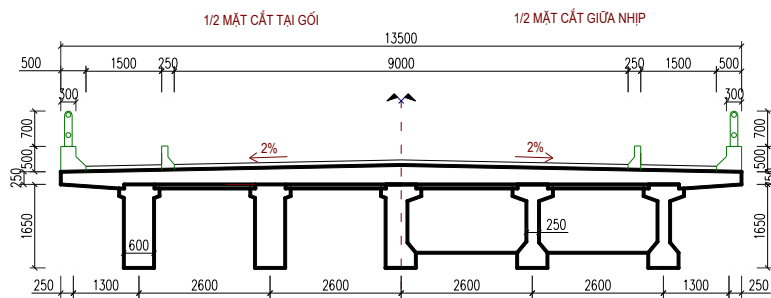
- Mặt cắt ngang dầm liên tục có dạng hình hộp, thành hộp xiên.
- Chiều cao của dầm thay đổi, mặt cắt trụ cao 4.5m, tại đốt hợp long cao 2.4m.
- Chiều dày bản đáy cũng thay đổi, từ 80cm ở đỉnh trụ và 30cm tại vị trí giữa nhịp.

- Chiều dày bản nắp thay đổi: chiều dày sườn hộp coi như không thay đổi là 50cm. Tại ngoài cánh hẫng và giữa nhịp bằng 50cm, tại đầu cánh hẫng bằng 30cm.

- Lớp phủ mặt cầu gồm 5 lớp: Lớp bê tông atphan: 5cm; Lớp bảo vệ : 4cm; Lớp phòng nước : 1cm; Đệm xi măng : 1cm; Lớp tạo độ dốc ngang : 1.0 - 12 cm



Hình 1 : mặt cắt ngang dầm cầu phần đúc hẫng.



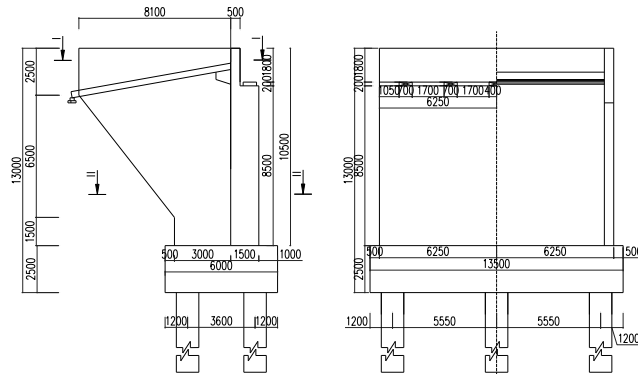
Hình 2 : Mặt cắt ngang cầu phân nhịp dẫn

2. Kết cấu phần dưới

2.1. Chọn các kích thước sơ bộ móng cầu.

Mô cầu được chọn sơ bộ là móng chữ U với kích thước sơ bộ như hình vẽ.

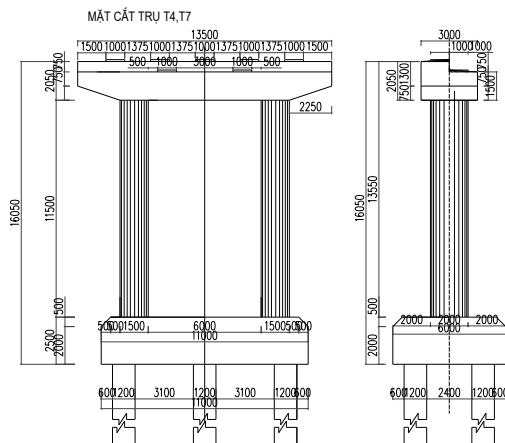
MẶT CẮT MỐ 1



2.2. Chọn kích thước sơ bộ trụ cầu

Cầu tạo trụ:

- Thân trụ rộng 3 m theo phương dọc cầu và 9.5m theo phương ngang cầu, được vuốt tròn theo đường tròn bán kính $R = 1.75m$.
- Bộ móng cao 2.5m, rộng 9.6 m theo phương dọc cầu, và 13.0 m theo phương ngang cầu, được đặt dưới lớp đất tự nhiên.
- Dùng cọc khoan nhồi D120cm, mũi cọc đặt vào lớp sạn cát.



Hình 3: Cấu tạo trụ cầu đúc sẵn

III . TÍNH TOÁN PHƯƠNG ÁN :

Sơ bộ khối lượng công tác:

III.1.1 Tính tải g_1 và g_2

Tính toán mô men do tĩnh tải 2.

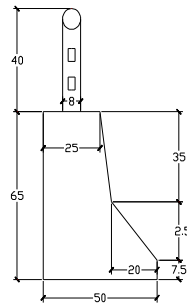
Tĩnh tải 2 gồm: trọng lượng lớp phủ mặt cầu, lan can, gờ chắn:

Ta chọn sơ bộ $\gamma_{BTCT} = \gamma_C = 2.4 \text{ T/m}^3 = 24 \text{ KN/m}^3$.

- Trọng lượng gờ chắn mặt cầu:

$$g_{gc} = 2 \times [(0.25 \times 0.25 + 0.25 \times (0.05/2))] \times 1 \times 24 = 3.30 \text{ (KN/m)}.$$

- Trọng lượng cột lan can, tay vịn:



Ta có trọng lượng lan can:

$$g_{lc} = (0.25 \times 0.5 + 0.5 \times 0.35 \times 0.5 + 0.5 \times 0.25/2 + 0.5 \times 0.2 \times 0.25/2 + 0.25 \times 0.075) \times 24$$

$$g_{lc} = 7.35 \text{ (KN/m)}.$$

Vậy trọng lượng của lan can, tay vịn là:

$$g_{lc} = 7.35 \text{ (KN/m)}.$$

Trọng lượng lớp phủ mặt cầu:

Gồm 5 lớp: Bê tông atphan : 5cm;

Lớp bảo vệ : 4cm;

Lớp phòng nước : 1cm;

Đệm xi măng : 1cm;

Lớp tạo độ dốc ngang: 1.0 – 1.2 cm;

➤ Chọn sơ bộ lớp phủ dày 12cm.

• Vậy trọng lượng lớp phủ mặt cầu:

$$g_{bmc} = 0.12 \times 24 \times 10 = 28.8 \text{ (KN/m)}.$$

Vậy trọng lượng tĩnh tải g_2 :

$$g_2 = g_{bmc} + g_{gc} + g_{lc} = 28.8 + 3.30 + 7.35 = 39.45 \text{ (KN/m)}.$$

• Trọng lượng lớp mặt đường của toàn cầu là:

$$P = 1.5 \times g_{md} \times L = 1.5 \times 39.45 \times 4 = 24735.15 \text{ (KN)}.$$

- Hợp lực tính toán được 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 được lấy như sau:

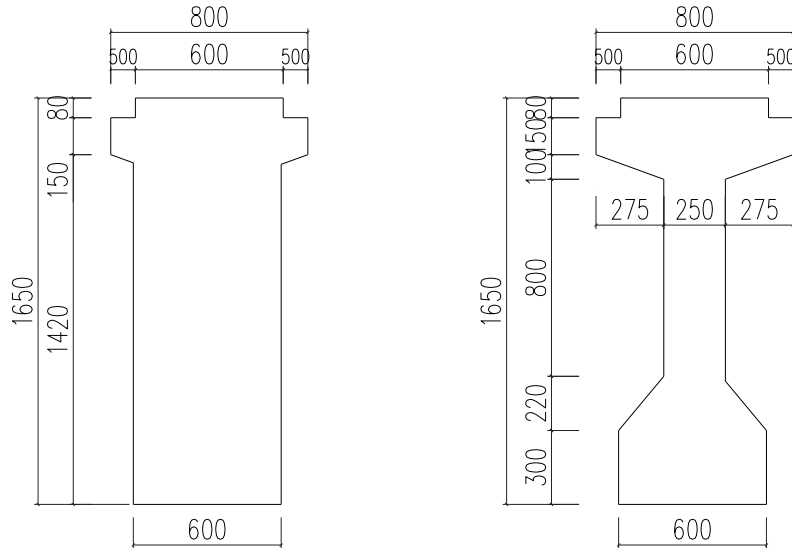
Loại tải trọng	Hệ số tải trọng	
	Lớn nhất	Nhỏ nhất
Tải trọng thường xuyên		
DC: cầu kiện và các thiết bị phụ	1.25	0.90
DW: Lớp phủ mặt cầu và các tiện ích	1.5	0.65
Hoạt tải: Hệ số làn $m=1$, hệ số xung kích $(1+IM)=1.25$	1.75	1.00

III.1.2 Tính tải:

- Gồm trọng lượng bản thân mô và trọng lượng kết cấu nhịp

III.1.2.1 Trọng lượng kết cấu nhịp dẫn:

- Do trọng lượng bản thân dầm đúc trước:



Hình 4: Mặt cắt đầu và giữa dầm dẫn

$$F_{l/2} = 0.69 \text{ (m}^2\text{)}.$$

$$F_{gói} = 1.02 \text{ (m}^2\text{)}.$$

- Diện tích mặt cắt ngang dầm : $F_{dd} = 4.28 \text{ (m}^2\text{)}.$

- Thể tích của kết cấu dầm chủ nhịp dẫn là:

$$V_{dd} = 4.28 \times 33 = 141.1 \text{ (m}^3\text{)}.$$

$$g_{dc} = \frac{4.28 \times 24}{33} = 3.11 \text{ (KN/m)}.$$

- Do 4 tấm đan và bản đúc tại chỗ:

$$V_{ban+td} = 11 \times 0.2 + 4 \times 0.08 \times 1.6 = 2.712 \text{ (m}^3\text{)}.$$

Trọng lượng tấm đan và bản đúc tại chỗ:

$$g_{ban+td} = \frac{2.712 \times 25}{11} = 6.16 \text{ (KN/m)}.$$

- Do dầm ngang :

$$g_n = (H - H_b - 0.25)(s - b_w)(b_w / L_1) \gamma_c$$

Trong đó:

$$L_1 = L/n = 33/5 = 6.6 \text{ (m): Khoảng cách giữa 2 dầm ngang}$$

Thể tích của 4 dầm ngang:

$$V_{dn} = (1.75 - 0.2 - 0.25) (2.2 - 0.20) (0.20/6.6) \times 4 = 0.315 \text{ (m}^3\text{)}.$$

$$g_n = (1.75 - 0.2 - 0.25) (2.2 - 0.25) (0.25/6.6) \times 4 \times 24 = 7.56 \text{ (KN/m)}.$$

Vậy thể tích của 6 dầm dẫn là:

$$V_{nhd} = (V_{dd} + V_{bản+td} + V_{dn}) \times 6 = (141.1 + 2.712 + 0.315) \times 6 = 144.13 \times 6 \\ = 864.76 \text{ (m}^3\text{)}.$$

III.1.2.2 Tính trọng lượng phân nhịp liên tục

III.1.2.2.1 Xác định phương trình thay đổi cao độ đáy dầm

- Giả thiết đáy dầm thay đổi theo phương trình parabol, đỉnh đường parabol tại mặt cắt giữa nhịp.

- Cung Parabol cắt trục hoành tại sát gối cầu bên trái và trục hoành .

- Phương trình có dạng:

$$Y_1 = \frac{(H_p - h_m)}{L^2} . x^2 + h_m$$

Trong đó:

$H_p = 4.5\text{m}$; $h_m = 2,4 \text{ m}$, chiều cao dầm tại đỉnh trụ và tại giữa nhịp.

$$L : \text{Phần dài của cánh hẫng } L = \frac{81-2}{2} = 39.5 \text{ (m)}.$$

Thay số ta có:

$$Y_1 = \frac{(5.8-2.7)}{49^2} . x^2 + 2.7 = 0.0013x^2 + 2.7$$

III.1.2.2.2 Phân đốt dầm thi công

- Chọn chiều dài đốt K_0 đúc trên đỉnh trụ có chiều dài là 12 m.

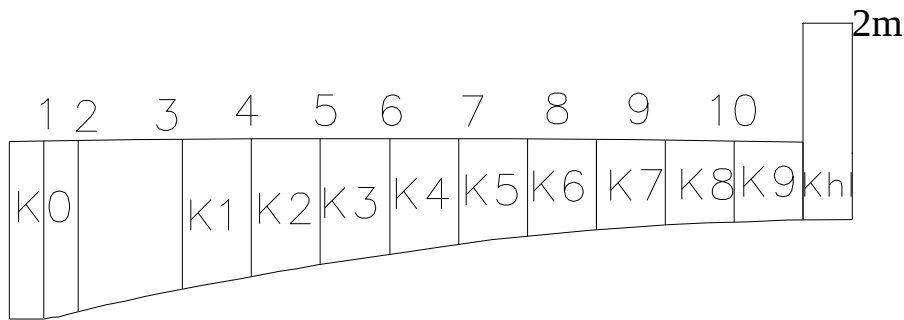
- Chia đoạn thi công thành 11 đốt có chiều dài mỗi đốt như sau:

Chiều dài các đốt K_1, K_2 , có chiều dài là 3 m.

Chiều dài các đốt, K_3 có chiều dài là 3.5 m.

Chiều dài các đốt $K_4, K_5, K_6, K_7, K_8, K_9$, có chiều dài 4m

- Chiều dài đốt hợp long nhịp giữa và nhịp biên là 2 m
- Chiều dài đốt thi công trên giàn giáo là 13.5 m.



Hình 5: Sơ đồ chia đốt dầm đúc hẫng.

III.1.2.2.3 Xác định phương trình thay đổi chiều dày đáy dầm

Bề dày tại bản đáy hộp tại vị trí bất kỳ cách giữa nhịp một khoảng L_x được tính theo công thức sau:
$$Y_2 = h_1 + \frac{(h_2 - h_1)}{L} \times L_x$$

Trong đó:

h_2, h_1 : Bề dày bản đáy tại đỉnh trụ và giữa nhịp = 0.8 và 0.3 m.

L_x : Chiều dài phân cánh hẫng.

Thay số vào ta có phương trình bậc nhất:

$$Y_2 = 0.3 + \frac{0.6}{49} \times L_x = 0.3 + 0.01224L_x$$

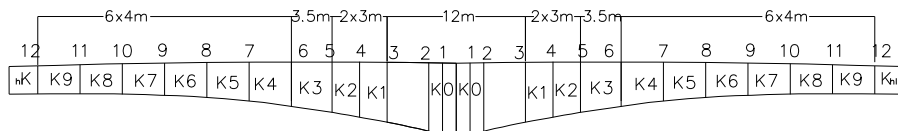
Việc tính toán khối lượng kết cấu nhịp sẽ được thực hiện bằng cách chia dầm thành những đốt nhỏ (trùng với đốt thi công để tiện cho việc tính toán), tính diện tích tại vị trí đầu các nút, từ đó tính thể tích của các đốt một cách tương đối bằng cách nhân diện tích trung bình của mỗi đốt với chiều dài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

III.1.2.2.4 Xác định cao độ mặt dầm chủ

- Mặt dầm chủ được thiết kế với độ dốc dọc 2% , với bán kính cong $R = 4200$ m.

III.1.2.2.5 Xác định các kích thước cơ bản của mặt cắt dầm

- Trên cơ sở các phương trình đường cong đáy dầm và đường cong thay đổi chiều dày bản đáy lập được ở trên ta xác định được các kích thước cơ bản của từng mặt cắt dầm.



Hình 6: Sơ đồ chia đốt dầm và đà giáo.

Bảng tính toán xác định thể tích các khối đúc hằng

TD	L _{đốt} (cm)	H _{dầm}	H _{bản}	B _{bản}	F (cm ²)	Y _o (Y ₁ -Y ₂)	Jx cm ⁴	Jy cm ⁴
1	0	4.50	0.8	6.00	159810	293.7	5399433512	6360837418
2	600	4.04	0.69	6.19	147600	249.6	3839460143	5908363517
3	300	3.77	0.63	6.3	145900	229.8	3234744517	5693942370
4	300	3.52	0.57	6.39	143920	211.6	2726637121	5489144152
5	350	3.23	0.5	6.47	139700	194.8	2301971498	5295210630
6	400	2.98	0.44	6.55	135400	177.2	1896490113	5084253259
7	400	2.78	0.39	6.62	129270	161.6	1572585119	4891426904
8	400	2.62	0.35	6.68	123070	148.0	1316469026	4718324791
9	400	2.5	0.32	6.75	116650	136.4	1116534240	4566375674
10	400	2.43	0.31	6.81	110140	125.6	944591221	4420218776
11	400	2.4	0.3	6.86	104140	117.3	822117788	4304888351
12	200	2.4	0.30	6.00	103000	107.8	693929749	4171299977

Bảng tính toán các kích thước cơ bản của mặt cắt đầm chủ

STT	$F_{\text{đốt}} \text{ (cm}^2\text{)}$	Chiều dài (cm)	Thể tích (m ³)
K _O /2	147600	600	88.56
K1	145900	300	43.77
K2	143920	300	43.176
K3	139700	350	48.895
K4	135400	400	54.16
K5	129270	400	51.708
K6	123070	400	49.228
K7	116650	400	46.66
K8	110140	400	44.056
K9	104140	400	41.656
HL/2	103000	200	20.6

Tổng :532.469 (m³).

❖ Thể tích bê tông 1/2 phần nhịp đúc hẫng là:

$$V_{\text{lt}} = 511.87 \text{ m}^3$$

Thể tích của toàn bộ phần đúc hẫng: $V_{\text{dh}} = 511.87 \times 4 = 2047.5 \text{ (m}^3\text{)}.$

Thể tích của phần nhịp cầu đúc hẫng đúc trên giàn giáo:

$$V_{\text{dg}} = 19 \times 20.6 \times 2 = 782.8 \text{ (m}^3\text{)}.$$

Thể tích của đốt hợp long nhịp giữa và nhịp biên:

$$V_{\text{hl}} = 2 \times 3 \times 20.6 = 123.6 \text{ (m}^3\text{)}.$$

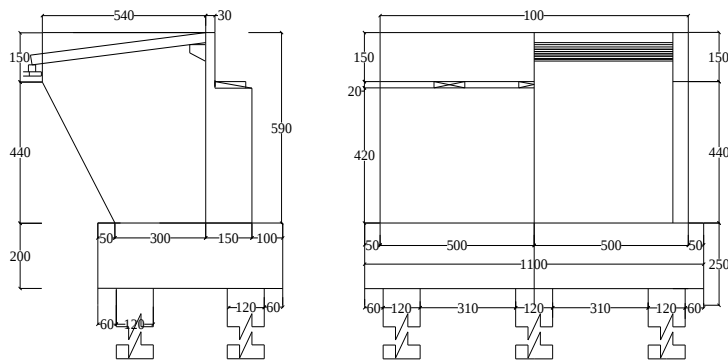
Tổng thể tích phân nhịp liên tục: $V_{\text{lt}} = 2047.5 + 123.6 + 782.8 = 2953.9 \text{ (m}^3\text{)}.$

Khối lượng phần cầu liên tục : $G_{\text{lt}} = \frac{2953.9 \times 25}{53+81+53} = 394.9 \text{ (KN/m)}.$

III.1.2.3 Tính toán khối lượng móng móng và trụ cầu

III.1.2.3.1 Móng móng M_1 :

III.1.2.3.1.1 Khối lượng móng:



Chiều dày tường cánh : $d = 0.5 \text{ m}$, diện tích tường cánh (hai cánh):

$$2F_{tc} = 85,32(\text{m}^2).$$

- Thể tích tường cánh:

$$V_{tc} = 2 F_{tc} \times 0.5 = 85,32 \times 0.5 = 42.66 (\text{m}^3).$$

- Thể tích thân móng:

$$V_{th} = 11 \times 1.5 \times 5.90 + 0.3 \times 1.7 \times 11 = 103(\text{m}^3).$$

- Thể tích bệ móng:

$$V_b = 2.0 \times 11 \times 9.6 = 211.2 (\text{m}^3).$$

Thể tích đá tảng:

$$V_{dt} = 0.2 \times 1.0 \times 1.0 = 0.20 (\text{m}^3).$$

=> Khối lượng 01 móng cầu:

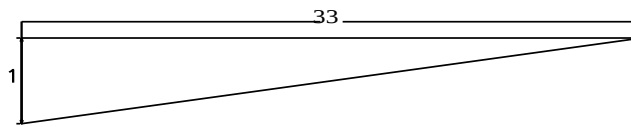
$$V_{m\acute{o}} = (V_{tc} + V_{th} + V_b + V_{dt}) = (42.66 + 103 + 211.2 + 0.20) = 357.06 (\text{m}^3).$$

$$G_{m\acute{o}} = 411.455 \times 24 = 8569.44 (\text{KN}).$$

III.1.2.3.1.2 Xác định tải trọng tác dụng lên móng:

Đường ảnh hưởng tải trọng tác dụng lên móng:

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN



- Tĩnh tải:

$$\begin{aligned} DC &= P_{m\acute{o}} + (6g_{d\grave{a}m} + g_{bmc} + g_{l\grave{a}n\ c\grave{a}n} + g_{d\grave{n}} + g_{g\grave{o}\ c\grave{h}\grave{a}n}) \times \omega \\ &= 8569.44 + (6 \times 141.1 + 28.8 + 7.35 + 7.56 + 3.30) \times 1/2 \times 1 \times 33 \\ &= 23314 \text{ (KN)}. \end{aligned}$$

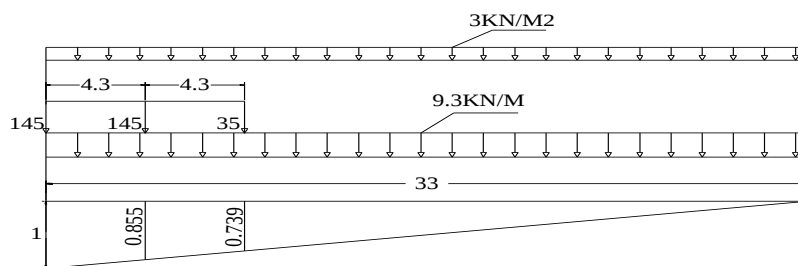
$$DW = g_{lp} \times \omega = 28.8 \times 0.5 \times 1 \times 33 = 475.2 \text{ (KN)}.$$

- Hoạt tải: xét 3 tổ hợp tải trọng tác dụng lên mô như sau:

+ Xe tải 3 trục và tải trọng làn (A_1).

+ Xe tải 2 trục và tải trọng làn (A_2).

• Xét tổ hợp tải trọng A_1



- Với tổ hợp A_1 (xe tải thiết kế + tải trọng làn + người đi bộ):

$$LL = n \times m \times \left(1 + \frac{IM}{100} \right) \times (p_i \times y_i) + n \times m \times W_{lan} \times \omega$$

$$PL = 2 \times P_{ng\grave{u}o\grave{i}} \times \omega$$

Trong đó

n : số làn xe $n = 2$.

m : hệ số làn xe $m = 1$.

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

P_i : tải trọng trục xe.

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

y_i : tung độ đường ảnh hưởng.

ω : diện tích đường ảnh hưởng.

$W_{\text{làn}}, P_{\text{người}}$: tải trọng làn và tải trọng người.

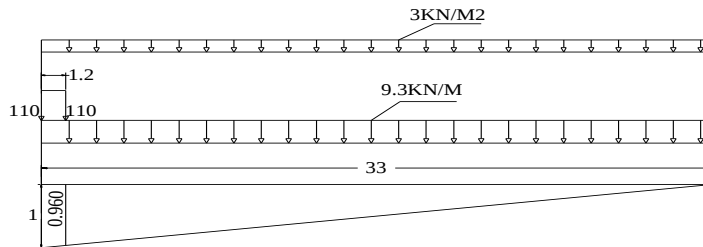
$W_{\text{làn}} = 9.3 \text{ KN/m}$. $P_{\text{người}} = 3.0 \text{ KN/m}$ (tính trên 1m dài).

$$LL^{\text{Tr}} = 2 \times 1 \times 1 \times (145 \times 1 + 145 \times 0.855 + 35 \times 0.739) + 2 \times 1 \times 9.3 \times 1 \times 33 \times 1/2$$

$$LL^{\text{Tr}} = 896.58 \text{ (KN)}.$$

$$PL = 2 \times 4.5 \times 1 \times 33 \times 1/2 = 99 \text{ (KN)}.$$

- Xét tổ hợp tải trọng A_2



$$LL^{\text{Tad}} = 2 \times 1 \times 1 \times (110 \times 1 + 110 \times 0.960) + 2 \times 1 \times 9.3 \times 1 \times 33 \times 1/2 = 738.1 \text{ (KN)}.$$

$$PL = 2 \times 4.5 \times 1 \times 33 \times 1/2 = 99 \text{ (KN)}.$$

$$LL = \max (LL^{\text{Tr}}; LL^{\text{Tad}}) = 896.58 \text{ (KN)}.$$

Vậy tổ hợp HL được chọn làm thiết kế

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

Nội lực	Nguyên nhân				TTGH
	DC	DW	LL	PL	
	$(\gamma_D=1.25)$	$(\gamma_W=1.5)$	$(\gamma_{LL}=1.75)$	$(\gamma_{PL}=1.75)$	Cường độ I
P(KN)	23314	475.2	896.58	99	31597.6

III.1.2.3.1.3 Xác định sức chịu nén của cọc đơn theo cường độ đất nền:

Vì các cọc ở mô 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), $q_u = 54.2$ 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. $D = 1200$ 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:

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

$$K_{SP} = 0.312$$

$$q_p = 3 \times 54.2 \times 0.312 \times 1.31 = 66.46 \text{ (Mpa)}.$$

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.

$$\text{Vậy ta có: } Q_r = 0.5 \times 66.46 \times 3.14 \times \frac{(1200)^2}{4} = 37563.192 \text{ (KN)}.$$

III.1.2.3.1.4 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 30m.

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

Cốt chịu lực 18 $\Phi 25$ 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.

$$\Rightarrow P_v = 1 \times (1 \times 0.85 \times 0.7 \times 1.55 \times 3.14 \times \frac{(120)^2}{4} + 36 \times 132.54)$$

$$= 15196.55 \text{ (KN)}.$$

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

$$[N] = \min(P_v; Q_r) = 15196.55 \text{ (KN)}.$$

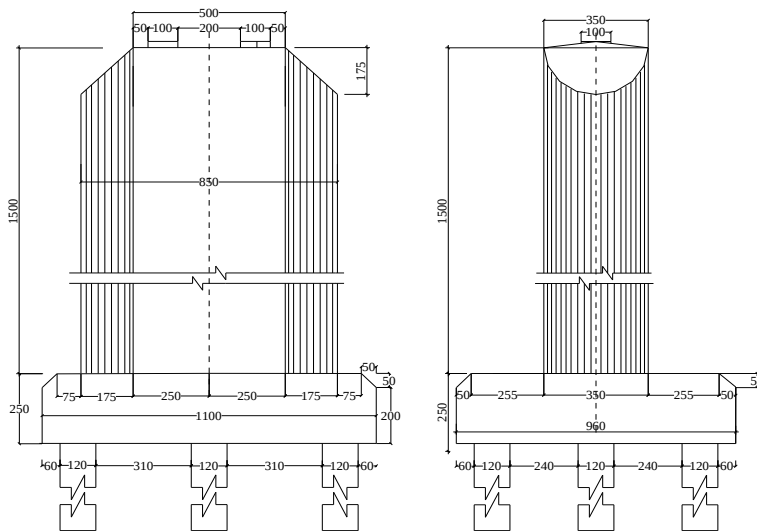
III.1.2.3.1.5 Xác định số lượng cọc trong mố:

$$\text{Công thức tính toán: } n = 1.5 \times \frac{P_m}{N_c} = 1.5 \times \frac{31597.6}{15196.55} = 3.2 \text{ (cọc)}.$$

Vậy ta chọn số lượng cọc trong một mố là 6 cọc. (1.5 là hệ số xét đến lực ngang).

III.1.2.3.2 Móng trụ T_5 , T_6 :

III.1.2.3.2.1 Khối lượng bản thân trụ T_5 :



- Thể tích thân trụ :

$$V_{th} = \frac{1}{2} \times 2 \times 3.14 \times \frac{1.75^2}{4} \times (13.25 + 0.175 \times 1/2) \times 3.5 \times 15.00 \times 5.0 = 294.56 \text{ (m}^3\text{)}.$$

- Thể tích bệ trụ: $V_{bệ} = 2 \times 11 \times 9.6 + 1/2 \times 11 \times 9.6 = 264 \text{ (m}^3\text{)}.$

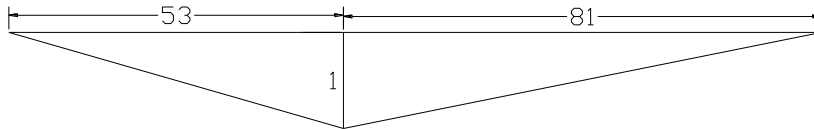
- Thể tích đá tảng : $V_{dt} = 1.0 \times 1.0 \times 0.2 = 0.2 \text{ (m}^3\text{)}.$

- Tổng thể tích trụ: $V_{trụ} = 294.56 + 264 + 0.2 = 558.76 \text{ (m}^3\text{)}.$

- Khối lượng trụ: $G_{trụ} = 558.76 \times 24 = 13410.24 \text{ (KN)}.$

III.1.2.3.2.2 Xác định tải trọng tác dụng lên trụ:

- Đường ảnh hưởng tải trọng tác dụng lên trụ gần đúng có dạng tam giác:



- Tính tải:

$$DC = P_{\text{trụ}} + (g_{\text{đam}} + g_{\text{bmc}} + g_{\text{lan can}} + g_{\text{gờ chắn}}) \times \omega$$

$$= 13410.24 + (472.786 + 28.8 + 7.35 + 3.30) \times 1/2 \times 1 \times 134 = 57008(\text{KN}).$$

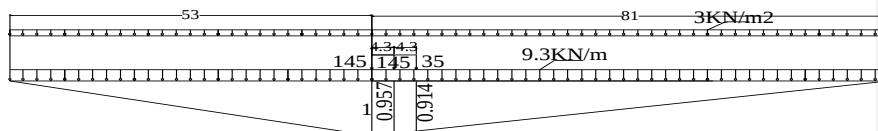
$$DW = g_{\text{lp}} \times \omega = 28.8 \times 1/2 \times 1 \times 134 = 2448 (\text{KN}).$$

- Hoạt tải: xét 3 tổ hợp tải trọng tác dụng lên mố như sau:

- + Xe tải 3 trục và tải trọng làn (A_1)
- + Xe tải 2 trục và tải trọng làn (A_2)
- + 90% tải trọng 2 Xe tải 3 trục đặt cách nhau 15 m và tải trọng

làn (A_3)

- Xét tổ hợp tải trọng A_1



- Với tổ hợp A_1 (xe tải thiết kế+tải trọng làn+người đi bộ):

$$LL = n \times m \times \left(1 + \frac{IM}{100} \right) \times (p_i \times y_i) + n \times m \times W_{\text{lan}} \times \omega$$

$$PL = 2P_{\text{người}} \times \omega$$

Trong đó

n : số làn xe $n = 2$.

m : hệ số làn xe $m = 1$.

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

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

P_i : tải trọng trục xe.

y_i : tung độ đường ảnh hưởng.

ω : diện tích đường ảnh hưởng.

$W_{\text{lân}}, P_{\text{người}}$: tải trọng làn và tải trọng người.

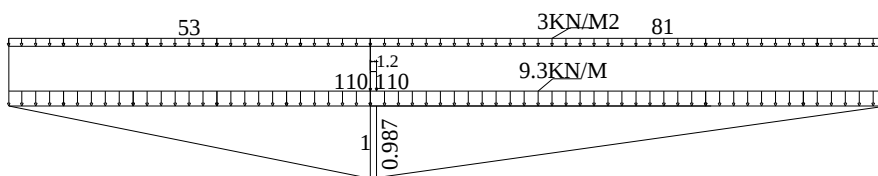
$W_{\text{lân}} = 9.3 \text{ KN/m}$, $P_{\text{người}} = 3.0 \text{ KN/m}$.

$$LL^{\text{Tr}} = 2 \times 1 \times 1 \times (145 \times 1 + 145 \times 0.957 + 35 \times 0.914) + 2 \times 1 \times 9.3 \times 1 / 2 \times 1 \times 134$$

$$LL^{\text{Tr}} = 2212.51 \text{ (KN)}.$$

$$PL = 2 \times 4.5 \times 1/2 \times 1 \times 134 = 510 \text{ (KN)}.$$

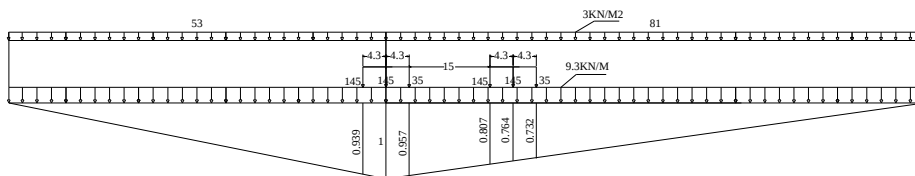
- Xét tổ hợp tải trọng A_2



$$LL^{\text{Tad}} = 2 \times 1 \times 1 \times (110 \times 1 + 110 \times 0.987) + 2 \times 1 \times 1 / 2 \times 1 \times 134 \times 9.3 = 2018.14 \text{ (KN)}.$$

$$PL = 2 \times 4.5 \times 1/2 \times 1 \times 134 = 510 \text{ (KN)}.$$

- Xét tổ hợp tải trọng A_3



$$LL^{\text{Tr}} = 2 \times 1 \times 1 \times (145 \times 1 + 145 \times 0.939 + 35 \times 0.957 + 145 \times 0.807 + 145 \times 0.764 + 35 \times 0.732)$$

$$+ 2 \times 1 \times 1 / 2 \times 1 \times 9.3 \times 134$$

$$= 2717.13 \text{ (KN)}.$$

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

$$LL^{Tr}_{A3} = 0.9 \times LL = 0.9 \times 2717.13 = 2445.42 \text{ (KN)}.$$

$$PL = 2 \times 4.5 \times 1/2 \times 1 \times 134 = 510 \text{ (KN)}.$$

$$LL = \max(LL^{Tr}; LL^{Tad}; LL^{Tr}_{A3}) = 2445.42 \text{ (KN)}.$$

Vậy tổ hợp HL được chọn làm thiết kế

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

Nội lực	Nguyên nhân				TTGH
	DC ($\gamma_D=1.25$)	DW ($\gamma_W=1.5$)	LL ($\gamma_{LL}=1.75$)	PL ($\gamma_{PL}=1.75$)	Cường độ I
P(T)	57008	2448	2445.42	510	82954.385

III.1.2.3.2.3 Xác định số lượng cọc trong móng:

Công thức tính toán:

$$n = 1.5 \times \frac{P_m}{N_c} = 1.5 \times \frac{82954.385}{15196.55} = 8.18 \text{ cọc}$$

Vậy ta chọn số lượng cọc trong một móng là 9 cọc (1.5 là hệ số xét đến lực ngang).

III.1.2.3.3 Dự kiến phương án thi công:

a. Thi công móng cầu

Bước 1 : San ủi mặt bằng, định vị tim móng.

Bước 2 : Thi công cọc khoan nhồi :

- Xác định vị trí tim các cọc tại móng móng.
- Dụng giá khoan Leffer hạ ống vách thi công cọc khoan nhồi.
- Lắp đặt hệ thống cung cấp dung dịch Bentonite, hệ thống bơm thải vữa mùn khi khoan cọc.

- Dùng máy khoan tiến hành khoan cọc.

- Hạ lồng cốt thép, đổ bê tông cọc.

Bước 3 : Đào đất hố móng:

- Dùng máy xúc kết hợp với thủ công đào đất hố móng đến cao độ thiết kế.

- Đặt máy bơm hút nước hồ móng đồng thời đặt khung chống cọc ván thép.
- Xử lý đầu cọc khoan nhồi.

Bước 4: Thi công bệ móng, thân móng, tường cánh:

- Vệ sinh, đầm chặt đáy hồ móng, đổ bê tông lót dày 10cm.
- Lắp đặt cốt thép, dựng ván khuôn, đổ bê tông bệ móng, dùng máy để bơm bê tông.

- Lắp đặt cốt thép, dựng ván khuôn, đổ bê tông xà mũ, tường đỉnh, tường cánh.

Bước 5 : Hoàn thiện móng:

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

b.Thi công trụ

Bước 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.

Bước 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.

Bước 3 : Thi công vòng vây cọc ván:

- Định vị khu vực đóng vòng vây cọc ván.
- 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 hồ móng đến độ sâu thiết kế.

Bước 4 : Thi công bệ móng:

- Đổ bê tông bệ đáy, hút nước hồ móng.

- Xử lý đầu cọc khoan nhồi.
- Lắp dựng ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông bộ móng.

Bước 5: Thi công thân trụ:

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

Bước 6: Hoàn thiện trụ:

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

c.Thi công kết cấu nhịp

Bước 1: Thi công khối K_0 trên đỉnh các trụ T1, T6 và thi công phần nhịp dẫn 2 đầu cầu bằng lao kéo dầm:

1. Tập kết vật tư, thiết bị phục vụ thi công lao kéo dầm dẫn 2 đầu cầu, tiến hành lao kéo dầm

4. Chuẩn bị vật tư, thiết bị cho thi công dầm hộp liên tục

5. Thi công đúc các khối đỉnh trụ K_0 .

- Lắp dựng hệ đà giáo mở rộng trụ.
- Lắp dựng giá 3 chân để lao kéo dầm dẫn 2 đầu cầu.
- Dự ứng lực các bó cáp trên các khối K_0 .
- Lắp đặt ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông khối K_0 .
- Cố định các khối K_0 và thân trụ thông qua các thanh dự ứng lực.
- Khi bê tông đạt cường độ, tháo dỡ đà giáo mở rộng trụ.

Bước 2 : Đúc hẫng cân bằng:

1. Thi công các đốt tiếp theo đối xứng qua trụ.

- Lắp dựng các cặp xe đúc cân bằng lên các khối K_0 , lắp đặt ván khuôn, cốt thép, ống ghen.

- Đổ bê tông các đốt đúc trên nguyên tắc đối xứng cân bằng qua các trụ.
- Khi bê tông đủ cường độ theo quy định, tiến hành căng kéo cốt thép.

2. Thi công đốt đúc trên đà giáo.

- Lắp dựng trụ tạm, đà giáo ván khuôn.
- Lắp dựng ván khuôn, cốt thép, ống ghen.
- Đổ bê tông, căng kéo cốt thép khi bê tông đạt cường độ theo quy định.
- Bơm vữa ống ghen.

Bước 3 : Hợp long nhịp biên:

- Di chuyển xe đúc vào vị trí đốt hợp long, định vị xe đúc.
- Cân chỉnh các đầu dầm trên mặt bằng và trên trục dọc.
- Dựng các thanh chống tạm, căng các thanh DUL tạm thời.
- Khi bê tông đủ cường độ, tiến hành căng kéo cốt thép.
- Bơm vữa ống ghen.

Bước 4 : Hợp long nhịp chính:

Trình tự như trên.

Bước 5 : Hoàn thiện cầu:

Hoàn thiện cầu. Thanh thái lòng sông.

III.1.2.3.4 LẬP TỔNG MỨC ĐẦU TƯ

Bảng thông kê vật liệu phương án cầu liên tục 3 nhịp + dầm dẫn.

TT	Hạng mục	Đơn vị	Khối lượng	Đơn giá	Thành tiền
				(đ)	(đ)
I	Kết cấu phần trên	đ			58,282,778,200
1	Bê tông dầm LT 3nhịp	m ³	2953.9	15,000,000	44,308,500,000
2	Bê tông nhịp dẫn	m ³	864.76	15,000,000	12,971,400,000
3	Bê tông át phan mặt cầu	m ³	283.5	2,000,000	567,000,000
4	Bê tông lan can	m ³	74.89	2,000,000	149,780,000
5	Cốt thép lan can	Tấn	11.234	15,000,000	168,510,000
6	Gối dầm liên tục	cái	4	5,000,000	20,000,000
7	Khe co giãn	khe	8	3,000,000	24,000,000
8	Lớp phòng nước	m ²	48.235	120,000	5,788,200
9	Ống thoát nước	ống	22	3,000,000	66,000,000
10	Đèn chiếu sáng	Cột	12	150,000	1,800,000
II	Kết cấu phần dưới	đ			21,232,544,875
1	Bê tông móng	m ³	357.06	2,000,000	714,120,000
2	Bê tông trụ	m ³	1346.8	2,000,000	2,693,560,000
3	Cốt thép móng	T	81.677	15,000,000	1,225,147,500
4	Cốt thép trụ	T	202.02	15,000,000	3,030,255,000
5	Cọc khoan nhồi	m	2160	5,000,000	10,800,000,000

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

	D = 1.2m				
6	Công trình phụ trợ	%	15	1+2+3+4+5	2,769,462,375
III	Đường hai đầu cầu				162,214,800
1	Đắp đất	m ³	1865.2	30,000	55,954,800
2	Móng + mặt đường	m ²	708.4	150,000	106,260,000
AI	Giá trị dự toán xây lắp chính	đ	I+II+III		79,677,537,875
AII	Giá trị xây lắp khác	%	15	AI	11,951,630,681
A	Giá trị dự toán xây lắp	đ	AI+AII		91,629,168,556
B	Chi phí khác	%	10	A	9,162,916,856
C	Trượt giá	%	3	A	2,748,875,057
D	Dự phòng	%	5	A+B	100,792,085,412
	Tổng mức đầu tư	đ	A+B+C+D		204,333,045,880
	Đơn giá cho 1m² mặt cầu	đ			36,210,002

CHƯƠNG 3:

PHƯƠNG ÁN SƠ BỘ 3

CẦU DÀN THÉP 5 NHỊP ĐƠN GIẢN.

I. Giới thiệu chung về phương án:

II. Sơ bộ khối lượng công tác:

- Dàn có đường biên song song có thanh đứng thanh treo.
- Chiều cao dàn $H = 10$ m.
- Chiều rộng khoang dàn $d = 8.3$ m.
- Số khoang dàn $n = 10$.
- Thép hợp kim thấp có:
 - + $R_o = 1900 \text{ kg/cm}^2 = 190000 \text{ KN/m}^2$.
 - + Trọng lượng riêng $\gamma = 7.85 \text{ T/m}^3 = 78.5 \text{ KN/m}^3$.
- Chiều dài tính toán dàn cầu $L = 83.0$ m.

1. Tính toán kết cấu phần trên

- Trọng lượng dàn chủ được tính bằng công thức

$$g = \frac{a \times n_h \times k + [n_1 \times g_{mc} + n_2 \times (g_{mc}^d + g_{lk})] \times b}{\frac{R}{\gamma} - n_2 \times b \times l} \times l$$

Trong đó:

+g - Trọng lượng giàn chủ trên một mét dài.

+k - Tải trọng phân bố đều của hoạt tải có kể đến hệ số xung kích và

HSPPN.

$$k = (1 + IM) \times \eta \times \beta \times k_{td} + 0.3\eta_T$$

Với k_{td} - Tải trọng tương đương của một làn xe ô tô tra với bảng tam giác có đỉnh ở $\frac{1}{4}$ nhịp :

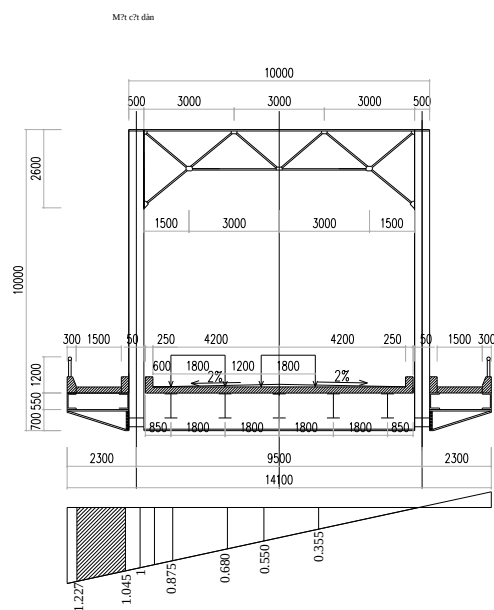
η - hệ số phân phối ngang của ô tô

β - hệ số làn xe

 $\beta = 1.0$ (hai làn xe)

η_T - hệ số phân bố ngang của người đi bộ

$(1 + IM)$ - là hệ số xung kích, $(1 + IM) = 1.25$



1.1. Tính toán hệ số phân bố ngang của giàn chủ

-Ta tính được hệ số phân phối ngang là:

$$\text{Xe HL93: } \eta_{\text{HL93}} = 0.5 \times \sum y_i = 0.5 \times (0.875 + 0.680 + 0.550 + 0.355) = 1.23$$

$$\text{Người đi : } \eta_{\text{ng}} = [(y'_2 + y'_1)/2] \times 1.0 = [(1.227 + 1.045)/2] \times 1.0 = 1.136$$

→ Tổng tải trọng tương đương (hệ cả hệ số phân phối ngang và hệ số xung kích):

$$k = (1 + \text{IM}) \cdot \eta \cdot \beta \cdot k_{\text{td}} + 0.3 \eta_T$$

$$\rightarrow k = 1.25 \times 1.23 \times 1.0 \times 7.11 + 0.3 \times 1.136 = 11.27 \text{ (KN/m)}$$

+ n_h - Hệ số vượt tải của hoạt tải $n_h = 1.75$ (ô tô)

+ g_{mc} - trọng lượng phân bố đều của lớp mặt đường trên 1 m chiều dài giàn.

Tính đều cho các giàn chủ.

$$\rightarrow g_{\text{mc}} = 0.12 \times (8 + 2 \times 1.0) \times 24 = 28.8 \text{ (KN/m)}.$$

+ n_1 - hệ số vượt tải của g_{mc} lấy $n_1 = 1.5$

+ g_{dmc} - Tải trọng phân bố đều trên 1 m dài do trọng lượng của hệ mặt cầu (dầm dọc, dầm ngang, bản mặt cầu) và kết cấu đường người đi bộ, tính đều cho các giàn chủ.

$$g_{\text{dmc}} = g_{\text{dng}} + g_{\text{dd}} + g_{\text{bmc}}$$

Với : $g_{\text{dng}} + g_{\text{dd}} = 0.5 \text{ T/m} = 5 \text{ KN/m}$ (tính cho một giàn chủ).

$$g_{\text{bmc}} = \frac{0.12 \times 24 \times (8 + 2 \times 1.0)}{2} = 14.4 \text{ (KN/m)}. \text{ (Tính cho một giàn chủ).}$$

$$\rightarrow g_{\text{dmc}} = 5.0 + 14.4 = 19.4 \text{ (KN/m)}.$$

+ g_{lk} - Tải trọng phân bố đều trên 1 m dài do trọng lượng của hệ liên kết.

+ n_2 - Hệ số vượt tải đối với phần tĩnh tải còn lại $n_2 = 1.1$

+ R - Cường độ tính toán của vật liệu. Đối với thép AII, $R_o = 270000 \text{ KN/m}^2$.

+ γ - Trọng lượng riêng của thép $= 7.85 \text{ (T/m}^3\text{)} = 78.5 \text{ (KN/m}^3\text{)}$.

+ l - Chiều dài nhịp tính toán của giàn.

+a, b - hệ số đặc trưng trọng lượng.

Sơ bộ có thể lấy $a = b = 3.5$

$$g = \frac{a \times n_h \times k + [n_1 \times g_{bmc} + n_2 \times (g_{dmc} + g_{lk})] \times b}{\frac{R}{\gamma} - n_2 \times b \times l} \times l$$

$$\Rightarrow g_g = \frac{3.5 \times 1.75 \times 11.27 + [1.5 \times 14.4 + 1.1 \times 19.4] \times 3.5}{\frac{190000}{78.5} - 1.1 \times 3.5 \times 83} \times 83 = 9.27 \text{ (KN/m)}.$$

Trọng lượng thép của toàn bộ kết cấu nhịp:

- Trọng lượng thép của giàn:

$$g_g = 9.27 \times 2 \times 5 \times 2 \times 88 = 16318.40 \text{ (KN)}.$$

- Trọng lượng thép của hệ liên kết:

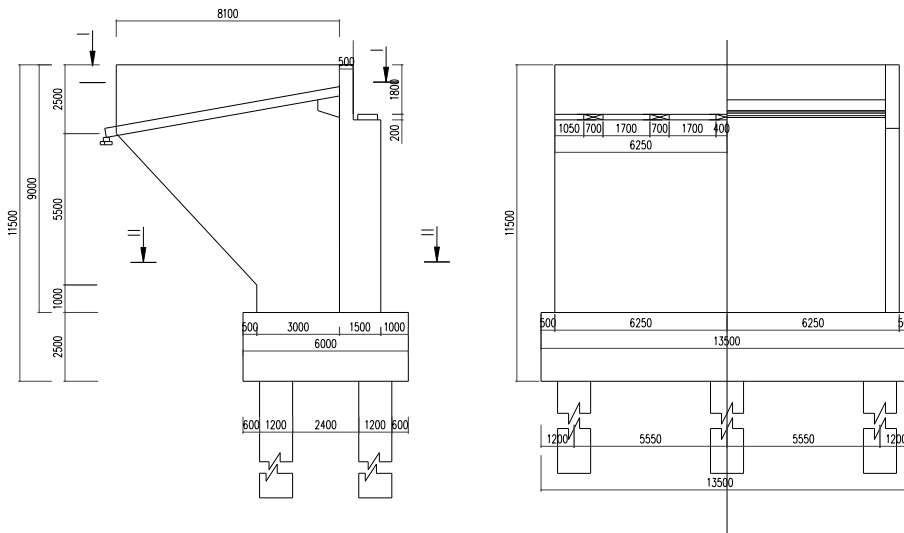
$$g_{lk} = 0.1 \times g_g = 0.1 \times 16318.40 = 1631.84 \text{ (KN)}.$$

Toàn bộ khối lượng thép là: $G = 16318.40 + 1631.84 = 17950.24 \text{ (KN)}.$

2 Tính toán khối lượng móng móng và trụ cầu

2.1 Móng móng M_1

2.1.1 Khối lượng móng cầu:



- Thể tích tường cánh:

Chiều dày tường cánh : $d = 0,5 \text{ m}$

$$V_{tc} = 2.(3.0 \times 4.2 + 5.2 \times 1.5 + 1/2 \times 2.2 \times 4.2) \times 0.5 = 25.02 \text{ (m}^3\text{)}.$$

- Thể tích thân mố:

$$V_{th} = 10.0 \times 1.5 \times 4.0 + 0.3 \times 1.7 \times 10 = 65.10 \text{ (m}^3\text{)}.$$

- Thể tích bệ mố:

$$V_b = 2.0 \times 11.0 \times 6.0 = 132 \text{ (m}^3\text{)}.$$

- Thể tích đá tảng:

$$V_{dt} = 0.2 \times 1.0 \times 1.0 = 0.2 \text{ (m}^3\text{)}.$$

=> Khối lượng 01 mố cầu:

$$V_{mố} = V_{tc} + V_{th} + V_b + V_{dt} = 25.02 + 65.10 + 132 + 0.2 = 222.32 \text{ (m}^3\text{)}.$$

$$G_{mố} = 222.32 \times 24 = 5335.68 \text{ (KN)}.$$

2.1.2 Xác định tải trọng tác dụng lên mố:

- Tĩnh tải:

$$DC = P_{mố} + (G_d + g_{lc} + g_{dmc} + g_{gc}) \times \omega$$

$$= 5335.68 + (386.76 + 7.35 + 19.4 + 3.3) \times 1/2 \times 1 \times 83 = 23675.32 \text{ (KN)}.$$

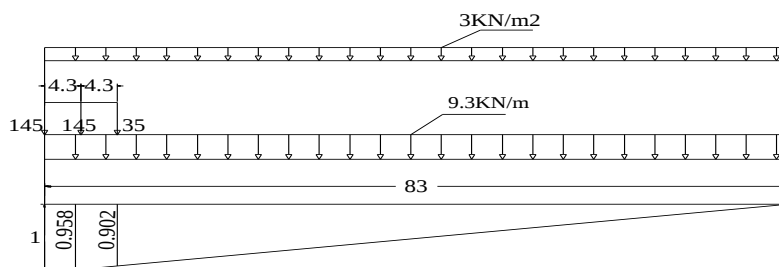
$$DW = g_{lp} \times \omega = 28.8 \times 1/2 \times 1 \times 83 = 1267.2 \text{ (KN)}.$$

- Hoạt tải: xét 3 tổ hợp tải trọng tác dụng lên mố như sau:

+ Xe tải 3 trục và tải trọng làn (A_1)

+ Xe tải 2 trục và tải trọng làn (A_2)

- Xét tổ hợp tải trọng A_1



THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

- Với tổ hợp A_1 (xe tải thiết kế+tải trọng làn+người đi bộ):

$$LL = n \times m \times \left(1 + \frac{IM}{100}\right) \times (p_i \times y_i) + n \times m \times W_{lan} \times \omega$$

$$PL = 2P_{ng} \times \omega$$

Trong đó

n : số làn xe $n = 2$

m : hệ số làn xe $m = 1$

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

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

ω : diện tích đường ảnh hưởng.

W_{lan} , P_{ng} : tải trọng làn và tải trọng người.

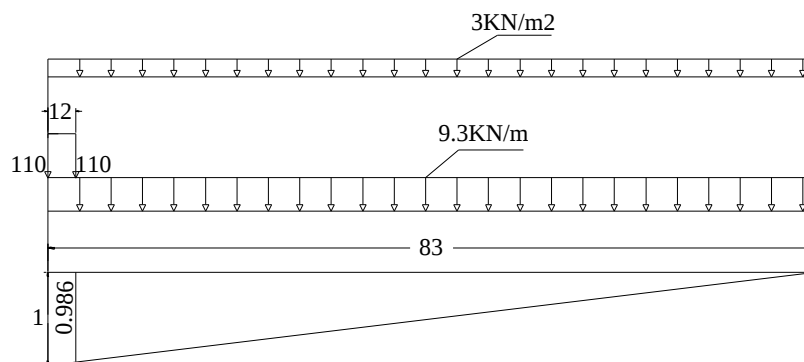
$W_{lan} = 9.3 \text{ KN/m}$, $P_{ng} = 3 \text{ KN/m}$.

$$LL^{Tr} = 2 \times 1 \times 1 \times (145 \times 1 + 145 \times 0.958 + 35 \times 0.902) + 2 \times 1 \times 9.3 \times 1 / 2 \times 1 \times 83$$

$$LL^{Tr} = 1449.36 \text{ (KN)}.$$

$$PL = 2 \times 4.5 \times 1/2 \times 1 \times 83 = 264 \text{ (KN)}.$$

• Xét tổ hợp tải trọng A_2



$$LL^{Tad} = 2 \times 1 \times 1 \times (110 \times 1 + 110 \times 0.986) + 2 \times 1 \times 9.3 \times 1 / 2 \times 1 \times 83 = 1255.32 \text{ (KN)}.$$

$$PL = 2 \times 4.5 \times 1/2 \times 1 \times 83 = 264 \text{ (KN)}.$$

Vậy tổ hợp HL được chọn làm thiết kế là:

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

$$LL = \max (LL^{tr}; LL^{Tad}) = 1449.36 \text{ (KN)}.$$

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

Nội lực	Nguyên nhân				TTGH
	DC ($\gamma_D=1.25$)	DW ($\gamma_W=1.5$)	LL ($\gamma_{LL}=1.75$)	PL ($\gamma_{PL}=1.75$)	
P(kN)	23675.32	1267.2	1449.36	264	34493.33

Xác định số lượng cọc trong móng:

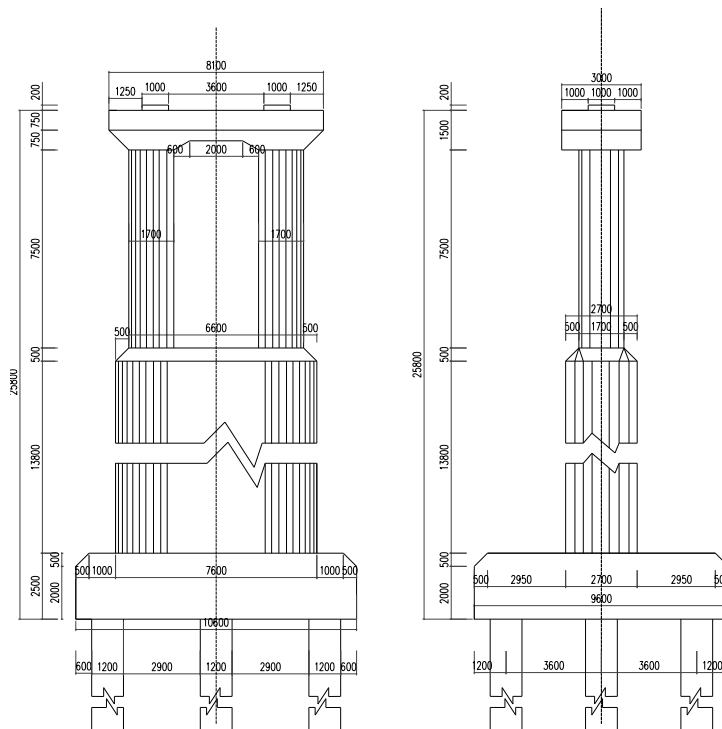
Công thức tính toán:

$$n = 2 \times \frac{P_m}{N_c} = 1.5 \times \frac{34493.33}{15196.55} = 3.4 \text{ (cọc)}.$$

Vậy ta chọn số lượng cọc trong một móng là 6 cọc (1.5 là hệ số xét đến lực ngang).

2.2 Móng trụ cầu:

2.2.1 Khối lượng trụ cầu:



THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

- Thể tích đỉnh trụ: $V_d = 11 \times 0.75 \times 2.5 + 0.6 \times 10 \times 2.5 = 35.625 \text{ (m}^3\text{)}.$

- Thể tích thân trụ trên: $V_{tht} = 2 \times 3.14 \times \frac{2.0^2}{4} \times 7.5 = 47.1 \text{ (m}^3\text{)}.$

- Thể tích thân trụ dưới:

$$V_{thd} = \frac{1}{2} \times 2 \times 3.14 \times \frac{1.25^2}{4} \times 9.30 + 7.7 \times 2.5 \times 9.30 = 190.432 \text{ (m}^3\text{)}.$$

- Thể tích phần vút :

$$V_{vút} = \frac{1}{2} \times 2 \times 3.14 \times \frac{1.25^2}{4} \times 0.2 + 7.7 \times 2.5 \times 0.2 = 4.095 \text{ (m}^3\text{)}.$$

- Thể tích bệ trụ: $V_{bệ} = 2.5 \times 13.2 \times 6 + 1/2 \times 12.60 \times 5.5 = 231.15 \text{ (m}^3\text{)}.$

- Thể tích đá tảng : $V_{dt} = 0.2 \times 0.6 \times 0.6 = 0.072 \text{ (m}^3\text{)}.$

- Tổng thể tích trụ:

$$V_{trụ} = 35.625 + 47.1 + 190.432 + 4.095 + 231.15 + 0.072 = 508.474 \text{ (m}^3\text{)}.$$

- Khối lượng trụ: $G_{trụ} = 508.474 \times 24 = 12203.376 \text{ (kN)}.$

2.2.2 Xác định tải trọng tác dụng lên trụ:

- Đường ảnh hưởng tải trọng tác dụng lên trụ:

- Tĩnh tải:

$$DC = P_{mố} + (G_d + g_{lc} + g_{dmc} + g_{gc}) \times \omega$$

$$= 12203.376 + (386.76 + 7.35 + 19.4 + 3.3) \times 1/2 \times 1 \times 166 = 48882.656 \text{ (kN)}.$$

$$DW = g_{lp} \times \omega = 2 \times 28.8 \times 1/2 \times 1 \times 166 = 5068.8 \text{ (kN)}.$$

- Hoạt tải: xét 3 tổ hợp tải trọng tác dụng lên mố như sau

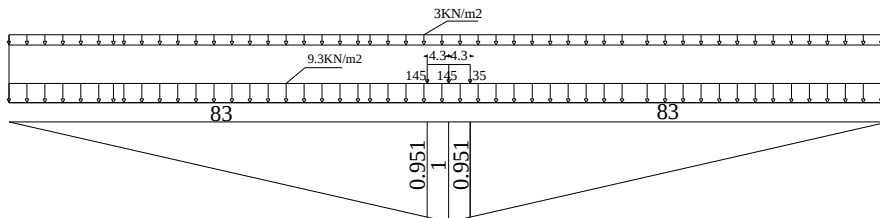
+ Xe tải 3 trục và tải trọng làn (A_1)

+ Xe tải 2 trục và tải trọng làn (A_2)

+ 90% tải trọng 2 Xe tải 3 trục đặt cách nhau 15 m và tải trọng làn (A_3)

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

- Xét tổ hợp tải trọng A_1



- Với tổ hợp A_1 (xe tải thiết kế+tải trọng làn+người đi bộ):

$$LL = n \times m \times \left(1 + \frac{IM}{100} \right) \times (p_i \times y_i) + n \times m \times W_{lan} \times \omega$$

$$PL = 2P_{ng\ddot{u}oi} \times \omega$$

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 $(1+IM/100) = 1$.

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

ω : diện tích đường ảnh hưởng.

W_{lan} , $P_{ng\ddot{u}oi}$: tải trọng làn và tải trọng người.

$$W_{lan} = 0.93 \text{ kN/m}, P_{ng\ddot{u}oi} = 0.30 \text{ kN/m}$$

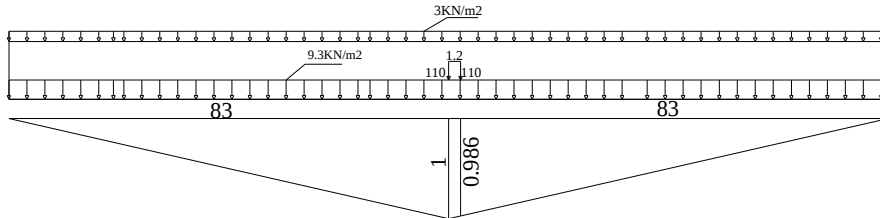
$$LL^{Tr} = 2 \times 1 \times 1 \times (145 \times 1 + 145 \times 0.951 + 35 \times 0.951) + 2 \times 1 \times 9.3 \times 1 / 2 \times 1 \times 166$$

$$LL^{Tr} = 2269.16 \text{ (KN)}.$$

$$PL = 2 \times 4.5 \times 1/2 \times 1 \times 166 = 528 \text{ (KN)}.$$

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

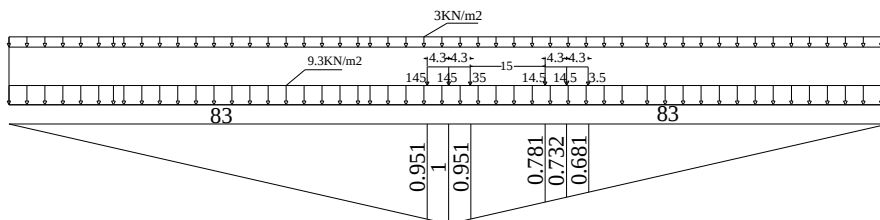
- Xét tổ hợp tải trọng A_2



$$LL^{Tad} = 2 \times 1 \times 1 \times (110 \times 1 + 110 \times 0.986) + 2 \times 1 \times 9.3 \times 1/2 \times 1 \times 176 = 2073.72 \text{ (KN)}.$$

$$PL = 2 \times 4.5 \times 1/2 \times 1 \times 166 = 528 \text{ (KN)}.$$

- Xét tổ hợp tải trọng A_3



$$LL^{Tr}_{A3} = 2 \times 1 \times 1 \times [145 \times (1 + 0.951 + 0.781 + 0.732) + 35 \times (0.951 + 0.681)] + 2 \times 1 \times 9.3 \times 1/2 \times 1 \times 166 = 2755.6 \text{ (KN)}.$$

$$LL_{A3} = 0.9 \times LL = 0.9 \times 2755.6 = 2480.04 \text{ (KN)}.$$

$$PL = 2 \times 4.5 \times 1/2 \times 1 \times 166 = 528 \text{ (KN)}.$$

Vậy tổ hợp HL được chọn làm thiết kế:

$$LL = \max (LL^{Tr}; LL^{Tad}; LL^{Tr}_{A3}) = 2480.04 \text{ (T)}.$$

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

Nội lực	Nguyên nhân				TTGH
	DC	DW	LL	PL	Cường độ I
	($\gamma_D=1.25$)	($\gamma_W=1.5$)	($\gamma_{LL}=1.75$)	($\gamma_{PL}=1.75$)	
P(kN)	48882.656	5068.8	2480.04	528	73970.59

2.2.3 Xác định số lượng cọc trong móng:

Công thức tính toán:

$$n = 1.5 \times \frac{P_m}{N_c} = 1.5 \times \frac{73970.59}{19664.46} = 7.30 \text{ (cọc)}.$$

Vậy ta chọn số lượng cọc trong một móng là 8 cọc (1.5 là hệ số xét đến lực ngang).

2.3 Dự kiến phương án thi công:

a. Thi công móng cầu

Bước 1 : San ủi mặt bằng, định vị tim móng.

Bước 2 : Thi công cọc khoan nhồi :

- Xác định vị trí tim các cọc tại móng móng.
- Dùng giá khoan Leffer hạ ống vách thi công cọc khoan nhồi.
- Lắp đặt hệ thống cung cấp dung dịch Bentonite, hệ thống bơm thải vữa mùn khi khoan cọc.

- Dùng máy khoan tiến hành khoan cọc.

- Hạ lồng cốt thép, đổ bê tông cọc.

Bước 3 : Đào đất hố móng:

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

Bước 4: Thi công bệ móng, thân móng, tường cánh:

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

Bước 5 : Hoàn thiện móng:

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

b.Thi công trụ

Bước 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 thấp.

- Dựng giá khoan Leffer hạ ống vách thi công cọc khoan nhồi.

Bước 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.

Bước 3 : Thi công vòng vây cọc ván:

- Định vị khu vực đóng vòng vây cọc ván.
- 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.

Bước 4 : Thi công bệ móng:

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

Bước 5: Thi công thân trụ:

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

Bước 6: Hoàn thiện trụ:

- Hoàn thiện tháo dỡ giàn giáo ván khuôn.

- Giải phóng lòng sông.

c. Thi công kết cấu nhịp

Bước 1: Giai đoạn chuẩn bị:

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

Bước 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 được chở ra vị trí lắp hẫng bằng hệ ray.

Bước 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 dàn còn lại của nhịp tiếp theo.

Bước 4: Hợp long nhịp giữa.

- Hợp long các khoang giàn lắp hẫng từ hai mố trụ giữa.

Bước 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.
- Hoàn thiện toàn cầu, thu dọn công trường, thanh thải lòng sông.

III. LẬP TỔNG MỨC ĐẦU TƯ

Bảng thông kê vật liệu phương án cầu giàn thép

T	Hạng mục	Đơn vị	Khối lượng	Đơn giá (đ)	Thành tiền (đ)
I	Kết cấu phần trên	đ			46,472,694,840
1	Khối lượng thép dàn và hệ liên kết	kN	1957.0056	24,000,000	43,080,576,000
2	Khối lượng BT bản mặt cầu	m ³	902	2,000,000	1,804,000,000
3	Bê tông át phan mặt cầu	m ³	284.13	2,000,000	568,260,000
4	Bê tông lan can, gờ chắn	m ³	208.9	2,000,000	417,800,000
5	Cốt thép lan can	m ³	31.335	15,000,000	470,025,000
6	Gối dàn thép	Bộ	12	1,000,000	12,000,000
7	Khe co giãn loại lớn 10cm	m	12	3,000,000	36,000,000
8	Lớp phòng nước	m ²	397.782	120,000	47,733,840
9	ống thoát nước	ống	22	150,000	3,300,000
10	Đèn chiếu sáng	Cột	11	3,000,000	33,000,000
II	Kết cấu phần dưới	đ			18,276,035,000
1	Bê tông móng	m ³	1067.14	2,000,000	2,134,280,000
2	Bê tông trụ	m ³	2440.68	2,000,000	4,881,360,000
3	Cốt thép móng	T	111	15,000,000	2,401,065,000
4	Cốt thép trụ	T	305	15,000,000	5,491,530,000
5	Cọc khoan nhồi D = 1.2m	m	672	5,000,000	3,360,000,000
6	Công trình phụ trợ	%	20	1+2+3+4	7,800,000

	Đường hai đầu cầu				680,707,440
1	Đắp đất	m ³	2031.12	62,000	125,929,440
2	Móng + mặt đường	m ²	1499.4	370,000	554,778,000
AI	GT dự toán xây lắp chính	đ	I+II+III		65,429,437,280
AII	Giá trị xây lắp khác	%	15	AI	9,814,415,592
A	Giá trị dự toán xây lắp	đ	AI+AII		75,243,852,872
B	Chi phí khác	%	10	A	7,524,385,287
C	Trượt giá	%	3	A	2,257,315,586
D	Dự phòng	%	5	A+B	4,138,411,908
	Tổng mức đầu tư	đ	A+B+C+D		89,163,965,653
	Đơn giá trên 1m2 mặt cầu	đ			15,690,699

IV. SO SÁNH CÁC PHƯƠNG ÁN VÀ LỰA CHỌN

IV.1 Phương án cầu BTCT UST 3 nhịp liên tục + dầm dẫn.(64+92+64)

IV.1.1 ưu điểm:

Công nghệ thi công hiện đại phù hợp với công nghệ thi công hiện nay, không ảnh hưởng và phụ thuộc địa hình, điều kiện thông thuyền.

Không cần mặt bằng thi công rộng do đúc hẫng tại chỗ.

Đã được đúc rút kinh nghiệm qua nhiều cầu lớn liên tục thi công trước nên cán bộ, công nhân có nhiều kinh nghiệm và trình độ thực tiễn cao.

Hình dạng đảm bảo tính thẩm mỹ cao, phù hợp với cảnh quan, kiến trúc.

Giá thành xây dựng thấp nhất trong 3 phương án được đem ra so sánh.

IV.1.2 Nhược điểm:

Dùng vật liệu bê tông nên trọng lượng bản thân tương đối lớn.

Khi dùng vượt nhịp lớn thì chiều cao kiến trúc cao, chiều cao đất đắp lớn.

Có nhiều khe co giãn, đường đàn hồi không liên tục dẫn tới xe chạy không êm thuận do có nhiều nhịp đơn giản.

IV.2 Phương án cầu BTCT UST 3 nhịp liên tục (53+81+53).

IV.2.1 ưu điểm:

Công nghệ thi công hiện đại phù hợp với công nghệ thi công hiện nay, không ảnh hưởng và phụ thuộc địa hình, điều kiện thông thuyền.

Không cần mặt bằng thi công rộng do đúc hẫng tại chỗ.

Đã được đúc rút kinh nghiệm qua nhiều cầu lớn liên tục thi công trước nên cán bộ, công nhân có nhiều kinh nghiệm và trình độ thực tiễn cao.

Hình dạng đảm bảo tính thẩm mỹ cao, phù hợp với cảnh quan, kiến trúc.

IV.1.2 Nhược điểm:

Dùng vật liệu bê tông nên trọng lượng bản thân tương đối lớn.

Khi dùng vượt nhịp lớn thì chiều cao kiến trúc cao, chiều cao đất đắp lớn.

Có giá thành cao nhất trong 3 phương án được đem ra so sánh.

IV.3 Phương án cầu giàn thép

IV.3.1 Ưu điểm:

Tiến độ thi công nhanh do khối lượng sản xuất tại xưởng tương đối nhiều.

Kết cấu cầu và công nghệ thi công hiện đại phù hợp với công nghệ thi công hiện nay, không ảnh hưởng và phụ thuộc vào địa hình hay điều kiện thông thuyền.

Giá thành xây dựng tương đối thấp.

Không cần mặt bằng thi công rộng do đúc nửa hẫng tại chỗ.

IV.2.2 Nhược điểm:

Có nhiều khe biến dạng, đường đàn hồi gãy khúc khiến cho mặt cầu kém êm thuận.

Công tác duy tu bảo dưỡng phải thường xuyên liên tục, tốn kém do khí hậu Việt Nam có độ ẩm cao.

Khi thông xe gây nhiều tiếng ồn.

IV.4 Lựa chọn phương án và kiến nghị

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

Dựa trên nhiệm vụ của đồ án tốt nghiệp.

Kiến nghị: Xây dựng cầu theo phương án cầu BTCT UST 3 nhịp liên tục + dầm dẫn với các nội dung sau:

IV.4.1. Vị trí xây dựng

Lý trình: Km0 +10 đến Km0 + 460.

IV.4.2. Qui mô và tiêu chuẩn

Cầu vĩnh cửu bằng BTCT UST và BTCT thường.

Khổ thông thuyền ứng với sông cấp II là: B = 60m và H = 9m.

Khổ cầu: B = 9.0 + 2x1.5 m.

Tải trọng: xe HL93 và tải trọng người 300kg/m² hay 3KN/m².

Tần suất lực thiết kế: P = 1%.

Quy phạm thiết kế: quy trình thiết kế cầu công theo trạng thái giới hạn 22TCN – 272-05 của Bộ GTVT.

IV.4.3. Tiến độ thi công

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

IV.4.4. Kinh phí xây dựng

Theo kết quả tính toán trong phần tính tổng mức đầu tư ta dự kiến kinh phí xây dựng cầu qua sông Vàm Cỏ Tây- Tây An theo phương án kiến nghị vào khoảng 217,762,524,563đồng.

IV.4.5. Nguồn vốn

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

PHẦN III
THIẾT KẾ KỸ THUẬT

CHƯƠNG I:

GIỚI THIỆU CHUNG VỀ PHƯƠNG ÁN THIẾT KẾ

Sơ đồ kết cấu: 33 + 33 + 33 + 64 + 92 + 64 + 33 + 33 + 33. Tổng chiều dài cầu tính đến đuôi 2 mố là 436 m.

Chiều cao dầm: Tại vị trí trụ $H = 5.5$ m, $h = 2.6$ m

- Phần đáy dầm có dạng đường cong parabol: $y = \frac{(H-h)}{L^2}x^2 + h$ với L là chiều dài cánh hẫng cong.

- Phần mặt cầu cong đều theo đường tròn bán kính $R = 4500$ m.

Tiết diện ngang của dầm hộp:

- Dầm liên tục có mặt cắt ngang là một hộp đơn thành nghiêng so với phương thẳng đứng một góc $1/7$, 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 tiếp giáp với sườn dầm: 60 cm

- Chiều dày bản mặt cầu tại vị trí giữa nhịp: 25 cm, có đoạn vát về sườn 150 cm.

- Chiều dày sườn dầm: 50 cm.

- Chiều dày bản đáy hộp của nhịp tại trụ là 90 cm, tại giữa nhịp là 30 cm và thay đổi trên chiều dài nhịp theo đường parabol như mặt đáy.

- Phần trên đỉnh trụ được thiết kế đặc, bề rộng theo phương ngang là 6 m, có để lối thông kích thước 1.2×1.8 m và được tạo vát 30×30 cm ở trên.

Cấu tạo mặt cầu:

- Mặt cầu được thiết kế theo đường cong bán kính 4500 m.

- Độ dốc ngang cầu là 2% về hai phía.

- Lớp phủ mặt cầu gồm 5 lớp: Lớp bê tông atfalt: 5 cm; Lớp bảo vệ: 4 cm; Lớp phòng nước: 1 cm; Đệm xi măng: 1 cm; Lớp tạo độ dốc ngang: 1.0 - 12 cm

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

Cầu tạo trụ:

- Thân trụ rộng 3 m theo phương dọc cầu và 9 m theo phương ngang cầu và được vuốt tròn theo đường tròn bán kính $R = 1.75 \text{ m}$.
- Bệ móng cao 2.5m, rộng 10.6 m theo phương ngang cầu, 9.6 m theo phương dọc cầu và đặt dưới lớp đất phủ (dự đoán là đường xói chung).
- Dùng cọc khoan nhồi D120cm, mũi cọc đặt vào lớp đá sạn cát không phong hóa, chiều dài cọc là 30 m.

Cầu tạo mố:

- Dạng mố nặng chữ U có tường cánh ngược bê tông cốt thép.
- Bệ móng mố cao 2.5m, dày 6.0 m, dài 8.1 m, rộng 13.5m được đặt dưới lớp đất phủ.
- Dùng cọc khoan nhồi D120cm, mũi cọc đặt vào lớp sỏi sạn cát, chiều dài cọc là 30m.

CHƯƠNG II:

TÍNH CHẤT VẬT LIỆU VÀ TẢI TRỌNG THIẾT KẾ

I. VẬT LIỆU:

I.1. Bê tông:

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

Hệ số giãn nở nhiệt của bê tông tỷ trọng thường $10.8 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ (5.4.2.2)

Hệ số Poisson 0.2 (5.4.2.5)

Mô đun đàn hồi của BT tỷ trọng thường lấy như sau: $E_c = 0.043 \times \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$
(5.4.2.4)

Trong đó:

γ_c = tỷ trọng của bê tông (kg/m^3).

f'_c = Cường độ quy 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 BT làm trụ cầu dẫn, trụ chính, móng bản quá độ, sau 28 ngày:

$$f'_c = 30 \text{MPa}.$$

Cường độ chịu kéo khi uốn của bê tông tỷ trọng thường: $f_t = 0.63 \sqrt{f'_c}$
(5.4.2.6)

Đối với các ứng suất tạm thời trước mất mát:

(5.9.4.1)

- Giới hạn ứng suất nén của cấu kiện bê tông căng sau, bao gồm các cầu

$$\text{XD phân đoạn: } 0.60 f'_{ci}$$

- 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 UST (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 : $0.45f_c$ (MPa)

- Giới hạn ứng suất kéo của bê tông : $0.50\sqrt{f_c}$ (cần xây dựng phân đoạn)

Tỷ số giữa chiều cao vùng chịu nén có ứng suất phân bố đều tương đương được giả định ở TTGH cường độ trên chiều cao vùng nén thực (5.7.2.2) là:

Độ ẩm trung bình hàng năm: $H = 82\%$.

1.2. Thép thường (A5.5.3)

Thép sử dụng là cốt thép có gai.

Mô đun đàn hồi của thép thường: $E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa.}$

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

1.3. Thép ứng suất trước

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

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

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

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

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

Loại tạo 12.7mm và 15.2mm.

Hệ số ma sát của tạo thép với ống bọc (ống thép mạ cứng) $\mu = 0.2$

(5.9.5.2.2b-1)

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

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

II. HOẠT TẢI THIẾT KẾ(3.6.1.2)

Hoạt tải xe ô tô trên mặt cầu hay kết cấu phụ trợ được đặt tên là HL-93, gồm tổ hợp:

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

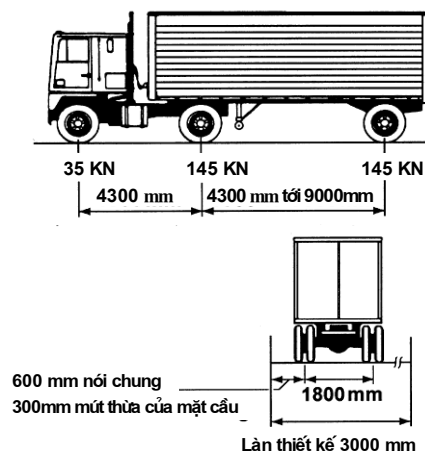
Trừ trường hợp qui định trong điều (3.6.1.3.1), mỗi làn thiết kế được xem xét phải được bố trí hoặc xe tải thiết kế hoặc xe hai trục (Tandem) chồng với tải trọng làn khi áp dụng được. Tải trọng được giả thiết chiếm 3000mm theo chiều ngang một làn thiết kế.

Ngoài ra còn có tải trọng người đi bộ 3KN/m^2 .

II.1. Xe tải thiết kế

Trọng lượng và khoảng cách các trục và bánh xe của tải thiết kế phải lấy theo hình dưới, lực xung kích lấy theo điều 3.6.2.

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



II.2. Xe hai trục thiết kế

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

II.3. Tải trọng làn thiết kế

Tải trọng làn thiết kế gồm tải trọng 9.3kN/m phân bố đều theo chiều dọc. Theo chiều ngang cầu được giả thiết phân bố đều trên chiều rộng 3000mm. Hiệu ứng lực của tải trọng làn thiết kế không xét lực xung kích.

CHƯƠNG III:

TÍNH TOÁN BẢN MẶT CẦU

I. THIẾT KẾ CẦU TẠO MẶT CẦU

1.1. Cấu tạo của bản mặt cầu

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

(9.7.1.1)

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

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

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

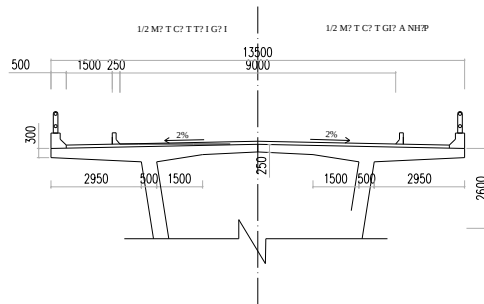
Chiều dài nhịp của bản L lấy tại giữa nhịp là lớn nhất nên trong đồ án này thiết kế bản tại giữa nhịp.

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

- Chiều dày bản tại giữa nhịp là 25cm.
- Chiều dày bản tại vị trí tiếp giáp với sườn dầm là 50cm.
- Chiều dày bản tại vị trí mép là 30cm (bố trí neo của cáp căng ngang).

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

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN



Lan can được xây dựng liền với bản mặt cầu.

I.2. Cấu tạo lớp mặt cầu

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

Bê tông asphăng 50mm

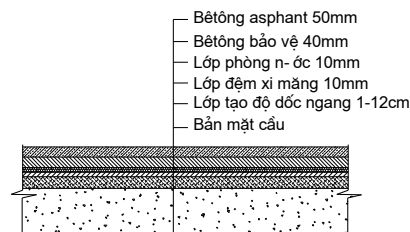
Lớp bê tông bảo vệ có lưới thép 40mm

Lớp phòng nước 10mm

Lớp đệm xi măng 10mm

Lớp đệm vữa tạo độ dốc 1÷12cm, trung bình 6cm

Bản mặt cầu



Cấu tạo chung lớp mặt cầu

II. PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN NỘI LỰC:

Do bản mặt cầu được cấu tạo liền khối với sườn dầm không bố trí bản chắn ngang nên chỉ tồn tại liên kết theo phương dọc cầu áp dụng phương pháp tính toán gần đúng theo Điều 4.6.2(AASHTO-98).

Phương pháp phân tích gần đúng trong đó bản mặt cầu được chia thành những dải nhỏ vuông góc với cầu kiện đỡ. Khi áp dụng phương pháp dải thì phải

lấy mô men dương cực trị trong bất cứ panel sàn giữa các dầm để đặt tải cho tất cả các vùng có mô men dương, tương 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 tình tải gây ra, ta phân tích một dải bản rộng 1m theo phương dọc cầu.

III. SƠ ĐỒ TÍNH:

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

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

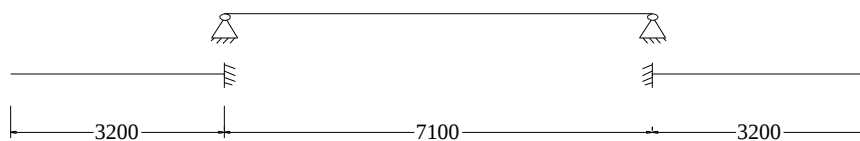
Quan niệm như một dầm giản đơn, hai đầu khớp, nhịp của bản là khoảng cách từ tim đến tim của cầu kiện đỡ. Sau khi tính được mômen giữa nhịp ta nhân với các hệ số kể đến ngàm sẽ ra được mô men tại ngàm và giữa nhịp.

Hệ số đó lấy như 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 như dầm giản đơn tương ứng.



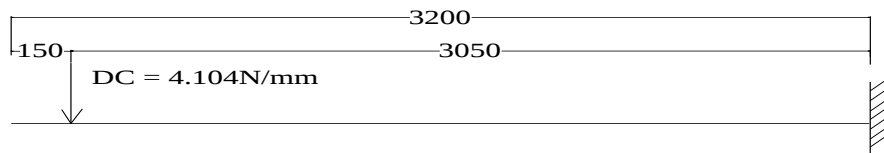
IV. TÍNH TOÁN NỘI LỰC

A. BẢN MÚT THỪA:

Tải trọng tác dụng:

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

1. Do lan can



Coi là tải trọng tập trung có trọng lượng (đã tính ở phần sơ bộ):

$$DC_2 = (0.25 \times 0.5 + 0.5 \times 0.35 \times 0.05 + 0.05 \times 0.25/2 + 0.5 \times 0.2 \times 0.25/2 + 0.25 \times 0.075) = 0.171 \text{ (m}^2\text{)}.$$

$$P_b = 2400 \text{ kg/m}^3 \times 10 \text{ N/kg} \times 0.171 \text{ m}^2 = 4104 \text{ (N/m)} = 4.104 \text{ (N/mm)}.$$

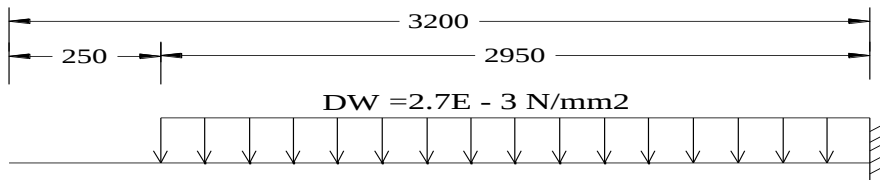
Lan can coi là tải trọng tập trung đặt tại trọng tâm của lan can $P_b = 4.104 \text{ N/mm}$, cách mép ngoài lan can là 100 mm $\rightarrow$ cách mép bản tính toán là 150 mm

$$\rightarrow \text{cách ngàm là } 3200 - 150 = 3050 \text{ (mm)}$$

$$M_{DC2} = - 4.104 \times 3050 = - 12517.2 \text{ (Nmm/mm)} = -12.517 \text{ (KNm/m)}.$$

$$V_{DC2} = -P_b = - 4.104 \text{ N/mm} = - 4.104 \text{ (KN/m)}.$$

2. Do lớp mặt cầu



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

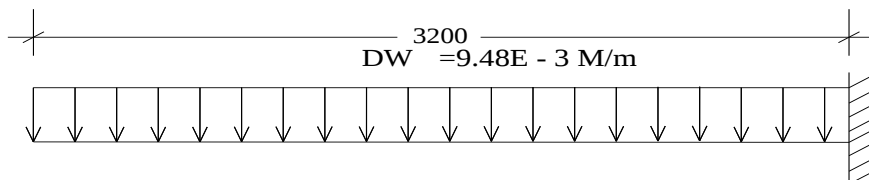
$$w_{DW} = 2950 \times 10 \times 0.12 = 3500 \text{ (N/m}^2\text{)} = 3.5 \times 10^{-3} \text{ (N/mm}^2\text{)}.$$

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 $L = 3200 - 250 = 2950 \text{ (mm.)}$

$$M_{DW} = - 3.5 \times 10^{-3} \times 2950^2/2 = - 11748.4 \text{ (Nmm/mm)} = - 11.748 \text{ (KNm/m)}.$$

$$V_{DW} = - 3.5 \times 10^{-3} \times 2950 = - 7965 \text{ (N/mm)} = - 7.965 \text{ (KN/m)}.$$

3. Do bản bê tông



Coi là tải trọng phân bố đều có bề dày trung bình: 395(mm)

$$DC_1 = 2400 \times 10 \times 0.395 = 9480 \text{ (N/m}^2\text{)} = 9.48 \times 10^{-3} \text{ (N/mm}^2\text{)}.$$

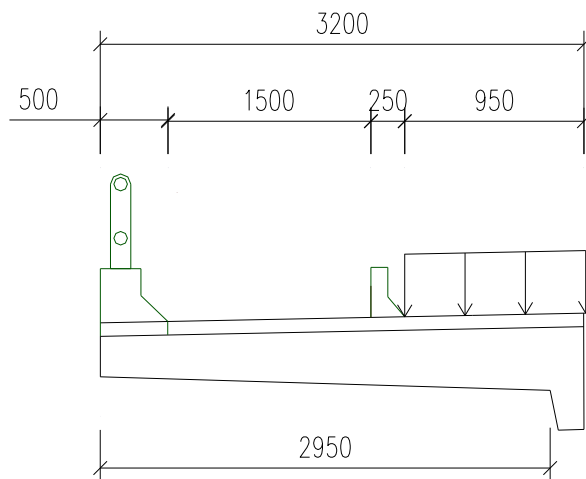
Bản bê tông là tải trọng phân bố đều trên toàn bộ phần hẫng

$$M_{DC1} = - 9.48 \times 10^{-3} \times 3200^2/2 = - 48537.6 \text{ (Nmm/mm)} = - 48.537 \text{ (KNm/m)}.$$

$$V_{DC1} = - 9.48 \times 10^{-3} \times 3200 = - 30.34 \text{ (Nmm/mm)} = - 30.34 \text{ (KN/m)}.$$

IV.1.5. Do hoạt tải xe:

Bề rộng của phần đường bộ hành là 1500mm, dải phân cách bằng bê tông là 250mm nên xe tải không vi phạm phần đường bộ hành, phần hằng chịu tải trọng xe tải tác dụng lên là 950mm.



Hoạt tải tác dụng lên phần hằng

Phần hằng $1140 + 0,833X = 1140 + 0,833 \times 650 = 1681,5$

Đối với phần bản kê 2 đầu

Phần momen dương $660 + 0,55X = 660 + 0,55 \times 7100 = 5060$ mm

Phần momen âm $1220 + 0,25 \times 7100 = 3220$ mm

Đối với trục bánh xe gần lan can, bề rộng tương đương của dải ngang là:

$1140 + 0,833X = 1140 + 0,833 \times 650 = 1681,5(\text{mm})$ và hệ số làn $m = 1,2$

$$M_{Tr} = -1,2 \times \frac{72,5 \times 10^3}{1681,5} \times 650 = -33631,7 (\text{Nmm/mm}) = -33,632 (\text{KNm/m}).$$

$$V_{Tr} = -1,2 \times \frac{72,5}{1,682} = -51,7 (\text{KN/m}).$$

$$M_{Ln} = -1,2 \times 3,1 \times 10^{-3} \times 650^2 / 2 = -786 (\text{Nmm/mm}) = -0,786 (\text{KNm/m}).$$

$$V_{Ln} = -1,2 \times 3,1 \times 10^{-3} \times 650 = -2,42 (\text{KN/m}).$$

Vậy ta có:

$$M_{LL+IM} = 1.25M_{Tr} + M_{Ln} = -1.25 \times 33.632 - 0.786 = -42.8 \text{ (KNm/m)}.$$

$$V_{LL+IM} = 1.25V_{Tr} + V_{Ln} = -1.25 \times 51.7 - 2.42 = -67 \text{ (KN/m)}.$$

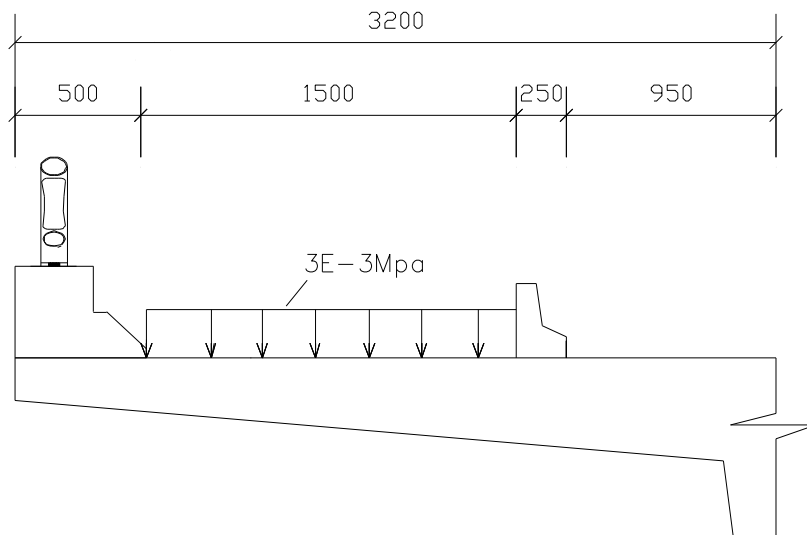
IV.1.6. Do tải trọng người

Theo điều [A3.6.1.5] Đối với tất cả đường bộ hành rộng hơn 600mm phải lấy tải trọng bộ hành 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.

$$PL = 3 \times 10^{-4} \text{ Kg/mm}^2 \times 10 \text{ N/kg} = 30 \times 10^{-4} \text{ (N/mm}^2\text{)}.$$

$$M_{PL} = -30 \times 10^{-4} \times 1500 \times (1500/2 + 1200) = -8775 \text{ Nmm/mm}$$
$$= -8.775 \text{ (KNm/m)}.$$

$$V_{PL} = -30 \times 10^{-4} \times 1500 = -4.5 \text{ (N/mm)} = -4.5 \text{ (KN/m)}.$$



Hoạt tải bộ hành.

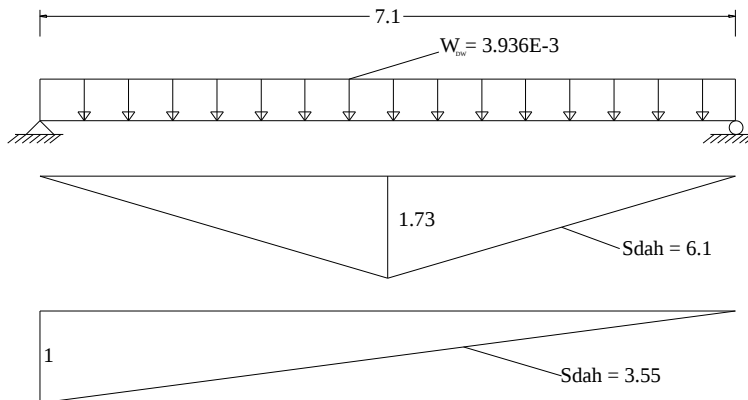
Tải trọng do bộ hành sẽ được tổ hợp với hoạt tải xe của mục 2.4.1.5, sau đó sẽ so sánh hiệu ứng lực với trường hợp chỉ do hoạt tải gây ra trong mục 2.4.1.4 giá trị lớn hơn sẽ được lấy để tính tiếp.

B. NỘI LỰC BẢN NGÀM 2 ĐẦU:

1. Tính toán hiệu ứng lực cho nhịp giản đơn

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

1.1. Do tải trọng phân bố của lớp mặt cầu

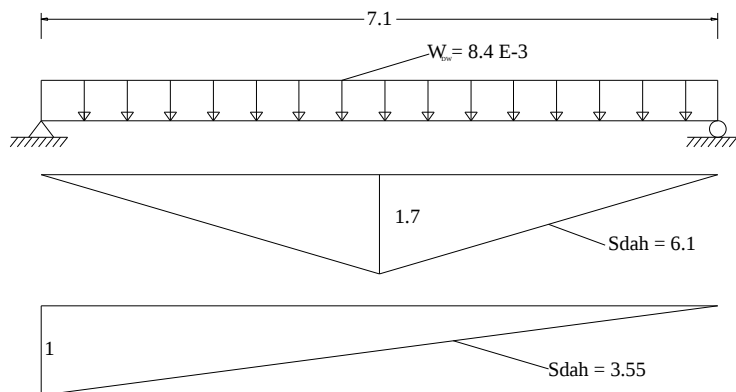


$$M_{DW} = w_{DW}(\text{Diện tích } DahM_{105})$$

$$= 3.936 \times 10^{-3} \times 6.1 \times 10^6 = 31015.7 \text{ (Nmm/m)} = 31.01 \text{ (KNm/m)}.$$

$$V_{DW} = w_{DW}(\text{Diện tích } DahV_{\text{gối}}) = 3.936 \times 10^{-3} \times 3.55 \times 10^3 = 15.744 \text{ (KN/m)}.$$

1.2. Do tải trọng của bản bê tông



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

$$2445064/7100 = 344\text{mm} \approx 0.35 \text{ m}.$$

$$w_s = 2400 \times 9.81 \times 0.35 = 8400 \text{ N/m}^2 = 8.4 \times 10^{-3} \text{ (N/mm}^2\text{)}.$$

$$M_S = w_S(\text{Diện tích } \Delta_{ah} M_{0.5}) = 8.4 \times 10^{-3} \times 6.1 \times 10^6$$

$$= 56736 \text{ Nmm/mm} = 56.736 \text{ (KNm/m)}.$$

$$V_S = w_S(\text{Diện tích } \Delta_{ah} V_{gối}) = 8.4 \times 10^{-3} \times 3.55 \times 10^3 = 28.8 \text{ (KN/m)}.$$

1.3. Do hoạt tải xe

Bề rộng dải tương đương với mômen dương: $660 + 0.55S = 660 + 0.55 \times 7100 = 5060 \text{ mm}.$

Bề rộng dải tương đương với mômen âm: $1220 + 0.25S = 1220 + 0.25 \times 7100 = 3220 \text{ mm}.$

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

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

$$M_{Tr} = \frac{P}{660 + 0.55S} \sum y_i \qquad M_{Ln} = w_{Ln} \omega_{\Delta_{ah} \text{mômen}}$$

- Giá trị lực cắt tại khu vực gối bản:

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

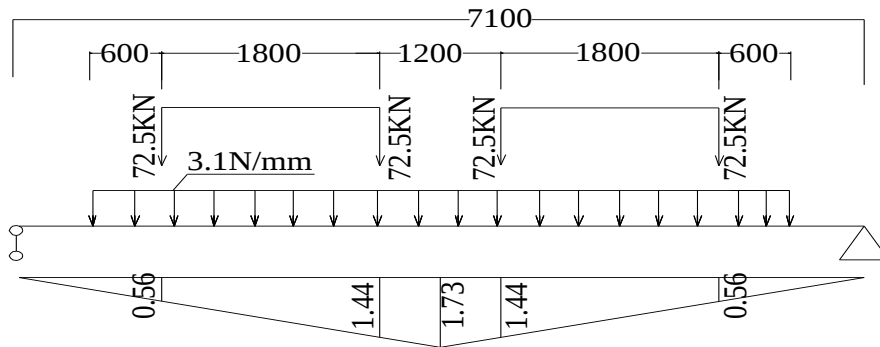
Trong đó:

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

Tính toán Mômen:

$$\sum y_i = 0.56 \times 2 + 1.44 \times 2 = 4$$

$$\omega_{\Delta_{ah}} = 6.1$$



Xếp hoạt tải lên đường ảnh hưởng mô men

$$M_{Tr} = \frac{P}{660 + 0.55S} \sum y_i = \frac{72.5 \times 10^3}{660 + 0.55S} \times 4 \text{ (KNm/m)} \text{ (Hệ số làn xe } m=1).$$

$$M_{ngâm}^+ = M/Sw^+ \cdot 0,5$$

$$M_{ngâm}^- = M/Sw^- \cdot 0,7$$

$$M_{Ln} = w_{Ln} \omega_{Đahmômen} = 3.1 \times 6.1 = 18.91 \text{ (KN/m)}.$$

$$M_{LL+IM} = m(1.75M_{Tr} + M_{Ln}) = 1.0 \times (1.75 \times 55.44 + 18.91) = 121.5 \text{ (KNm/m)}.$$

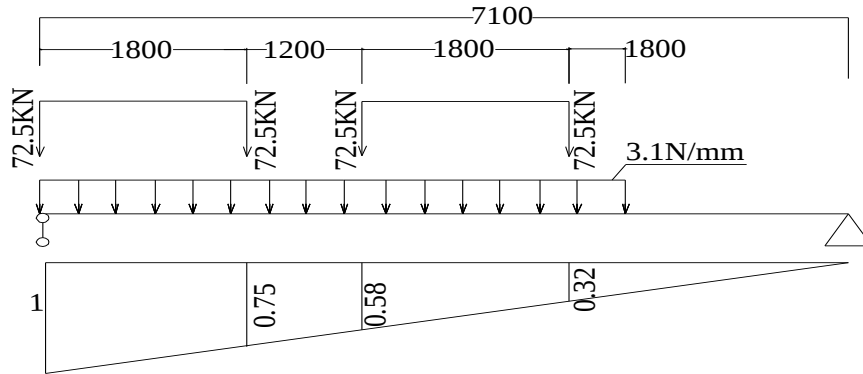
Tính toán Lực cắt tại gối:

$$\sum y_i = 1.0 + 0.75 + 0.58 + 0.32 = 2.65$$

$$\omega_{Đah} = 3.55$$

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

Sơ đồ tính toán:



Xếp hoạt tải lên đường ảnh hưởng lực cắt

$$V_{Tr} = \frac{P}{1220 + 0.25S} \sum y_i = \frac{72.5 \times 10^3}{S_w} \times 2.65 \text{ (KN/m)}.$$

$$V_{Ln} = w_{Ln} \omega_{Đảnh\text{ lực cắt}} = 3.1 \times 3.55 = 11 \text{ (KN/m)}.$$

$$V_{LL+IM} = m(1.75V_{Tr} + V_{Ln}) = 1 \times (1.75 \times 63.26 + 11) = 123.1 \text{ (KN/m)}.$$

IV.3. Tổ hợp nội lực

IV.3.1. Bảng kết quả tính nội lực

Bảng tổng hợp nội lực

	M_b	V_b	M_s	V_s	M_{DW}	V_{DW}	M_{PL}	V_{PL}	M_{LL+IM}	V_{LL+IM}
	DC2	DC2	DC1	DC1	DW	DW	PL	PL	LL	LL
Phần hẫng	-12.517	-4.10	-48.537	-30.34	-11.7	-7.9	-8.77	-4.5	-42.8	-67
Phần giữa	-	-	56.74	28.8	31	15.74	-	-	121.5	123.1

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

IV.3.2. Tổ hợp nội lực theo các trạng thái giới hạn.

Tổng hiệu ứng lực tính toán phải lấy như 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]
- 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 cường độ:

- $\eta_D = 1.00$ cho các thiết kế thông thường.
- $\eta_R = 1.00$ cho các mức dư thông thường.
- $\eta_I = 1.05$ cho các cầu quan trọng.

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

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

Đối với trạng thái GHCD1

$$M_u = 1.05[1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75(M_{LL+IM} + M_{PL})]$$

Đối với trạng thái GHSD I

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

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

$$M_u = k.M$$

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

	TTGHCĐI		TTGHSDI	
	M_u	V_u	M_u	V_u
Hẫng	-193.4	-189	-106.18	-113.9
Nhịp giản đơn	346.55	288.78	209.6	167.64
Ngàm	-242.6	-189	-146.7	-113.9
Giữa nhịp	173.3	288.78	104.8	167.64

Đơn vị mômen (KNm/m), lực cắt (KN/m).

Chọn max ($M_{\text{hẫng}}$, $M_{\text{ngàm}}$) = 242.6

V. THIẾT KẾ CỐT THÉP BẢN MẶT CẦU

V.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: $M^- = -242.6 \text{ KNm/m}$.

Mômen dương tại giữa nhịp: $M^+ = 173.3 \text{ KNm/m}$.

Các đặc trưng vật liệu thiết kế

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

Cường độ bê tông khi căng cáp $0.9 f'_c = 45 \text{ Mpa}$.

Mô đun đàn hồi của bê tông tỷ trọng thường lấy như 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 dưới : 50mm.

Khoảng cách từ trọng tâm bó cáp đến mép ngoài chịu kéo với vùng chịu mômen âm là 100mm và vùng chịu momen dương là 60mm → Chiều cao làm việc của bê tông là:

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

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

Diện tích cốt thép UST được 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 trước (mm^2).
- $f_{pj} = 0.7 \times 1860 \text{ Mpa}$ (Cường độ kéo quy định của thép UST trong giai đoạn khai thác).

Tại tiết diện chịu mômen âm: $A_{ps} = \frac{M_u}{z \cdot f_{pj}} = \frac{242.6 \times 10^6}{440 \times 1302} = 423.47 \text{ (mm}^2\text{)}.$

Tại tiết diện chịu mômen dương: $A_{ps} = \frac{M_u}{z \cdot f_{pj}} = \frac{173.3 \times 10^6}{190 \times 1302} = 700.5 \text{ (mm}^2\text{)}.$

Chọn số lượng 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 4tạo $\phi 12.7$ diện tích mỗi tạo là 98.7 mm^2

$$\rightarrow A_{1bó} = 4 \times 98.7 = 394.84 \text{ mm}^2$$

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	242600	500	440	1302	394.84	423.47	2	789.68
Giữa nhịp	173300	250	190	1302	394.84	700.5	2	789.68

Vậy ta chọn chung là 2 bó/1m.

Kích thước ống Gen tương ứng là: $\text{cao} \times \text{rộng} = 27 \times 80 = 2160 \text{ mm}^2$

Sử dụng neo loại VSL type S5-4

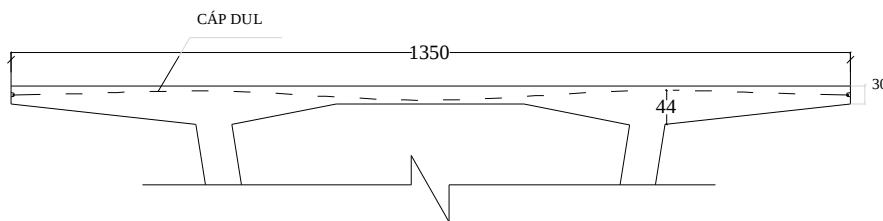
Chọn loại kích căng đơn : ZPE-23PJ của hãng VSL.

Các bó thép kéo sau của bản không được 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 $500\text{mm} < 4 \times 200 = 800 \text{ mm}$.

V.2. Tính toán mất mát ứng suất trước



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

Cáp UST 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 B.

Trong tính toán mất mát UST coi như bó cáp được căng một lúc (không kể đến căng từng tạo).

Các mất mát ứng suất trước trong các cấu kiện được xây dựng và được tạo ứng suất trước 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 giãn 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 trũng đảo cốt thép (MPa).

Trong các mất mát phân ra làm 2 loại:

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

V.2.1. Mất mát do ma sát

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

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}(1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)}) \quad (5.9.5.2b-1)$$

Trong đó:

- f_{pj} : ứng suất trong thép ust khi kích $f_{pj} = 0.8 f_u = 1488(\text{Mpa})$.
- x : chiều dài bó thép ust từ đầu kích đến điểm bất kì đang xem xét (mm).
- K : hệ số ma sát lức; $K = 6.6 \times 10^{-7}/\text{mm}^{-1}$
- μ : Là hệ số ma sát; $\mu = 0.2$
- α : Tổng giá trị tuyệt đối của thay đổi góc của đường cáp thép UST từ đầu kích đến điểm đang xét (rad).
- e : cơ số logarit tự nhiên

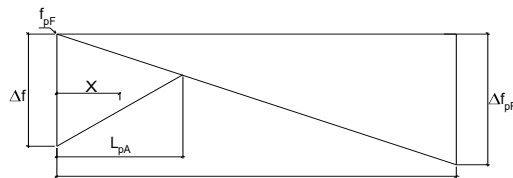
Bảng tính mất mát do ma sát

Tiết diện	Tên bố thép	$\alpha(\text{rad})$	$X(\text{mm})$	$Kx+\mu\alpha$	$f_{pj}(\text{MPa})$	$\Delta f_{pF}(\text{MPa})$
Gối 1	B ₁ ,B ₂	0.0262	2700	0.00702	1488	10.409
Giữa nhịp	B ₁ ,B ₂	0.052	5500	0.01403	1488	20.731
Gối 2	B ₁ ,B ₂	0.1221	8300	0.02990	1488	43.830

Gối 1 là gối gần vị trí căng kích nhất

Gối 2 là gối gần neo chết

V.2.2. Mất mát do biến dạng neo



Sơ đồ tính toán mất mát do biến dạng neo

Công thức tính toán: $\Delta f_{pA} = \frac{\Delta_L}{L} E_p$

Trong đó:

- Δ_L : biến dạng do tụt neo ; $\Delta_L = 6\text{mm/neo}$
- E_p : môđun đàn hồi của thép; $E_p = 197000 \text{ (Mpa)}$.
- L : chiều dài của bó cáp; $L = 11.10 \text{ m}$

$$\Delta f_{pA} = \frac{0.006}{11.10} \times 197000 = 106.486 \text{ (Mpa)}.$$

V.2.3. Mất mát do co ngắn đàn hồi

Sự co ngắn đàn hồi trong hệ bản quy định lấy bằng 25% giá trị được tính từ phương trình :

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

Trong đó:

f_{cgp} là tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm các bó thép ứng suất trước sau khi kích và tự trọng của cầu kiện ở các mặt cắt mô men Max (Mpa).

E_p là mô đun đàn hồi của thép ứng suất trước. $E_p = 197000$ (Mpa).

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

Trong công thức dưới đây, giá trị P_j có thể tính dựa trên ứng suất trong bó cáp căng trước. 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 là khoảng cách từ mép chịu nén đến đường tâm của tiết diện.

- Tính e : tại gối

$$e = h - y - 100$$

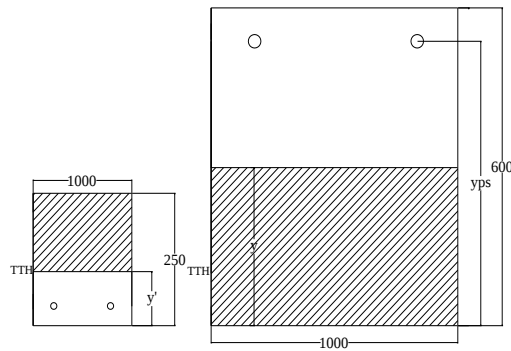
$$y = \frac{S}{A}, \text{ Trong đó:}$$

$$S = \frac{b \times h^2}{2} + n \times A_{ps} \times y_{ps} = \frac{1000 \times 600^2}{2} + 5.5 \times 789.68 \times 500 = 181.629 \times 10^6 \text{ (mm}^3\text{)}.$$

$$A = b \times h + n \times A_{ps} = 1000 \times 600 + 5.5 \times 592.2 = 603257.1 \text{ (mm}^2\text{)}.$$

$$\text{Vậy } y = 301.080 \rightarrow e = 600 - 301.080 - 100 = 198.92 \text{ (mm)}.$$

$$\text{Tương tự tại giữa nhịp ta có } e' = 125.84 - 60 = 65.84 \text{ (mm)}.$$



Tiết diện giữa nhịp

Tiết diện gối

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

- A_g = diện tích của tiết diện tại vị trí tính toán (mm^2) (là hình chữ nhật có bề rộng 1m, chiều cao phụ thuộc vị trí tính toán).

- I_g = Mômen quán tính của tiết diện tính toán (mm^4).

- M_{dg} = mômen do trọng lượng bản thân của bản (Nmm)

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

Bảng tính toán P_j

Tiết diện	Tên bó thép	$0.7f_{pu}$	$f_{pF}(\text{Mpa})$	$f_{pA}(\text{Mpa})$	$A_{ps}(\text{m}^2)$	$P_j (\text{KN})$
Gối 1	B1,B2	1302	10.409	106.486	0.0007897	935.9
Giữa nhịp	B1,B2	1302	20.731	106.486	0.0007897	927.7
Gối 2	B1.B2	1302	43.830	106.486	0.0007897	909.5

Bảng tính toán f_{cgp}

Tiết diện	Tên bó thép	M_{dg} (KN.mm)	e (mm)	A (mm^2)	I_x (mm^4)	P_j (KN)	f_{cgp} (Mpa)
Gối 1	B1, B2	184996	198.92	603257.1	$1.82\text{E}+10$	935.9	-0.96
Giữa nhịp	B1, B2	132140	65.84	253257.1	$1.34\text{E}+09$	927.7	-2.1
Gối 2	B1, B2	184996	198.91	603257.1	$1.82\text{E}+10$	909.5	-0.93

Kết quả tính toán ghi bảng tính toán mất mát ứng suất do co ngắn đàn hồi.

Tiết diện	Tên bó thép	$E_p(\text{Mpa})$	$E_{ci}(\text{Mpa})$	$-f_{cgp}(\text{Mpa})$	$0.25\Delta f_{pEs}$
Gối 1	B1,B2	197000	33941	0.96	1.40
Giữa nhịp	B1,B2	197000	33941	2.1	3.06
Gối 2	B1.B2	197000	33941	0.93	1.35

V.2.4. Mất mát do co ngót

Mất mát ứng suất trước do co ngót có thể lấy bằng:

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

(5.9.5.4.2-2)

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

V.2.5. Mất mát do từ biến của bê tông

$$\text{Công thức: } \Delta f_{pCR} = 12.0 f_{cgp} - 7.0 \Delta f_{cdp} \geq 0$$

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

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

E: là khoảng cách từ trọng tâm bó thép đến trục trung hoà của tiết diện.

Bảng tính f_{cgp}

Tiết diện	Tên bó thép	Mdg (KN.mm)	e (mm)	A (mm ²)	I _x (mm ⁴)	P _j (KN)	- f_{cgp} (Mpa)
Gối 1	B1,B2	184996	198.92	603257.1	1.82E+10	701.829	0.96
Giữa nhịp	B1,B2	132140	65.84	253357.1	1.35+9	695.471	2.10
Gối 2	B1,B2	184996	198.92	603257.1	1.82E+10	683.572	0.93

Δf_{cdp} : là thay đổi trong ứng suất bê tông tại trọng tâm thép ứng suất trước do tải trọng thường 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 được tính f_{CGP} (Mpa)

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

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

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

Bảng tính toán Δf_{cdp}

Tiết diện	Tên bó thép	e (mm)	I (mm ⁴)	M _{ds} (KN.mm)	M _{da} s(KN.mm)	Δf_{cdp} (Mpa)
Gối 1	B1,B2	198.92	1.82E+10	8103	10465	-0.20
Giữa nhịp	B1,B2	65.84	1.35E+9	15429	0	-0.76
Gối 2	B1,B2	198.92	1.82E+10	8103	10465	-0.20

Kết quả tính toán mất mát ứng suất do từ biến

Tiết diện	Tên bó thép	E (mm)	M _{ds} (KN.mm)	M _{da} (KN.mm)	$-\Delta f_{cdp}$ (Mpa)	-F _{cgp} (Mpa)	Δf_{PCR}
Gối 1	B1,B2	33941	8103	10465	0.20	0.96	10.13
Giữa nhịp	B1,B2	33941	15429	0	0.75	2.10	19.99
Gối 2	B1,B2	33941	8103	10465	0.20	0.93	9.77

V.2.6. Mất mát do trùng đảo cốt thép

Mất mát sau khi truyền lực - đối với tạo thép được 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)

Trong đó:

- Δf_{PF} : Mất mát do ma sát dưới mức $0.70f_{pu}$ ở thời điểm xem xét tính theo Điều 5.9.5.2.2.(Mpa)

- Δf_{PES} : Mất mát do co ngắn đàn hồi (Mpa)

- Δf_{PSR} : Mất mát do co ngót (Mpa)

- Δf_{PCR} : Mất mát do từ biến (Mpa)

Bảng tính mất mát do trùng dãn cốt thép

Tiết diện	Tên bó thép	Δf_{pF} (MPa)	0.25 Δf_{pEs}	Δf_{pSR} (MPa)	Δf_{pCR} (MPa)	Δf_{pR} (MPa)
Gối 1	B1, B2	10.409	1.40	25	10.13	38.19
Giữa nhịp	B1,B2	20.731	3.06	25	19.99	36.47
Gối 2	B1,B2	43.83	1.35	25	9.77	35.21

V.2.7. Tổng mất mát ứng suất trước

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	106.486	10.409	1.40	25	10.13	38.19	191.61
Giữa nhịp	B1,B2	106.486	20.731	3.06	25	19.99	36.47	211.73
Gối 2	B1,B2	106.486	43.83	1.35	25	9.77	35.21	221.65

V.3. 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 cường độ: Kiểm tra sức kháng uốn, kháng cắt của tiết diện.

V.3.1. Trạng thái giới hạn sử dụng

➤ Giới hạn ứng suất cho cáp UST:

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

$$A_{ps} = 789.68 \text{mm}^2, E_p = 197000 \text{ (Mpa)}.$$

Yêu cầu:

- Sau khi truyền lực: $f_{pj} = 0.74f_{pu} = 0.74 \times 1860 = 1376.4 \text{ (Mpa)}.$
- Cường độ chảy qui định: $f_{py} = 0.9f_{pu} = 0.9 \times 1860 = 1674 \text{ (Mpa)}.$
- Sau toàn bộ mất mát: $f_{pe} = 0.8f_{py} = 0.8 \times 1674 = 1339.2 \text{ (Mpa)}.$

➤ Giới hạn ứng suất cho bê tông:

- *Đối với các ứng suất ở TTGHSD trước mất mát:*

$$f'_c = 50 \text{Mpa, sau 28 ngày.}$$

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

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

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

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

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

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

V.3.1.1. Kiểm tra ứng suất bê tông khi truyền lực căng

Công thức kiểm tra:

a. Tại vị trí gối:

- Thớ dưới:

$$f_{bg} = -\frac{F_t}{A} + \frac{Fe}{I} y_b - \frac{M_s}{I} y_b \leq 0.5\sqrt{f'_{ci}} = 1.677 \text{MPa}$$

- Thớ trên:

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

b. Tại giữa nhịp:

- Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F_t}{A} + \frac{Fe}{I} y_b - \frac{M_s}{I} y_b \leq 0.5\sqrt{f'_{ci}} = 1.677 \text{MPa}$$

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

Thớ dưới:

$$f_{bg} = -\frac{F_t}{A} - \frac{Fe}{I} y_t + \frac{M_s}{I} y_t \geq -0,6 f'_{ci} = -27 \text{ Mpa}$$

Trong đó:

- F_t = lực căng của cáp ứng suất trước lúc truyền lực (MPa).

$$F_t = A_{ps}(0.74f_{pu} - \Delta f_{pA} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pES}) \text{ (Mpa)}.$$

- 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	A mm ²	I mm ⁴	e mm	M _s Nmm	y _t mm	y _b mm	F _t KN	f _{bg} MPa	f _{tg} MPa	Duyệt
Gối 1	6032 57.1	1.820E +10	198. 92	3415 0000	301.0 8	298. 9	921011 .67	- 0.94	- 3.97	Đạt
Giữ nhịp	2532 57.1	1.350E +09	65.8 4	3763 2000	123.1 9	126. 8	928471 .94	- 5.81	- 1.46	Đạt
Gối 2	6032 57.1	1.820E +10	198. 92	3415 0000	301.0 8	298. 9	931290 .70	- 0.96	- 4.03	Đạt

V.3.1.2. Kiểm tra ứng suất bê tông sau mất mát

a. Tại gối:

▪ Thớ dưới :

$$f_{bc} = -\frac{F}{A} + \frac{Fe}{I} y_b - \frac{M}{I} y_b \geq -0,45 f'_c = -22,5 \text{ Mpa}$$

▪ Thớ trên:

$$f_{tc} = -\frac{F}{A} - \frac{Fe}{I} y_t + \frac{M}{I} y_t \leq 0,5 \sqrt{f'_c} = 3,535 \text{ Mpa}$$

b. Tại giữa nhịp:

▪ Thớ dưới :

$$f_{bc} = -\frac{F}{A} - \frac{Fe}{I} y_t + \frac{M}{I} y_t \leq 0,5 \sqrt{f'_c} = 3,535 \text{ Mpa}$$

▪ Thớ trên:

$$f_{tc} = -\frac{F}{A} + \frac{Fe}{I} y_b - \frac{M}{I} y_b \geq -0,45 f'_c = -22,5 \text{ Mpa}$$

Trong đó:

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

$$F = A_{ps}(0.74f_{pu} - \Delta f_{pT}) \text{ Mpa}$$

- e = độ lệch tâm của lực F so với trục trung hoà tại tiết diện (mm)

- M = mômen tại tiết diện trong gđ sử dụng lấy theo tổ hợp nội lực ở TTGHSD (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 TTGHSDI

Tiết diện	A mm ²	I mm ⁴	e mm	M Nmm	y _t mm	y _b mm	F KN	f _{bc} MPa	f _{tc} MPa	Duy ệt
Gối 1	6032 57.1	1.820E+ 10	198. 92	1097500 00	301. 08	298.92	861844. 28	-0.41	-2.44	Đạt
Giữa nhịp	2532 57.1	1.350E+ 09	65.8 4	7837500 0	123. 907	126.81	858511. 38	-1.38	-5.44	Đạt
Gối 2	6032 57.1	1.820E+ 10	198. 92	1097500 00	301. 08	298.92	874563. 03	-0.39	-2.50	Đạt

V.3.2. Trạng thái giới hạn cường độ 1

V.3.2.1. Kiểm tra sức kháng uốn cho tiết diện

Công thức kiểm tra sức kháng uốn: $M_u \leq \phi M_n$
 (5.7.3.2.1-1)

Trong đó:

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

Dùng cho uốn và kéo bê tông cốt thépurst $\phi = 1.0$

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

Với mặt cắt hình chữ nhật:

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

- A_{ps} : Diện tích thép ứng suất trước (mm²)
- $a = c\beta_1$: chiều dày của khối ứng suất tương đương (mm) - chiều cao chịu nén
- β_1 : Hệ số chuyển đổi biểu đồ ứng suất qui định trong điều 5.7.2.2

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

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

- 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 trước (mm)

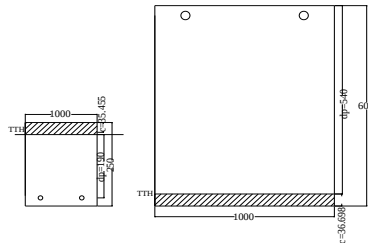
$d_p = 500\text{mm}$ tại gối

$d_p = 190\text{mm}$ tại giữa bản

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

$$\text{Đối với mặt cắt hình chữ nhật : } c = \frac{A_{ps} f_{pu}}{0.85 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

(5.7.3.1.1-4)



Tại giữa nhịp

Tại gối

Tại gối :

$$c = \frac{789.68 \times 1860}{0.85 \times 50 \times 0.6928 \times 1000 + 0.28 \times 789.68 \times \frac{1860}{500}} = 35.468$$

Tại giữa bản:

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

$$c = \frac{789.68 \times 1860}{0.85 \times 50 \times 0.6928 \times 1000 + 0.28 \times 789.68 \times \frac{1860}{190}} = 35.455$$

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

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	24.57	789.68	1828.0 7	500	527.99	242.6	Đạt
Giữa bản	24.32	789.68	1769.0 3	190	261.31	173.3	Đạt
Gối 2	24.57	789.68	1828.0 7	500	527.99	242.6	Đạt

V.3.2.2. Kiểm tra hàm lượng cốt thép

V.3.2.2.1. Lượng cốt thép tối đa [5.7.3.3.1]

Lượng cốt thép ust và không ứng suất trước phải được giới hạn sao cho :

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

$d_e = d_p$: khoảng cách có hiệu tương 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 được tính toán ở trên:

Kết quả kiểm tra hàm lượng thép tối đa

Tiết diện	d_e mm	c mm	$\frac{c}{d_e}$	Duyệt
Gối 1	500	36.611	0.073	Đạt
Giữa nhịp	190	35.455	0.186	Đạt
Gối 2	500	36.611	0.073	Đạt

V.3.2.2.2. Lượng cốt thép tối thiểu [5.7.3.3.2]

Bất kỳ một mặt cắt nào của cầu kiện chịu uốn, lượng cốt thép thường 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 cường độ chịu kéo khi uốn của bê tông. $\phi M_n \geq 1.2M_{cr}$

Trong đó M_{cr} được 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 trước có hiệu (Mpa)

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

- f_r : cường 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 trước (mm^2)

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

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

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

1.33 lần momen tính toán cần thiết dưới tổ hợp tải trọng - cường độ

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

Kết quả kiểm toán được đưa ra ở các bảng sau:

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

Tiết diện	A m^2	I m^4	M Nmm	e mm	y_t mm	y_b mm	f_{pe} Mpa	f_d Mpa	$1.2M_{cr}$ kNm
Gối 1	603257 .1	1.820E+ 10	341500 00	198.9 2	301.0 8	298.9 2	- 5.33	0.5 6	104.3 4
Giữa nhịp	253257 .1	1.350E+ 09	376320 00	65.84	123.9 07	126.8 1	- 10.6 2	3.5 3	126.7 8
Gối 2	603257 .1	1.820E+ 10	341500 00	198.9 2	301.0 8	298.9 2	- 5.33	0.5 6	104.3 4

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	527.99	104.34	322.6	Đạt
Giữa nhịp	261.31	126.78	230.4	Đạt
Gối 2	527.99	104.34	322.6	Đạt

V.3.2.3. Kiểm tra sức kháng cắt

Kiểm tra theo công thức :

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

Trong đó :

- V_u : Lực cắt tính toán
- ϕ : Hệ số sức kháng dùng cho cắt $\phi = 0.9$

$$V_n : \text{Sức kháng cắt danh định: } V_n = \min \begin{cases} V_c + V_s + V_p \\ 0.25f_c b_v d_v + V_p \end{cases}$$

(5.8.3.3 -1)

(5.8.3.3 -2)

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

(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 được 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 được qui định trong điều 5.8.3.4

- θ : Góc nghiêng của ứng suất nén chéo được 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 (mm^2).

- V_p : Thành phần lực ứng suất trước có hiệu trên hướng lực cắt tác dụng, là dương nếu ngược chiều lực cắt(N).

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

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

$$M_u = 193.4 \text{ KNm.}$$

$$V_u = 189 \text{ KN.}$$

Xác định V_p

Trong tính toán ta bỏ qua V_p vì không kể đến thành phần kéo xiên chống cắt.

Xác định d_v và b_v

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

Ta có $d_p = 480\text{mm}$ tại gối

$$a = \beta_1 c = 0.6928 \times 35.468 = 24.57$$

$$0.9d_e = 0.9 \times 500 = 450(\text{mm}).$$

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

$$d_p - \frac{a}{2} = 500 - \frac{24.57}{2} = 487.715 \text{ (mm)} \Rightarrow d_v = 487.715 \text{ (mm) và } b_v =$$

1000(mm).

Xác định β và θ

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

Ứng suất cắt trong bê tông

$$v = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} = \frac{189 \times 10^3}{0.9 \times 1000 \times 487.715} = 0.624 \text{ (Mpa)} > 0.1 \quad (5.8.3.4.2-1)$$

$$\frac{v}{f'_c} = \frac{0.624}{50} = 0.01248$$

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

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

Trong đó:

- A_{ps} : Diện tích cốt thép ust trong phía chịu kéo uốn của cầu 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 ust (MPa)
- E_p : Môđun đàn hồi của cốt thép ust (MPa)
- A_s : Diện tích cốt thép không ust (mm^2)
- f_{po} : ứng suất trong thép ust 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 ust sau mất mát.

$$f_{pe} = 0.74f_{pu} - \Delta f_{pT} = 1376.4 - 221.65 = 1154.75 \text{ (MPa)}.$$

- f_{pc} : US trong BT tại trọng tâm các bó cáp do lực ust sau tất cả mất mát, để an toàn lấy $f_{pc} = 0$.

$$\Rightarrow f_{po} = 1154.75 \text{ (MPa)}.$$

Giả thiết $\theta = 45^0$

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{193.4 \times 10^6}{487.715} + 0.5 \times 274.03 \times 10^3 \times \cot g 45 - 592.2 \times 1154.75}{197000 \times 592.2} = -0.00209 \leq 0.002$$

Tra bảng 5.8.3.4.2-1 Ta được $\theta = 27.5^0$, $\beta = 7.0$

Xác định V_c và V_s

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

$$V_c = 0.083 \times 7.0 \times \sqrt{50} \times 1000 \times 487.715 = 2003674.852 \text{ (N)}.$$

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

$$V_n = V_c + V_s + V_p = 2003674.852 + 0 + 0 = 2003.674 \text{ (KN)}.$$

$$V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p = 0.25 \times 50 \times 1000 \times 487.715 + 0 = 6096.438 \text{ (KN)}.$$

$$\Rightarrow V_n = 2003.674 \text{ (KN)}.$$

$$\Rightarrow \phi V_n = 0.9 \times 2003.674 = 1803.307 \text{ (KN)}.$$

Kiểm tra theo công thức : $V_u = 189 \text{ (KN)} \leq \phi V_n = 1803.307 \text{ (KN)}$.

V.3.3. Cốt thép chống co ngót và nhiệt độ

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

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

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

Ở đây :

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

Thép phải được phân bố đều trên 2 mặt (vì cấu kiện có bề dày hơn 150mm).

Tại giữa bản :

$$A_s \geq 0.75 \times 250 \times \frac{1}{400} = 0.469 \text{ (mm}^2\text{/mm)} \text{ theo mỗi hướng.}$$

Cốt thép phân bố trên một mặt là : $0.5 \times A_s = 0.2345 \text{ (mm}^2\text{/mm)}$.

Sử dụng N_o16 @ 350mm, diện tích đầy đủ là $A_s = 0.286 \text{ (mm}^2\text{/mm)}$.

$$\text{Tại gối: } A_s \geq 0.75 \times 600 \times \frac{1}{400} = 1.125 \text{ mm}^2\text{/mm theo mỗi hướng.}$$

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

Sử dụng N_o16 @ 300mm diện tích đầy đủ là $A_s = 0.571 \text{ mm}^2\text{/mm}$.

THIẾT KẾ KẾT CẤU DẦM CHỦ

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

IV.1 KÍCH THƯỚC KẾT CẤU VÀ MẶT CẮT NGANG DẦM

iv.1.1.Thiết kế dầm 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 được bố trí phù hợp cả trong thi công và khai thác.

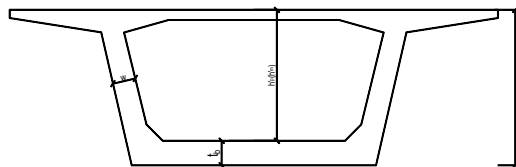
□ Giảm được ứng suất cắt.

□ Kết cấu có hình dáng đẹp.

Để bố trí cốt thép chịu cắt phân bố đều, và bề rộng sườn dầm thay đổi đều theo chiều dài dầm, ta chọn dầm cong biên dầm có bậc từ 1 ÷ 2. Trong tính toán đặc trưng hình học mặt cắt ngang dầm, lấy dầm 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 phần 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

iv.1.2.Thiết kế bản đáy hộp:

Bản đáy hộp chịu tải trọng sau:

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

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

Để phù hợp với đặc điểm chịu lực, bản đáy hộp th- ống 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- ống nằm trong khoảng $(\frac{1}{75} \div \frac{1}{200})L_{nh}$, tham khảo một số cầu đã xây dựng, ta chọn 900mm

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

$$y_2 = a_2x^2 + b_2$$

$$a_1 = \frac{h'_p - h'_m}{L^2}$$

$$b_2 = h'_m$$

trong đó :

- h'_p : Khoảng cách tính từ mặt đ- ống xe chạy đến bản đáy trên tại mặt cắt sát đỉnh trụ

- h'_m : Khoảng cách tính từ mặt đ- ống xe chạy đến bản đáy trên tại giữa nhịp.

- L : Chiều dài phần 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:

$$t_b = y_1 - y_2$$

iv.1.3.Thiết kế sàn hộp

S- ờn hộp chịu tải trọng nh- sau :

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

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

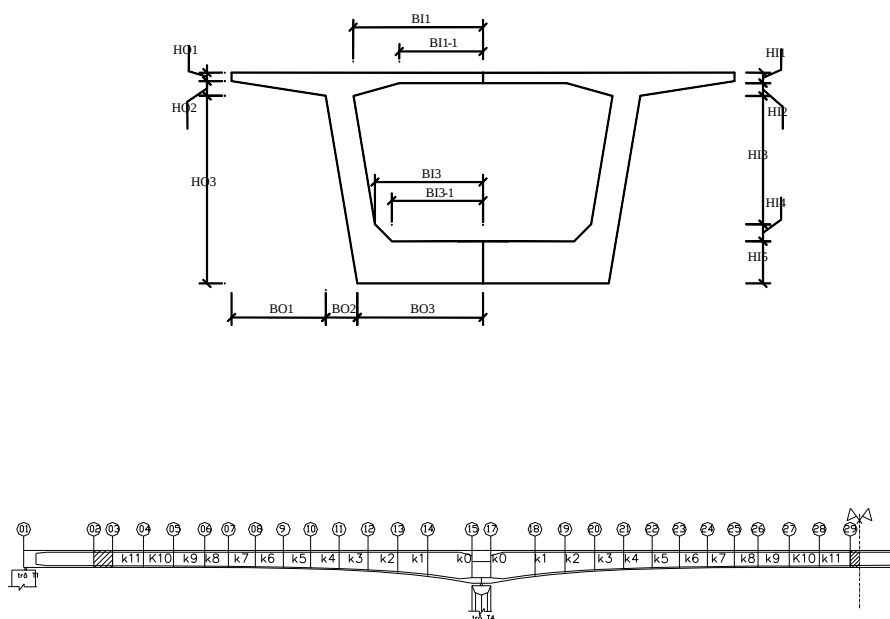
Chiều dày sàn phải đảm bảo hai yêu cầu:

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

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

Mặt cắt ngang gồm một hộp có cấu tạo vách xiên. Bản đáy hộp rộng 6.0 m tại đỉnh trụ có chiều dày thay đổi từ $0.9 \div 0.3$ m tại đỉnh trụ đến giữa nhịp, bản trên rộng 13.5m có chiều dày không thay đổi 0.25 m, sàn đầm dày 0.5 m.

Sau đây là chiều cao, chiều dày đầm và bề dày sàn hộp của một số tiết diện

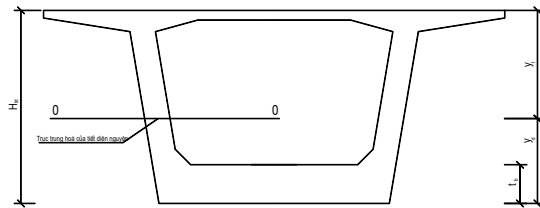


THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

Thứ tự	Tiết diện	HO1	HO2	HO3	BO1	BO2	BO3	HI1	HI2	HI3	HI4	HI5	BI1	BI1-1	BI3	BI3-1
1	<i>1</i>	0.3	0.2	5.0	2.95	0.8	2.906	0.25	0.25	1.1	0.3	0.3	3.05	1.55	2.604	2.25
2	2	0.3	0.2	4.38	2.95	0.8	2.906	0.25	0.25	1.1	0.3	0.3	3.05	1.55	2.604	2.25
3	3	0.3	0.2	4.07	2.95	0.8	2.906	0.25	0.25	1.1	0.3	0.3	3.05	1.55	2.604	2.25
4	4	0.3	0.2	3.79	2.95	0.81	2.897	0.25	0.25	1.103	0.3	0.337	3.05	1.55	2.601	2.244
5	5	0.3	0.2	3.53	2.95	0.815	2.878	0.25	0.25	1.165	0.3	0.375	3.05	1.55	2.59	2.233
6	6	0.3	0.2	3.28	2.95	0.82	2.855	0.25	0.25	1.275	0.3	0.404	3.05	1.55	2.571	2.214
7	7	0.3	0.2	3.07	2.95	0.83	2.825	0.25	0.25	1.417	0.3	0.433	3.05	1.55	2.546	2.189
8	8	0.3	0.2	2.87	2.95	0.85	2.786	0.25	0.25	1.609	0.3	0.46	3.05	1.55	2.512	2.155
9	9	0.3	0.2	2.64	2.95	0.88	2.739	0.25	0.25	1.85	0.3	0.49	3.05	1.55	2.47	2.113
10	10	0.3	0.2	2.46	2.95	0.91	2.686	0.25	0.25	2.119	0.3	0.52	3.05	1.55	2.423	2.066
11	11	0.3	0.2	2.31	2.95	0.94	2.626	0.25	0.25	2.44	0.3	0.55	3.05	1.55	2.367	2.01
12	12	0.3	0.2	2.2	2.95	0.703	2.5	0.25	0.25	3.1	0.3	0.6	3.05	1.55	2.254	1.902
13	13T	0.3	0.2	2.1	2.95	1.05	2.5	0.25	0.25	3.1	0.3	0.6	3.05	1.55	2.254	1.902

iv.1.4. Tính toán đặc trưng hình học tiết diện

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



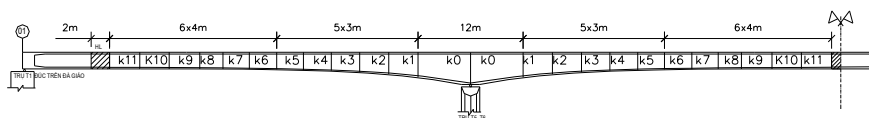
iv.2. Tính toán nội lực trong dầm

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 tổ hợp lấy đường bao nội lực trong giai đoạn thi công và trong giai đoạn khai thác ta được nội lực thiết kế.

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

Sơ đồ chia đốt thi công kết cấu nhịp



iv.2.2 Các giai đoạn thi công kết cấu nhịp

a. Giai đoạn 1: Đúc hẫng cân bằng trên trụ T5, T6

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

Trong b-ớc này tải trọng tác dụng lên dầm gồm có trọng l-ợng bản thân của các đốt đúc, trọng l-ợng xe đúc P (kể cả ván khuôn, thiết bị thi công và ng-ời).

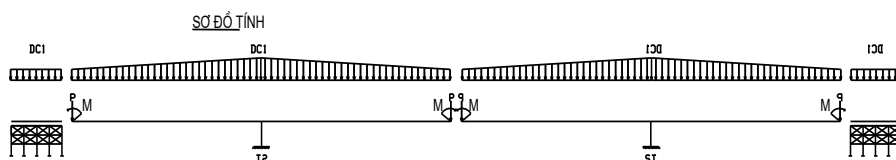
Sơ đồ tính là lúc đã đúc xong phần hẫng. Trên trụ T5, T6 hai xe đúc đứng ở K8.

Khi tính toán lấy tải trọng xe đúc là $P=600\text{KN}$, $M=200\text{KN.m}$ tải trọng do trọng l-ợng bản thân dầm đ-ợc 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 l-ợng riêng của bê tông $\gamma = 2.4\text{ T/m}^3$.

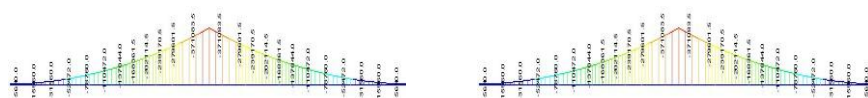
Khi thi công đúc hẫng từng cặp đốt đối xứng, khi bê tông đạt c-ờng độ tiến hành căng cáp - st.

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 nh- sau:

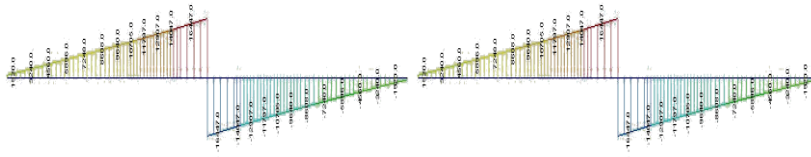


Biểu đồ mômen thu đ-ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Sap.v.10



Biểu đồ momen

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN



Biểu đồ lực cắt

Nội lực trong các tiết diện khác bằng 0

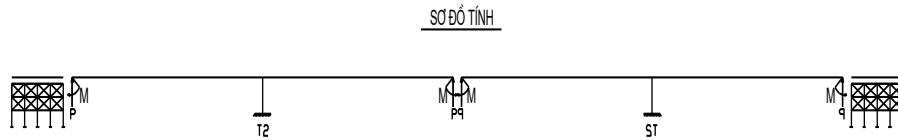
TD	L đốt (m)	M1(KN.m) (tc)	M1(KN.m) -1.25	M1(KN.m) -0.9	Q1(KN) (tc)	Q1(KN) -1.25	Q1(KN) -0.9
1	0	-371080	-463850	-333972	-16447	-20559	-14802
2	1.5	-355080	-443850	-319572	-16047	-20059	-14442
3	4.5	-313080	-391350	-281772	-15447	-19309	-13902
4	3	-279600	-349500	-251640	-14047	-17559	-12642
5	3	-239170	-298963	-215253	-12907	-16134	-11616
6	3	-202110	-252638	-181899	-11797	-14746	-10617
7	3	-168360	-210450	-151524	-10705	-13381	-9634.5
8	3	-137840	-172300	-124056	-9640	-12050	-8676
9	4	-110470	-138088	-99423	-8608	-10760	-7747.2
10	4	-78760	-98450	-70884	-7248	-9060	-6523.2
11	4	-52472	-65590	-47225	-5896	-7370	-5306.4
12	4	-31560	-39450	-28404	-4560	-5700	-4104
13	4	-15960	-19950	-14364	-3240	-4050	-2916
14	4	-9870	-12338	-8883	-1410	-1762.5	-1269

b. Giai đoạn 2 : tháo xe đúc

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

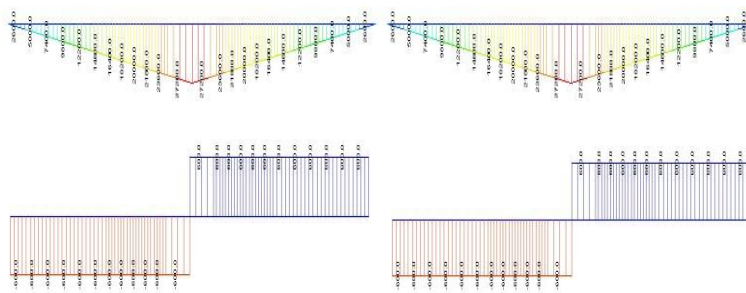
THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

Sơ đồ tính:



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

Sap.v.10150



TD	L đốt (m)	M2(KN. m) (tc)	M2(KN. m) (1.25)	M2(KN. m) (0.9)	Q2(KN) (tc)	Q2(KN) (1.25)	Q2(KN) (0.9)
1	0	27200	34000	24480	600	750	540
2	1.5	25010	31262.5	22509	600	750	540
3	4.5	24200	30250	21780	600	750	540
4	3	23600	29500	21240	600	750	540
5	3	21800	27250	19620	600	750	540
6	3	20000	25000	18000	600	750	540
7	3	18200	22750	16380	600	750	540
8	3	16400	20500	14760	600	750	540
9	4	14600	18250	13140	600	750	540
10	4	12200	15250	10980	600	750	540
11	4	9800	12250	8820	600	750	540
12	4	7400	9250	6660	600	750	540
13	4	5000	6250	4500	600	750	540
14	4	2600	3250	2340	600	750	540

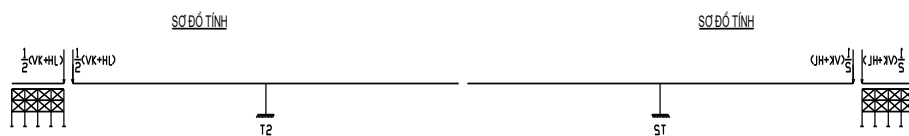
c. Giai đoạn 3: Hợp long nhịp biên

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

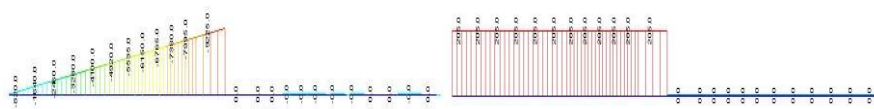
Với : Tải trọng ván khuôn nặng : VK= 15 (T)=150 KN

HL=417.806 KN

Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen thu được khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Sap.v.10



THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

Nội lực trong các tiết diện khác bằng 0

T D	L đốt (m)	M3(KN. m) (tc)	M3(KN. m) (1.25)	M3(KN. m) (0.9)	Q3(KN) (tc)	Q3(KN) (1.25)	Q3(KN) (0.9)
1	0	-7995	-9993.8	-7195.5	205	256.25	230.625
2	1.5	-7780	-9725	-7002	205	256.25	230.625
3	4.5	-7495	-9368.8	-6745.5	205	256.25	230.625
4	3	-7380	-9225	-6642	205	256.25	230.625
5	3	-6765	-8456.3	-6088.5	205	256.25	230.625
6	3	-6150	-7687.5	-5535	205	256.25	230.625
7	3	-5535	-6918.8	-4981.5	205	256.25	230.625
8	3	-4920	-6150	-4428	205	256.25	230.625
9	4	-4100	-5125	-3690	205	256.25	230.625
10	4	-3280	-4100	-2952	205	256.25	230.625
11	4	-2460	-3075	-2214	205	256.25	230.625
12	4	-1640	-2050	-1476	205	256.25	230.625
13	4	-820	-1025	-738	205	256.25	230.625
14	4	0	0	0	205	256.25	230.625

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

Sau khi bê tông khối hợp long đạt c-ờng độ, tiến hành căng cáp d-ờng tại nhịp biên, bê tông bị tách ra khỏi hệ giàn giáo và toàn bộ trọng l-ợng của phần đúc trên đà giáo sẽ lên cánh hẫng và gối.

- Tải trọng tác dụng:

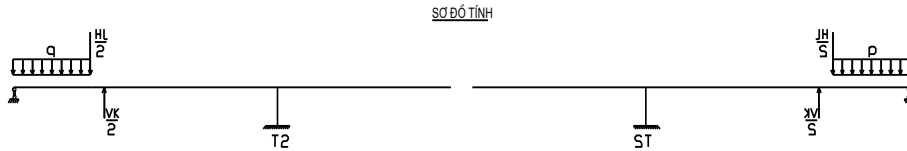
+ Lực căng của bó cốt thép d-ờng tại nhịp biên.

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

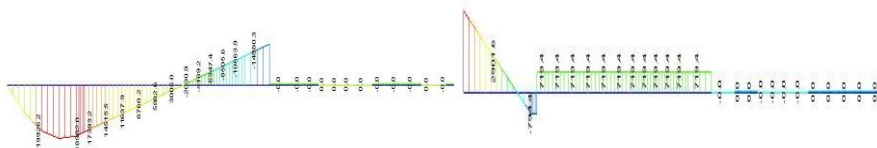
$$q=HL/2=208.9032(KN/m)$$

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen thu đ-ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Sap.V.10



Nội lực trong các tiết diện khác bằng 0

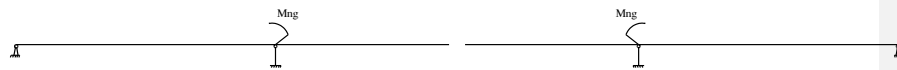
TD	L đốt (m)	M4(KN.m) (tc)	M4(KN.m) (1.25)	M4(KN.m) (0.9)	Q4(KN) (tc)	Q4(KN) (1.25)	Q4(KN) (0.9)
1	0	-14980	-18725	-13482	719.41	899.2625	647.469
2	1.5	-10664	-13330	-9597.5	719.41	899.2625	647.469
3	4.5	-8505.6	-10632	-7655	719.41	899.2625	647.469
4	3	-6347.4	-7934.3	-5712.7	719.41	899.2625	647.469
5	3	-4189.2	-5236.5	-3770.3	719.41	899.2625	647.469
6	3	-2030.9	-2538.6	-1827.8	719.41	899.2625	647.469
7	3	127.31	159.138	114.579	719.41	899.2625	647.469
8	3	3005	3756.25	2704.5	719.41	899.2625	647.469
9	4	5882.6	7353.25	5294.34	719.41	899.2625	647.469
10	4	8760.2	10950.3	7884.18	719.41	899.2625	647.469
11	4	11638	14547.5	10474.2	719.41	899.2625	647.469
12	4	14516	18145	13064.4	719.41	899.2625	647.469
13	4	17393	21741.3	15653.7	719.41	899.2625	647.469
14	4	18982.2	23727.7	17083.9	719.41	899.2625	647.469
15	2.00	19226.7	24033.4	17304	719.41	899.2625	647.469
16	7.00	19926.7	24908.4	17934	-794.41	-993.013	-714.97
17	10.00	0	0	0	-668.41	-835.513	-601.57

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

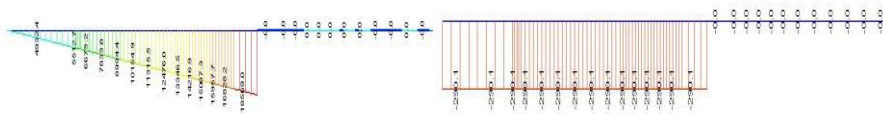
e. Giai đoạn 5: Tháo ngàm

Cắt bỏ liên kết tạm khối đỉnh trụ T5,T6. Sơ đồ tính t-ơng đ-ơng với việc giải phóng mômen trong trụ, đặt mômen đó vào dầm.

Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen thu đ-ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas 7.01



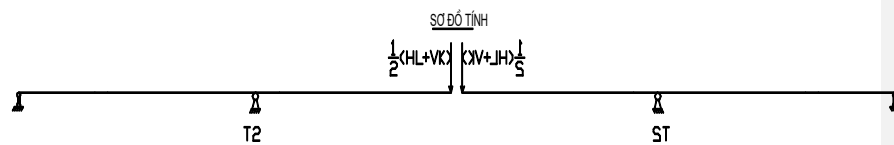
Nội lực trong các tiết diện khác bằng 0

TD	L đốt (m)	M5(KN. m) (Tc)	M5(KN. m) (1.25)	M5(KN. m) (0.9)	Q5(KN) (tc)	Q5(KN) (1.25)	Q5(KN) (0.9)
1	0	16828	21035	15145.2	-290.14	-362.68	-261.13
2	1.5	16525	20656.3	14872.5	-290.14	-362.68	-261.13
3	4.5	16120	20150	14508	-290.14	-362.68	-261.13
4	3	15958	19947.5	14362.2	-290.14	-362.68	-261.13
5	3	15087	18858.8	13578.3	-290.14	-362.68	-261.13
6	3	14217	17771.3	12795.3	-290.14	-362.68	-261.13
7	3	13346	16682.5	12011.4	-290.14	-362.68	-261.13
8	3	12476	15595	11228.4	-290.14	-362.68	-261.13
9	4	11315	14143.8	10183.5	-290.14	-362.68	-261.13
10	4	10155	12693.8	9139.5	-290.14	-362.68	-261.13
11	4	8994.4	11243	8094.96	-290.14	-362.68	-261.13
12	4	7833.8	9792.25	7050.42	-290.14	-362.68	-261.13
13	4	6673.2	8341.5	6005.88	-290.14	-362.68	-261.13
14	4	5512.7	6890.88	4961.43	-290.14	-362.68	-261.13
15	2.00	2580	3225	2322	-290.14	-362.68	-261.13
16	7.00	1628	2035	1465.2	-290.14	-362.68	-261.13
17	10.0	0	0	0	-290.14	-362.68	-261.13

f. Giai đoạn 6: Hợp long nhịp giữa

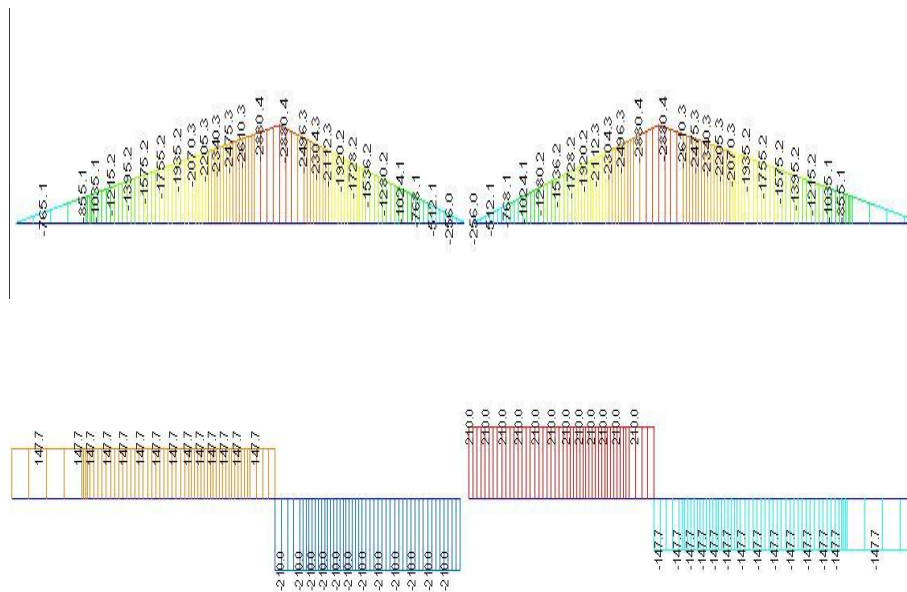
Tiến hành hợp long nhịp T5 – T6: tiến xe đúc trên trụ T5 sát mép cánh hẫng, sau đó cho một đầu xe đúc tỳ lên đầu hẫng đối diện, khối l-ợng xe đúc chia đều cho 2 cánh hẫng. Lắp đặt ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông đốt hợp long. Trọng l-ợng của đốt hợp long (khi bê tông ch-à đông cứng) chia đều cho hai cánh hẫng với giá trị bằng $\frac{1}{2}(K + HL)$.

Sơ đồ tính:



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

7.01



THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

TD	L đốt (m)	M6(KN. m) (Tc)	M6(KN. m) (1.25)	M6(KN. m) (0.9)	Q6(KN) (Tc)	Q6(KN) (1.25)	Q6(KN) (0.9)
1	0.00	-2880.4	-3600.5	-2592.36	147.66	184.575	132.894
2	1.50	-2610.3	-3262.88	-2349.27	147.66	184.575	132.894
3	4.50	-2475.3	-3094.13	-2227.77	147.66	184.575	132.894
4	3.00	-2340.3	-2925.38	-2106.27	147.66	184.575	132.894
5	3.00	-2205.3	-2756.63	-1984.77	147.66	184.575	132.894
6	3.00	-2070.3	-2587.88	-1863.27	147.66	184.575	132.894
7	3.00	-1935.2	-2419	-1741.68	147.66	184.575	132.894
8	3.00	-1755.2	-2194	-1579.68	147.66	184.575	132.894
9	4.00	-1575.2	-1969	-1417.68	147.66	184.575	132.894
10	4.00	-1395.2	-1744	-1255.68	147.66	184.575	132.894
11	4.00	-1215.2	-1519	-1093.68	147.66	184.575	132.894
12	4.00	-1035.1	-1293.88	-931.59	147.66	184.575	132.894
13	4.00	-855.11	-1068.89	-769.599	147.66	184.575	132.894
14	4.00	-765.1	-956.375	-688.59	147.66	184.575	132.894
15	2.00	-512.06	-640.075	-460.854	147.66	184.575	132.894
16	7.00	-256.03	-320.038	-230.427	147.66	184.575	132.894
17	10.00	0	0	0	147.66	184.575	132.894
1'=1	0.00	-2880.4	-3600.5	-2592.36	-210	-262.5	-189
2'	1.50	-2496.3	-3120.38	-2246.67	-210	-262.5	-189
3'	4.50	-2304.3	-2880.38	-2073.87	-210	-262.5	-189
4'	3.00	-2112.3	-2640.38	-1901.07	-210	-262.5	-189
5'	3.00	-1920.2	-2400.25	-1728.18	-210	-262.5	-189

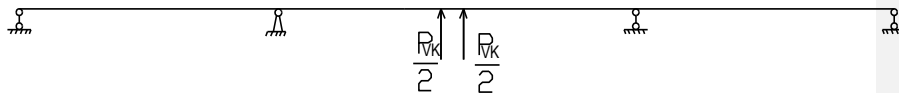
THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

6'	3.00	-1728.2	-2160.25	-1555.38	-210	-262.5	-189
7'	3.00	-1536.2	-1920.25	-1382.58	-210	-262.5	-189
8'	3.00	-1280.2	-1600.25	-1152.18	-210	-262.5	-189
9'	4.00	-1024.1	-1280.13	-921.69	-210	-262.5	-189
10'	4.00	-768.1	-960.125	-691.29	-210	-262.5	-189
11'	4.00	-512.06	-640.075	-460.854	-210	-262.5	-189
12'	4.00	-256.03	-320.038	-230.427	-210	-262.5	-189
13'	4.00	5.87	7.3375	5.283	-210	-262.5	-189
14'	4.00	0	0	0	-210	-262.5	-189

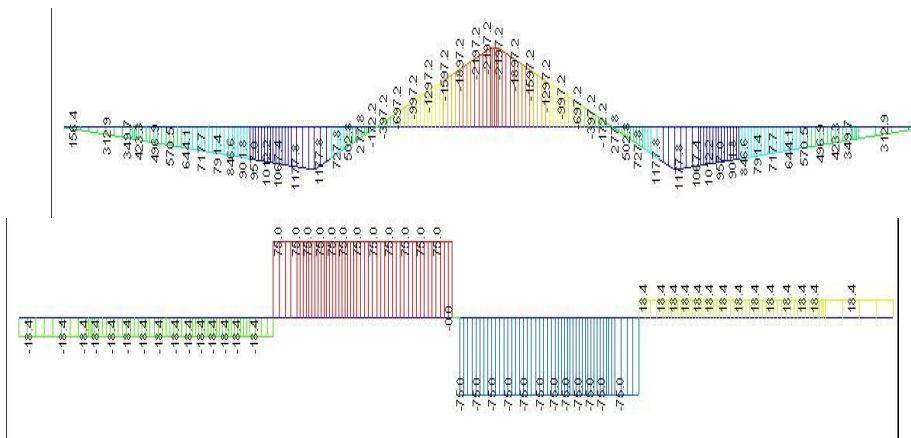
Giai đoạn 7 : Căng cáp, tháo ván khuôn dốt hợp long

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

Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen thu đ-ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas 7.01



THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

TD	L đốt (m)	M6 (Tm) TC	M6 (Tm) 1.25	M6 (Tm) 0.9	Q (T) TC	Q (T) 1.25	Q (T) 0.9
1	0.00	1177.8	1472.25	1060.02	-18.404	-23.005	-16.564
2	1.50	1170	1462.5	1053	-18.404	-23.005	-16.564
3	4.50	1167	1458.75	1050.3	-18.404	-23.005	-16.564
4	3.00	1067.4	1334.25	960.66	-18.404	-23.005	-16.564
5	3.00	1012.2	1265.25	910.98	-18.404	-23.005	-16.564
6	3.00	957	1196.25	861.3	-18.404	-23.005	-16.564
7	3.00	901.79	1127.24	811.611	-18.404	-23.005	-16.564
8	3.00	846.57	1058.21	761.913	-18.404	-23.005	-16.564
9	4.00	791.36	989.2	712.224	-18.404	-23.005	-16.564
10	4.00	717.75	897.188	645.975	-18.404	-23.005	-16.564
11	4.00	644.13	805.163	579.717	-18.404	-23.005	-16.564
12	4.00	570.52	713.15	513.468	-18.404	-23.005	-16.564
13	4.00	496.9	621.125	447.21	-18.404	-23.005	-16.564
14	4.00	423.29	529.113	380.961	-18.404	-23.005	-16.564
15	2.00	349.67	437.088	314.703	-18.404	-23.005	-16.564
16	7.00	312.86	391.075	281.574	-18.404	-23.005	-16.564
17	10.00	0	0	0	-18.404	-23.005	-16.564
1'=1	0.00	1177.8	1472.25	1060.02	-18.404	-23.005	-16.564
2'	1.50	727.84	909.8	655.056	75	93.75	67.5
3'	4.50	502.84	628.55	452.556	75	93.75	67.5
4'	3.00	277.84	347.3	250.056	75	93.75	67.5
5'	3.00	52.843	66.0538	47.5587	75	93.75	67.5

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

6'	3.00	-172.16	-215.2	-154.94	75	93.75	67.5
7'	3.00	-397.16	-496.45	-357.44	75	93.75	67.5
8'	3.00	-697.16	-871.45	-627.44	75	93.75	67.5
9'	4.00	-997.16	-1246.5	-897.44	75	93.75	67.5
10'	4.00	-1297.2	-1621.5	-1167.5	75	93.75	67.5
11'	4.00	-1597.2	-1996.5	-1437.5	75	93.75	67.5
12'	4.00	-1897.2	-2371.5	-1707.5	75	93.75	67.5
13'	4.00	-2197.2	-2746.5	-1977.5	75	93.75	67.5
14'	4.00	-2197.2	-2746.5	-1977.5	75	93.75	67.5

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

STT	TD	GĐ1	GĐ2	GĐ3	GĐ4	GĐ5	GĐ6	GĐ7	Tổng hợp
1	17	0	0	0	0	0	0	0	0
2	16	0	0	0	19926.7	1628	-256.03	312.86	21611.5
3	15	0	0	0	19226.7	2580	-512.06	349.67	21644.3
4	14	0	0	0	18982.2	5512.7	-765.1	423.29	24153.1
5	13	-15960	5000	-820	17393	6673.2	-855.11	496.9	11928
6	12	-31560	7400	-1640	14516	7833.8	-1035.1	570.52	-3914.8
7	11	-52472	9800	-2460	11638	8994.4	-1215.2	644.13	-25071
8	10	-78760	12200	-3280	8760.2	10155	-1395.2	717.75	-51602
9	9	-110470	14600	-4100	5882.6	11315	-1575.2	791.36	-83556
10	8	-137840	16400	-4920	3005	12476	-1755.2	846.57	-111788
11	7	-168360	18200	-5535	127.31	13346	-1935.2	901.79	-143255
12	6	-202110	20000	-6150	-2030.9	14217	-2070.3	957	-177187

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

13	5	-239170	21800	-6765	-4189.2	15087	-2205.3	1012.2	-214430
14	4	-279600	23600	-7380	-6347.4	15958	-2340.3	1067.4	-255042
15	3	-313080	24200	-7495	-8505.6	16120	-2475.3	1167	-290069
16	2	-355080	25010	-7780	-10664	16525	-2610.3	1170	-333429
17	1	-371080	27200	-7995	-14980	16828	-2880.4	1177.8	-351730
18	1'	-371080	27200	-7995	-14980	16828	-2880.4	1177.8	-351730
19	2'	-355080	25010	0	0	0	-2496.3	727.84	-331838
20	3'	-313080	24200	0	0	0	-2304.3	502.84	-290681
21	4'	-279600	23600	0	0	0	-2112.3	277.84	-257834
22	5'	-239170	21800	0	0	0	-1920.2	52.843	-219237
23	6'	-202110	20000	0	0	0	-1728.2	-172.16	-184010
24	7'	-168360	18200	0	0	0	-1536.2	-397.16	-152093
25	8'	-137840	16400	0	0	0	-1280.2	-697.16	-123417
26	9'	-110470	14600	0	0	0	-1024.1	-997.16	-97891
27	10'	-78760	12200	0	0	0	-768.1	-1297.2	-68625
28	11'	-52472	9800	0	0	0	-512.06	-1597.2	-44781
29	12'	-31560	7400	0	0	0	-256.03	-1897.2	-26313
30	13'	-15960	5000	0	0	0	5.87	-2197.2	-13151
31	14'	0	0	0	0	0	0	-2197.2	-2197.2

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

Lực cắt

STT	TD	GĐ1	GĐ2	GĐ3	GĐ4	GĐ5	GĐ6	GĐ7	Tổng hợp
1	17	0	0	0	-794.41	-290.14	147.66	-18.404	-955.29
2	16	0	0	0	-668.41	-290.14	147.66	-18.404	-829.29
3	15	0	0	0	719.41	-290.14	147.66	-18.404	558.526
4	14	-1410	600	205	719.41	-290.14	147.66	-18.404	-46.474
5	13	-3240	600	205	719.41	-290.14	147.66	-18.404	-1876.5
6	12	-4560	600	205	719.41	-290.14	147.66	-18.404	-3196.5
7	11	-5896	600	205	719.41	-290.14	147.66	-18.404	-4532.5
8	10	-7248	600	205	719.41	-290.14	147.66	-18.404	-5884.5
9	9	-8608	600	205	719.41	-290.14	147.66	-18.404	-7244.5
10	8	-9640	600	205	719.41	-290.14	147.66	-18.404	-8276.5
11	7	-10705	600	205	719.41	-290.14	147.66	-18.404	-9341.5
12	6	-11797	600	205	719.41	-290.14	147.66	-18.404	-10433
13	5	-12907	600	205	719.41	-290.14	147.66	-18.404	-11543
14	4	-14047	600	205	719.41	-290.14	147.66	-18.404	-12683
15	3	-15447	600	205	719.41	-290.14	147.66	-18.404	-14083
16	2	-16047	600	205	719.41	-290.14	147.66	-18.404	-14683
17	1	-16447	600	205	719.41	-290.14	147.66	-18.404	-15083
18	1'	-16447	600	0	0	0	-210	75	-15982
19	2'	-16047	600	0	0	0	-210	75	-15582
20	3'	-15447	600	0	0	0	-210	75	-14982
21	4'	-14047	600	0	0	0	-210	75	-13582
22	5'	-12907	600	0	0	0	-210	75	-12442

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

23	6'	-11797	600	0	0	0	-210	75	-11332
24	7'	-10705	600	0	0	0	-210	75	-10240
25	8'	-9640	600	0	0	0	-210	75	-9175
26	9'	-8608	600	0	0	0	-210	75	-8143
27	10'	-7248	600	0	0	0	-210	75	-6783
28	11'	-5896	600	0	0	0	-210	75	-5431
29	12'	-4560	600	0	0	0	-210	75	-4095
30	13'	-3240	600	0	0	0	-210	75	-2775
31	14'	-1410	600	0	0	0	-210	75	-945

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

Thi công lan can, lớp mài luyện, phòng n-ớc, lớp bảo vệ, bê tông asphalt.
 (tính tải giai đoạn 2)

Tải trọng tác dụng coi là tải phân bố đều trên toàn bộ chiều dài. Tải trọng lan can(DC2),

+Tải trọng lớp mặt cầu (DW)

$$DW=dlp*B_{lp}*\gamma_{lp}$$

Trong đó:

dlp : chiều dày trung bình của lớp mặt đ-ờng,lấy trong thiết kế sơ bộ=12 cm =0.12 m

B_{lp} : bề rộng của các lớp mặt đ-ờng,B=12 m .

γ_{lp} : tỷ trọng của lớp phủ,lấy trung bình =22.5 KN/m

$$DW=0.12*12*22.5=29.7 \text{ KN/m}$$

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

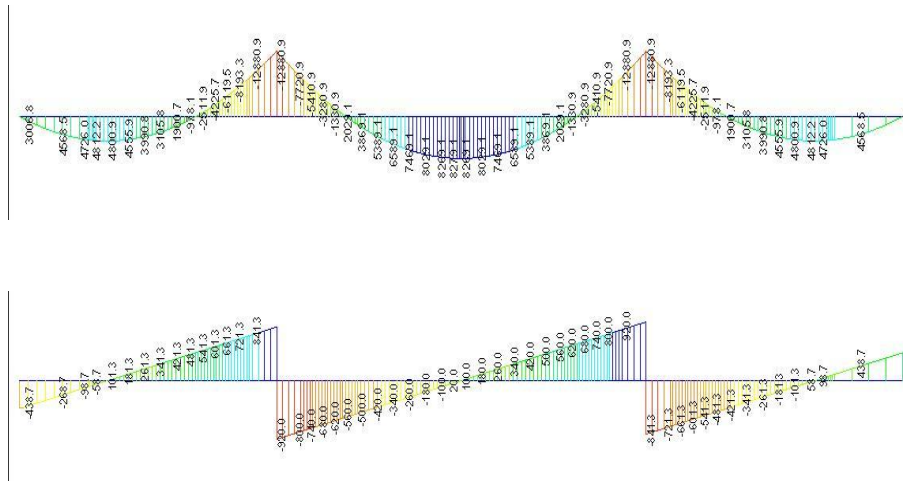
$$DC2=2*0.24*24=11.52 \text{ KN/m}$$

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

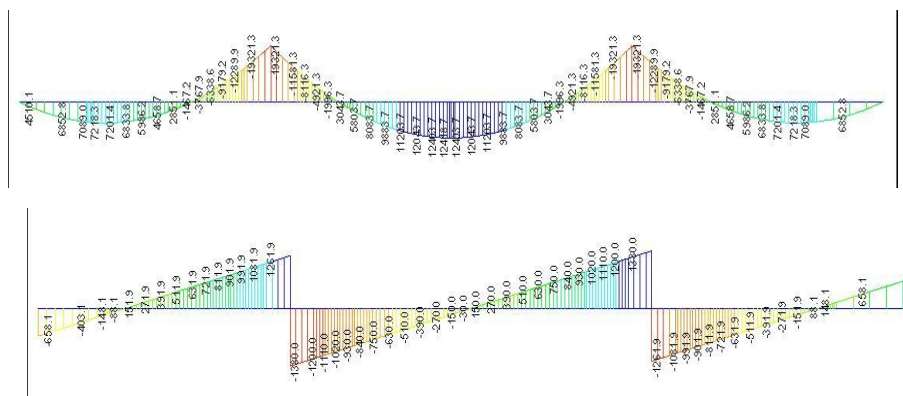
Sơ đồ tính:



Biểu đồ mômen thu đ-ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas
 Civil7.01



Biểu đồ nội lực do lan can gây ra



Biểu đồ nội lực do lớp phủ gây ra

Nội lực do LAN CAN gây ra

Tiết diện	Tải trọng	Lực cắt	Momen
		KN	KNm
15	DC2	-438.74	0
14	DC2	-98.736	4568.5
13	DC2	-58.736	4726
12	DC2	21.264	4800.9
11	DC2	101.26	4555.9
10	DC2	181.26	3990.8
9	DC2	261.26	3105.8
8	DC2	341.26	1900.7
7	DC2	421.26	375.67
6	DC2	481.26	-978.12
5	DC2	541.26	-2511.9
4	DC2	601.26	-4225.7
3	DC2	661.26	-6119.5
2	DC2	721.26	-8193.3
1	DC2	841.3	-12881
1'	DC2	-920	-12881
2'	DC2	-800	-7720.9
3'	DC2	-740	-5410.9
4'	DC2	-680	-3280.9
5'	DC2	-620	-1330.9
6'	DC2	-560	439.13
7'	DC2	-500	2029.1
8'	DC2	-420	3869.1
9'	DC2	-340	5389.1
10'	DC2	-260	6589.1
11'	DC2	-180	7469.1
12'	DC2	-100	8029.1
13'	DC2	-20	8269.1
14'	DC2	20	8269.1

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

Nội lực do LỚP PHỦ gây ra

Tiết diện	Tải trọng	Lực cắt	Mômen
		KN	KNm
15	DW	-658.1	0
14	DW	-148.1	6852.8
13	DW	-88.105	7089
12	DW	31.895	7201.4
11	DW	151.9	6833.8
10	DW	271.9	5986.2
9	DW	391.9	4658.7
8	DW	511.9	2851.1
7	DW	631.9	563.5
6	DW	721.9	-1467.2
5	DW	811.9	-3767.9
4	DW	901.9	-6338.6
3	DW	991.9	-9179.2
2	DW	1081.9	-12290
1	DW	-1380	-19321
1'	DW	-1200	-19321
2'	DW	-1110	-11581
3'	DW	-1020	-8116.3
4'	DW	-930	-4921.3
5'	DW	-840	-1996.3
6'	DW	-750	658.7
7'	DW	-630	3043.7
8'	DW	-510	5803.7
9'	DW	-390	8083.7
10'	DW	-270	9883.7
11'	DW	-150	11204
12'	DW	-30	12044
13'	DW	30	12404
14'	DW	150	12404

Formatted: Centered, Indent: First line: 0.38", Space Before: 0.2 line, After: 0.2 line, Tab stops: 0.63", Left

Formatted: Space Before: 0.2 line, After: 0.2 line, Line spacing: single, Tab stops: 0.63", Left

Formatted: Space Before: 0.2 line, After: 0.2 line, Line spacing: single, Tab stops: 0.63", Left

Formatted: Space Before: 0.2 line, After: 0.2 line, Line spacing: single, Tab stops: 0.63", Left

Formatted: Space Before: 0.2 line, After: 0.2 line, Line spacing: single, Tab stops: 0.63", Left

Formatted: Space Before: 0.2 line, After: 0.2 line, Line spacing: single, Tab stops: 0.63", Left

Formatted: Space Before: 0.2 line, After: 0.2 line, Line spacing: single, Tab stops: 0.63", Left

Formatted: Space Before: 0.2 line, After: 0.2 line, Line spacing: single, Tab stops: 0.63", Left

Formatted: Space Before: 0.2 line, After: 0.2 line, Line spacing: single, Tab stops: 0.63", Left

Formatted: Space Before: 0.2 line, After: 0.2 line, Line spacing: single, Tab stops: 0.63", Left

Formatted: Space Before: 0.2 line, After: 0.2 line, Line spacing: single, Tab stops: 0.63", Left

Formatted: Space Before: 0.2 line, After: 0.2 line, Line spacing: single, Tab stops: 0.63", Left

Formatted ...

Formatted ...

Formatted ...

Formatted ...

Formatted ...

Formatted ...

Formatted ...

Formatted ...

Formatted ...

Formatted ...

Formatted ...

Formatted ...

Formatted ...

Formatted ...

Formatted ...

Formatted ...

Formatted: Bullets and Numbering

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

⚠️Giai đoạn 9: Đ- a kết cấu vào khai thác sử dụng

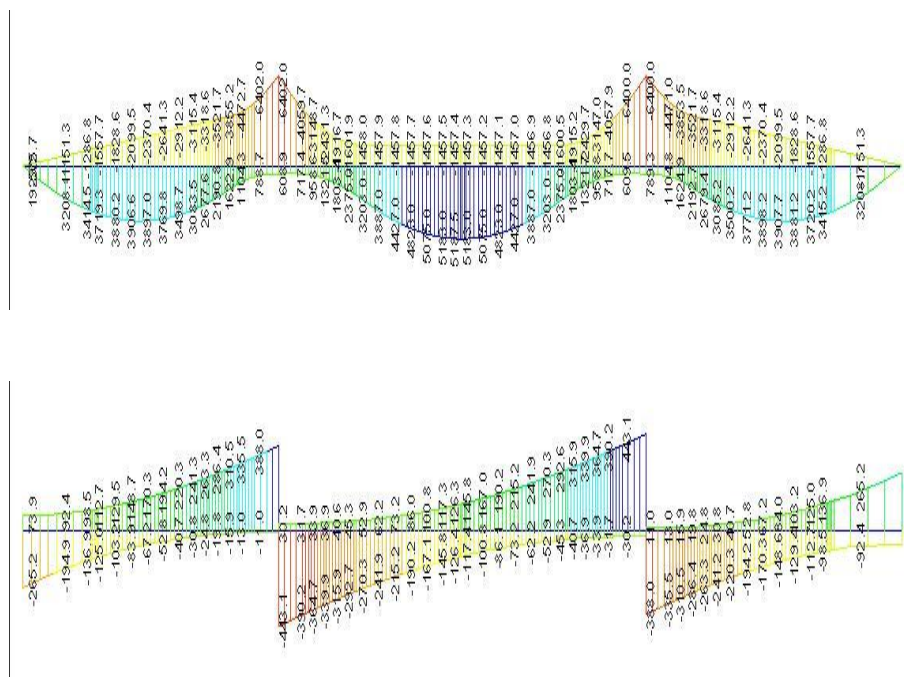
Trong giai đoạn này kết cấu nhịp đ- ợc tính toán với các tải trọng khai thác:

Tải trọng ng- ời ($PL=0.3 \text{ KN/m}^2$), tính trên chiều dài cầu: $PL = 0.3 \times 1.5 = 4.5 \text{ KN/m}$

Hoạt tải HL93



Biểu đồ mômen và lực cắt thu đ- ợc khi mô hình hóa kết cấu bằng phần mềm Midas Civil7.01



THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

Tổng hợp Lực cắt do hoạt tải gây ra

Tiết diện	NG		HL93K		HL93M	
	max(KN)	min(KN)	max(KN)	min(KN)	max(KN)	min(KN)
15	67.726	-265.21	246.23	-1307.6	214.31	-1100
14	92.439	-136.92	406.56	-786.55	364.1	-655.48
13	98.549	-125.03	448.83	-733.05	397.23	-610.52
12	112.73	-103.21	536.8	-631.23	466.82	-525.35
11	129.46	-83.943	628.71	-536.43	540.69	-446.57
10	148.68	-67.162	724.17	-448.74	618.52	-374.21
9	170.3	-52.78	822.75	-368.26	699.94	-308.27
8	194.21	-40.698	923.99	-295.04	784.56	-248.73
7	220.32	-30.807	1027.4	-229.14	871.97	-195.54
6	241.27	-24.755	1106.1	-184.51	939.12	-159.79
5	263.33	-19.812	1185.5	-144	1007.4	-127.54
4	286.44	-15.919	1265.3	-107.59	1076.6	-98.748
3	310.53	-13.012	1345.4	-75.357	1146.5	-73.357
2	335.54	-11.025	1425.4	-48.905	1216.9	-51.383
1	29.07	-443.1	122.11	-1704	103.58	-1473.4
1'	30.199	-390.23	124.46	-1556.4	105.93	-1339.3
2'	31.697	-364.72	127.56	-1481.8	109.03	-1272.1
3'	33.901	-339.93	132.14	-1407.1	120.27	-1205.3
4'	36.867	-315.89	154.8	-1332.5	142.45	-1139
5'	40.647	-292.67	186.05	-1258.3	167.33	-1073.3
6'	45.286	-270.31	220.51	-1184.7	194.93	-1008.6
7'	52.881	-241.91	271.37	-1087.9	235.93	-924.02
8'	62.161	-215.19	327.71	-993.19	281.65	-841.77
9'	73.199	-190.23	389.32	-900.92	332.02	-762.23
10'	86.049	-167.08	456	-811.56	386.94	-685.74
11'	100.75	-145.78	527.51	-725.55	446.26	-612.61
12'	117.33	-126.36	603.56	-643.26	509.79	-543.14
13'	126.33	-117.36	643.2	-603.62	543.08	-509.85
14'	145.75	-100.78	725.49	-527.57	612.56	-446.31

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

Tổng hợp Mô men do hoạt tải gây ra

Tiết diện	NG		HL93K		HL93M	
	max (KN)	min (KN)	max (KN)	min (KN)	max (KN)	min (KN)
15	0	0	0	0	0	0
14	3208.1	-1151.3	15199	-4186	12970	-3643.2
13	3414.5	-1286.8	16093	-4678.5	13756	-4071.8
12	3719.3	-1557.7	17389	-5663.4	14876	-4929
11	3880.2	-1828.6	17973	-6648.3	15407	-5786.3
10	3897	-2099.5	17910	-7633.3	15379	-6643.5
9	3769.8	-2370.4	17254	-8618.2	14820	-7500.7
8	3498.7	-2641.3	15962	-9603.1	13731	-8357.9
7	3083.5	-2912.2	14071	-10588	12140	-9215.1
6	2677.6	-3115.4	12286	-11327	10632	-9858.1
5	2190.8	-3318.6	10205	-12065	8873.2	-10501
4	1622.9	-3521.7	7852	-12804	6875.7	-11144
3	1104.3	-3855.2	5519.4	-13813	4925.7	-12057
2	788.75	-4472.7	3547.3	-15412	3358.9	-13560
1	608.9	-6402	2557.8	-20050	2169.6	-18007
1'	588.77	-4059.7	2619.3	-12445	2625.1	-11239
2'	717.39	-3148.7	4063.8	-10369	3702.1	-9219
3'	958.59	-2431.3	5725.2	-8694.5	5004.5	-7600.2
4'	1321.5	-1916.7	7606	-7441	6538	-6402.3
5'	1803.4	-1601.9	9682.7	-6602.4	8284.1	-5619.3
6'	2375	-1458	11876	-6118.4	10172	-5190.9
7'	3203	-1457.9	14807	-5871.1	12737	-5017.7
8'	3887	-1457.8	17265	-5623.7	14884	-4844.5
9'	4427	-1457.7	19225	-5376.4	16596	-4671.3
10'	4823	-1457.6	20670	-5129.1	17860	-4498.1
11'	5075	-1457.5	21585	-4881.7	18666	-4324.8
12'	5183	-1457.4	21964	-4634.4	19007	-4151.6
13'	5183	-1457.3	21964	-4634.3	19007	-4151.5
14'	5075	-1457.2	21585	-4881.2	18666	-4324.3

iv.3 Tổ hợp nội lực

Sử dụng phần mềm MIDAS 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 (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
$\gamma_{\max}$	1.25	1.5	1.75	1.75
$\gamma_{\min}$	0.90	0.65	1.75	1.75

$\gamma_{\max}$ = hệ số tải trọng lớn nhất

$\gamma_{\min}$ = 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- ồng 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
- $\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I = 1.05$

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

Kết quả nội lực các giai đoạn và tổ hợp ở các TTGH, biểu đồ nội lực ở TTGHSD1 thể hiện nh- bảng và biểu đồ sau:

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

Tổ hợp mô men theo các trạng thái giới hạn

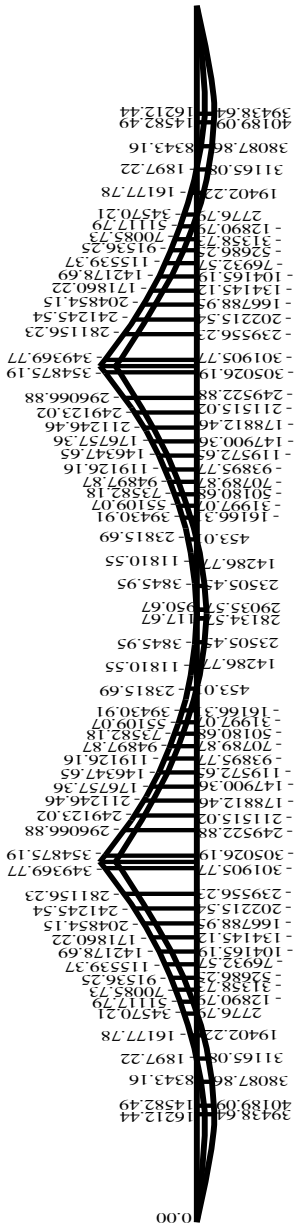
Tiết diện	Tổ hợp nội lực theo TTGHCD1		Tổ hợp nội lực theo TTGHSD	
	$M_{\max}$ (KNm)	$M_{\min}$ (KNm)	$M_{\max}$ (KNm)	$M_{\min}$ (KNm)
15	0	0	0.00	0.00
14	41322.58	20577.88	38087.86	8343.16
13	32522.85	-1539.45	31165.08	-1897.22
12	18024.02	-37555.98	19402.22	-16177.78
11	-2214.01	-59908.01	2776.79	-34570.21
10	-21180.24	-82894.48	-12890.79	-51117.79
9	-43466.91	-121081.82	-31358.73	-70085.73
8	-69148.82	-148625.63	-52686.25	-91536.25
7	-98203.07	-179703.42	-76932.57	-115539.37
6	-124635.49	-208514.22	-104165.19	-142178.69
5	-154006.04	-249278.06	-134145.12	-171860.22
4	-186431.58	-296235.37	-166788.95	-204854.15
3	-222038.95	-339646.35	-202215.54	-241245.54
2	-260964.76	-389790.57	-239556.23	-281156.23
1	-326896.32	-466844.43	-301905.77	-349369.77
1'	-326896.32	-466844.43	-305026.19	-354875.19
2'	-263453.3	-383734.71	-249522.88	-296066.88
3'	-251570.15	-332562.56	-211515.02	-249123.02
4'	-215252.59	-291123.65	-178812.46	-211246.46
5'	-182206.85	-244138.41	-147900.36	-176757.36
6'	-148207.32	-210346.63	-119572.65	-146347.65
7'	-117346.56	-174507.91	-93895.77	-119126.16
8'	-89630.09	-145402.18	-70789.87	-94897.87
9'	-64963.72	-119830.45	-50180.68	-73582.18
10'	-43258.59	-82615.17	-31997.07	-55109.07
11'	-24426.39	-62600.77	-16166.31	-39430.91
12'	-4590.74	-50437.47	453.01	-23815.69
13'	11582.71	-27040.57	14286.77	-11810.55
14'	22282.06	-12233.87	23505.45	-3845.95

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

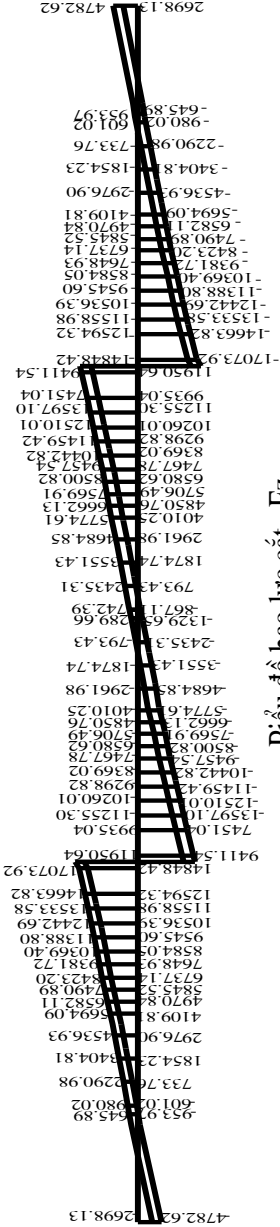
Tổ hợp lực cắt theo các trạng thái giới hạn

Tiết diện	Khoảng cách m	Tổ hợp nội lực theo TTGHCD1		Tổ hợp nội lực theo TTGHSD	
		Nmax (KN)	Nmin (KN)	Nmax (KN)	Nmin (KN)
15	0	-2772.59	-6880.94	-2698.13	-4782.62
14	17	1168.19	-1721.62	645.89	-953.97
13	19	4725.96	1837.86	980.02	-601.02
12	23	6225.06	3214.73	2290.98	733.76
11	27	7757.36	4598.80	3404.81	1854.23
10	31	8932.83	5647.61	4536.93	2976.90
9	35	10134.98	6710.73	5694.09	4109.81
8	39	11367.02	7792.44	6582.11	4970.84
7	43	12632.54	8896.94	7490.89	5845.52
6	46	13935.02	10028.39	8423.20	6737.14
5	49	15277.79	11190.74	9381.72	7648.93
4	52	16664.21	12387.87	10369.40	8584.05
3	55	18097.42	13622.60	11388.80	9545.60
2	58	19580.32	14860.63	12442.69	10536.39
1	62.5	22703.39	17588.99	13533.58	11558.98
1'	65.5	16046.42	10279.82	11950.64	9411.54
2'	70	13494.70	7867.35	9935.04	7451.04
3'	73	-13080.40	-18340.57	-11255.30	-13597.10
4'	76	-11893.35	-16913.96	-10260.01	-12510.01
5'	79	-10748.07	-15533.35	-9298.82	-11459.42
6'	82	-9641.13	-14195.47	-8369.02	-10442.82
7'	85	-8569.01	-12897.10	-7467.78	-9457.54
8'	89	-7507.54	-11634.77	-6580.62	-8500.82
9'	93	-6456.42	-10405.14	-5706.49	-7569.91
10'	97	-5426.42	-9204.69	-4850.76	-6662.13
11'	101	-4413.49	-8030.21	-4010.25	-5774.61
12'	105	-3138.80	-6603.61	-2961.98	-4684.85
13'	109	-1823.94	-5102.11	-1874.74	-3551.43
14'	III	-512.60	-3624.06	-793.43	-2435.31

Biểu đồ bao nội lực do tổ hợp tải trọng ở TTGHSD



Biểu đồ bao mô men M_y



Biểu đồ bao lực cắt F_z

iv.4 Thiết kế cốt thép

iv.4.1 Bê tông mác c50.

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

Hệ số giãn nở nhiệt của bê tông tỷ trọng th-ờng $10.8 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ (5.4.2.2)

Hệ số Poisson 0.2..... (5.4.2.5)

Mô đun đàn hồi của bê tông tỷ trọng th-ờng lấy nh- sau: $E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$
(5.4.2.4)

Trong đó:

γ_c = tỷ trọng của bê tông (kg/m^3)

f'_c = C-ờng độ qui định của bê tông (MPa)

C-ờng độ chịu nén của bê tông đầm hợp, nhịp cầu đầm, qui định ở tuổi 28 ngày là: $f'_c = 50 \text{ MPa}$

C-ờng độ chịu nén của bê tông làm trụ cầu dẫn, trụ chính, mố bản quá độ, sau 28 ngày: $f'_c = 40 \text{ MPa}$

C-ờng độ chịu kéo khi uốn của bê tông tỷ trọng th-ờng $f_t = 0.63 \sqrt{f'_c}$
(5.4.2.6)

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

(5.9.4.1)

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

- Giới hạn ứng suất kéo của bê tông : $0.50 \sqrt{f'_{ci}}$

Trong đó:

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

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

Formatted: Bullets and Numbering

Formatted: Bullets and Numbering

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 - st ở TTGHSD sau mất mát : $0.45f'_c$ (MPa)

- Giới hạn ứng suất kéo của bê tông : $0.50\sqrt{f'_c}$ (cầu xây dựng phân đoạn)

Tỷ số giữa chiều cao vùng chịu nén có ứng suất phân bố đều t-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: $H = 80\%$

iv.4.2 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	$f_{py} = 1674$ Mpa
Môđun đàn hồi	$E_p = 197000$ Mpa
Hệ số ma sát	$\mu = 0.25$
Hệ số ma sát lắc	$K = 6.6 \times 10^{-7} (\text{mm}^{-1}) = 6.6 \times 10^{-4} (\text{m}^{-1})$
Chiều dài tụt neo	$\Delta L = 0.006 \text{m/neo}$
ứng suất trong thép - st khi kích	$f_{pj} = 0.7f_{pu} = 0.7 \times 1860 = 1302$ Mpa

ống gen sử dụng là ống gen thép.

Sơ bộ chọn cáp dựa vào điều kiện sau: Lực nén F_I 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 $0.50\sqrt{f'_c} = 3.53 \text{ Mpa} = 3.53 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$

iv.4.3 Cốt thép th-ờng

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

□ Mô đun đàn hồi của thép th-ờng: $E_s = 200000 \text{ Mpa}$

❖ Tính toán cốt thép dự ứng lực

Tính diện tích thép dự ứng lực: tính sơ bộ theo TTGHCD1 theo công thức sau:

$$A_{pSt} = \frac{M_{CD1}}{z \cdot f_{pe}}$$

M_{CD1} : momen tại mặt cắt theo TTGHCD1

f_{pe} : ứng suất sau mất mát $f_{pe} = 0.8f_{py} = 0.8 \times 1674 = 1339 \text{ Mpa}$

Z : cánh tay đòn nội ngẫu lực, đối với dầm hộp lấy gần đúng bằng $0.9h_o$.
Với h_o là chiều cao làm việc của tiết diện (m)

Đối với tr-ờng hợp chịu momen d-ương, có thể lấy $h_o = h - \frac{1}{2}h_b$

Đối với tr-ờng hợp tính thép chịu momen âm, có thể lấy $h_o = h - \frac{1}{2}h_d$

h : chiều cao tiết diện.

h_b : chiều dày bản mặt cầu tại vị trí tiếp giáp vách dầm $h_b = 0,5 \text{ m}$

h_d : chiều dày bản đáy

Tính số bó cốt thép dự ứng lực

Số bó cốt thép dự ứng lực cần thiết xác định theo công thức : $n = \frac{A_{pSt}}{A_b}$

Trong đó:

A_{pSt} : Diện tích thép dự ứng lực cần thiết

A_b : Diện tích 1 bó thép tùy vào số tao trong bó: $F_b = m \cdot A_{str}$

m : số tao trong 1 bó

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

Bó cáp chịu mômen âm chọn loại bó 19 tao:

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

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

Bó cáp chịu mômen d- ơng chọn loại bó 19 tao:

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

Theo kinh nghiệm diện tích cốt thép cần thiết đ- ợc tăng thêm từ 10-20% để đảm bảo điều kiện chống nứt cho bê tông.

iv.4.4 Tính toán cốt thép DƯL

Bảng tính toán lựa chọn l- ợng cốt thép DƯL

Tiết diện	K/c	M _{max}	M _{min}	Z _{capduong}	Z _{cap am}	f _c	A _{psmax}	A _{psmin}	CT tính toán		CT chọn	
	m	KNm	KNm	m	m	Mpa	m ²	m ²	Max	Min	min	max
15	0	0	0	2.21	2.30	1339	0	0	0	0		
14	17	41322.58	20577.88	2.23	2.32	1339	0.01382651	0.00372841	5.19793716	1.40165671	2	6
13	19	32522.85	-1539.45	2.30	2.38	1339	0.0105834	-0.0004839	3.97872289	-0.1819329	4	4
12	23	18024.02	-37555.98	2.40	2.47	1339	0.00560167	-0.0113388	2.10588997	-4.2627233	6	4
11	27	-2214.01	-59908.01	2.54	2.59	1339	-0.0006515	-0.0172423	-0.2449208	-6.482077	8	
10	31	-21180.24	-82894.48	2.66	2.71	1339	-0.0059377	-0.0228603	-2.2322069	-8.5941091	10	
9	35	-43466.91	-121081.82	2.81	2.84	1339	-0.0115606	-0.031871	-4.3460974	-11.981595	12	
8	39	-69148.82	-148625.63	2.98	2.99	1339	-0.0173354	-0.0371055	-6.5170651	-13.949419	14	
7	43	-98203.07	-179703.42	3.17	3.16	1339	-0.0231504	-0.0424509	-8.7031742	-15.958993	16	
6	46	-124635.49	-208514.22	3.38	3.36	1339	-0.0275062	-0.0463952	-10.340681	-17.44182	18	
5	49	-154006.04	-249278.06	3.61	3.56	1339	-0.0318691	-0.0523179	-11.980878	-19.668367	20	
4	52	-186431.58	-296235.37	3.86	3.79	1339	-0.0360611	-0.0584469	-13.556809	-21.97252	22	
3	55	-222038.95	-339646.35	4.13	4.03	1339	-0.0401415	-0.0629726	-15.090782	-23.673913	24	

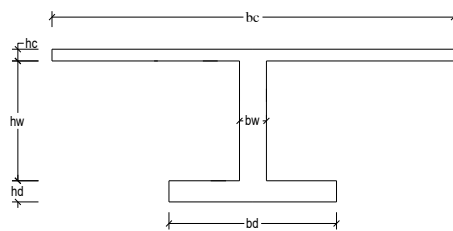
THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

2	58	-260964.76	-389790.57	4.43	4.30	1339	-0.0440143	-0.0677655	-16.546725	-25.475764	26	
1	62.5	-326896.32	-466844.43	4.91	4.73	1339	-0.0497726	-0.0737887	-18.711509	-27.740108	28	
1'	65.5	-326896.32	-466844.43	4.91	4.73	1339	-0.0497726	-0.0737887	-18.711509	-27.740108	28	
2'	70	-263453.3	-383734.71	4.43	4.30	1339	-0.0444419	-0.0666982	-16.707483	-25.074515	26	
3'	73	-251570.15	-332562.56	4.13	4.03	1339	-0.0454416	-0.0616139	-17.083325	-23.163106	24	
4'	76	-215252.59	-291123.65	3.86	3.79	1339	-0.04162	-0.0574274	-15.646611	-21.589238	22	
5'	79	-182206.85	-244138.41	3.61	3.56	1339	-0.0376829	-0.051193	-14.166511	-19.245477	20	
6'	82	-148207.32	-210346.63	3.38	3.35	1339	-0.0327433	-0.0468459	-12.309523	-17.611238	18	
7'	85	-117346.56	-174507.91	3.17	3.17	1339	-0.027643	-0.0411668	-10.392105	-15.47623	16	
8'	89	-89630.09	-145402.18	2.98	2.99	1339	-0.0224554	-0.0362639	-8.4418705	-13.633061	14	
9'	93	-64963.72	-119830.45	2.81	2.84	1339	-0.0172521	-0.0314704	-6.4857703	-11.830969	12	
10'	97	-43258.59	-82615.17	2.66	2.71	1339	-0.0121265	-0.0227745	-4.5588357	-8.5618371	10	
11'	101	-24426.39	-62600.77	2.54	2.60	1339	-0.0071913	-0.0180146	-2.7034833	-6.7723977	8	
12'	105	-4590.74	-50437.47	2.40	2.47	1339	-0.0014291	-0.0152441	-0.5372706	-5.7308767	6	
13'	109	11582.71	-27040.57	2.30	2.38	1339	0.0037643	-0.0084888	1.41515075	-3.1912717	4	2
14'	III	22282.06	-12233.87	2.23	2.32	1339	0.0074499	-0.0039395	2.800716	-1.4810312	2	4

iv.4.5 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 trưng hình học của mặt cắt.

Kích thước quy đổi từ tiết diện hộp sang tiết diện T tại tiết diện kiểm toán



Tiết diện	K/c từ gối	bc	hc	bw	hw	bd	hd	H
	m	m	m	m	m	m	m	m
14	17.00	13.5	0.399	0.933	1.9	6.0	0.309	2.6
I	64	13.5	0.399	0.998	4.3	6.0	0.824	5.5
14'	111	13.5	0.399	0.933	1.9	6.0	0.308	2.6

* Toàn bộ tiết diện làm việc kể cả cốt thép F_T

Diện tích tiết diện tính đổi:

$$F_{td} = F_0 + n_T \cdot F_T$$

n_T : Hệ số quy đổi từ thép ra bê tông.

$$n_T = n = E_p/E_c = 197000/35749.53 = 5.51$$

$$F_{td} = F_0 + n \cdot (F_t + F_d) \quad \text{và} \quad S_0 = n \cdot [F_t \cdot (y_t - a_t) - F_d \cdot (y_d - a_d)] \quad ; \quad c = \frac{S_0}{F_{td}}$$

$$y_d^I = y_d - c \quad \text{và} \quad y_t^I = y_t + c$$

$$J_{td} = J_0 + F_0 \cdot c^2 + n \cdot [F_t \cdot (y_t^I - a_t)^2 + F_d \cdot (y_d^I - a_d)^2]$$

$$y_{a-b}^{I-I} = y_t^I - h_c \quad \text{và} \quad y_{c-d}^{I-I} = y_d^I - h_d$$

$$S_{a-b}^{I-I} = b_c \cdot h_c \cdot (y_t^I - \frac{h_c}{2}) + n \cdot F_t \cdot (y_t^I - a_t); S_{c-d}^{I-I} = b_d \cdot h_d \cdot (y_d^I - \frac{h_d}{2}) + n \cdot F_d \cdot (y_d^I - a_d)$$

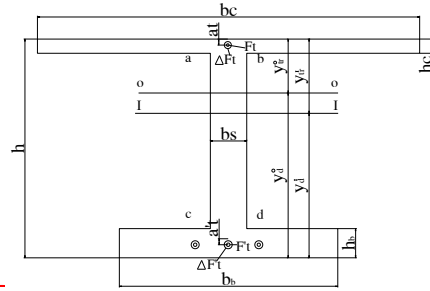
$$e^{I-I} = y_d^I - a_d$$

Ký hiệu:

- 0-0 : Trục trung tâm của tiết diện giảm yếu do lỗ luôn cáp.
- I-I : Trục trung tâm của tiết diện có tính đến cốt thép DƯL.
- b_c : Bề rộng bản cánh trên.
- h_c : Chiều cao bản cánh trên.
- b : Chiều dày sàn dầm.
- h_b : Chiều cao sàn dầm.
- b_d : Bề rộng bản đáy.
- h_d : Chiều cao bản đáy.
- h : Chiều cao tiết diện.
- a_t : Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép DƯL phía trên tới mép trên tiết diện.
- a_d : Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép DƯL phía dưới tới mép dưới tiết diện.
- F_d : Diện tích cốt thép DƯL bố trí phía dưới.
- F_t : Diện tích cốt thép DƯL bố trí phía trên.
- n : Hệ số chuyển đổi vật liệu $n = 5.51$
- S_x : Mômen tĩnh của tiết diện giảm yếu đối với đáy tiết diện.
- F_{td} : Diện tích tiết diện tính đổi.
- S_0 : Mômen tĩnh của tiết diện đối với trục 0 – 0.
- C : Khoảng cách giữa trục 0-0 và trục I-I.
- y_d^I và y_t^I : Khoảng cách từ trục chính I-I tới mép dưới và trên tiết diện
- J_{td} : Mômen quán tính của tiết diện tính đổi
- y_{a-b}^{I-I} : Khoảng cách từ trục I-I tới thớ a-b
- S_{a-b}^{I-I} : Mômen tĩnh của phần tiết diện tách ra do thớ a-b đối với trục I-I
- y_{c-d}^{I-I} : Khoảng cách từ trục I-I tới thớ c-d

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

- S_{c-d}^{I-I} : Mômen tĩnh của phần tiết diện tách ra do thờ c-d đối với trục I-I
- e^{I-I} : Độ lệch tâm của lực N_d đối với trục I-I



Bảng tính đặc tr- ng hình học các tiết diện

	Tiết diện		
	14	1	14'
Bc	13.500	13.500	13.500
Hc	0.399	0.399	0.399
B	0.993	0.998	0.993
Hb	1.900	4.300	1.900
Bb	6.0	6.000	6.0
Hd	0.3	0.9	0.3
H	2.600	5.500	2.600
At	0.000	0.150	0.000
Ad	0.154	0.000	0.155
DFt	0.000	0.126	0.000
DFd	0.045	0.000	0.027
Fd	0.011	0.000	0.008
Ft	0.003	0.043	0.003

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

n	5.340	5.340	5.340
Ftd	8.708	13.810	8.708
Fo	8.708	13.684	8.681
Sx	15.094	41.176	15.100
Yt	0.967	2.691	0.961
Yd	1.733	3.009	1.739
Jo	8.183	64.832	8.234
Ya-b(0-0)	0.568	2.292	0.562
Sa-b(0-0)	3.824	12.098	3.794
Yc-d(0-0)	1.425	2.185	1.430
Sc-d(0-0)	2.644	10.700	2.690
E(0-0)	0.967	2.541	0.961
Fqd	8.589	13.395	8.595
So	-0.076	0.604	-0.053
C	-0.009	0.045	-0.006
Yt(1-1)	0.958	2.736	0.954
Yd(1-1)	1.742	2.964	1.746
Jqd	8.347	66.449	8.361
Ya-b(1-1)	0.559	2.337	0.556
Sa-b(1-1)	3.796	13.257	3.779
Yc-d(1-1)	1.341	1.963	1.437
Sc-d(1-1)	2.757	11.218	2.771
E(1-1)	1.588	2.964	1.591

iv.4.6 Tính mất mát ứng suất tr-óc

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

Trong các cấu kiện kéo sau:

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

Trong đó:

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

Trong các mất mát phân ra làm 2 loại:

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

1 Mất mát do ma sát

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

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}(1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)}) \quad (5.9.5.2.2b-1)$$

Trong đó:

- f_{pj} : ứng suất trong thép - st khi kích $f_{pj} = 0.7 f_u = 1302$ MPa
- x : chiều dài bó thép - st từ đầu kích đến điểm đang xem xét (m)
- 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)

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

- e : cơ số logarit tự nhiên

Tiết diện	Bó thép	μ	K (1/m)	f_{pj} T/m ²	x (m)	a (rad)	Δf_{pF} T/m ²
HL biên	C2-01-2	0.250	0.00066	130200	6	0.234	7581
	C2-02-2	0.250	0.00066	130200	10	0.234	8364
	C2-03-2	0.250	0.00066	130200	19	0.234	8364
	C2-04-2	0.250	0.00066	130200	19	0.234	8364
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó						8103
Đỉnh trụ	C1-01-2	0.250	0.00066	130200	6	0.174	6034
	C1-02-4	0.250	0.00066	130200	9	0.174	6323
	C1-03-2	0.250	0.00066	130200	12	0.174	6568
	C1-04-2	0.250	0.00066	130200	15	0.174	6812
	C1-05-2	0.250	0.00066	130200	18	0.174	7056
	C1-06-2	0.250	0.00066	130200	21	0.174	7299
	C1-07-2	0.250	0.00066	130200	25	0.174	7543
	C1-08-2	0.250	0.00066	130200	29	0.174	7785
	C1-09-2	0.250	0.00066	130200	33	0.174	8028
	C1-10-2	0.250	0.00066	130200	37	0.174	8269
	C1-11-2	0.250	0.00066	130200	41	0.174	8605
	C1-12-4	0.250	0.00066	130200	45	0.174	8925
	C1-13-2	0.250	0.00066	130200	45	0.174	9245
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó						7841
HL giữa	C4-01-2	0.250	0.00066	130200	5	0.000	258
	C3-01-2	0.250	0.00066	130200	5.1	0.234	7640
	C3-02-2	0.250	0.00066	130200	9.1	0.234	7883
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó						5260

Formatted: Bullets and Numbering

Mất mát do thiết bị neo

Mất mát do thiết bị neo đ-ợc tính theo công thức sau:

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

Trong đó:

- L : Chiều dài của bó cáp (m)
- E_p : Môđun đàn hồi của thép ust E = 197000Mpa
- Δ_L : biến dạng do tụt neo; Δ_L = 6mm/neο

Tiết diện	Bó thép	L (m)	ΔL (m)	E T/m ²	Δf _{pA} T/m ²
HL biên	C2-01-2	23.2	6.10 ⁻³	19700000	5664
	C2-02-2	31.2	6.10 ⁻³	19700000	4094
	C2-03-2	31.2	6.10 ⁻³	19700000	4094
	C2-04-2	31.2	6.10 ⁻³	19700000	4094
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó				4486.5
Đỉnh trụ	C1-01-2	12.20	6.10 ⁻³	19700000	9850
	C1-02-4	18.2	6.10 ⁻³	19700000	6092
	C1-03-2	24.2	6.10 ⁻³	19700000	4653
	C1-04-2	30.2	6.10 ⁻³	19700000	3764
	C1-05-2	36.2	6.10 ⁻³	19700000	3160
	C1-06-2	42.2	6.10 ⁻³	19700000	2723
	C1-07-2	50.2	6.10 ⁻³	19700000	2393
	C1-08-2	58.2	6.10 ⁻³	19700000	2133
	C1-09-2	66.2	6.10 ⁻³	19700000	1925
	C1-10-2	74.2	6.10 ⁻³	19700000	1754
	C1-11-2	82.2	6.10 ⁻³	19700000	1558
	C1-12-4	90.2	6.10 ⁻³	19700000	1409
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó				6135
HL giữa	C4-01-2	10.1	6.10 ⁻³	19700000	1820
	C3-01-2	10.2	6.10 ⁻³	19700000	1808
	C3-02-2	18.2	6.10 ⁻³	19700000	1242
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó				3870

3) Mất mát do co ngắn đàn hồi

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

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

$$f_{cgp} = -\frac{F}{A} - \frac{F.e}{I} y + \frac{M_{DCI}}{I} e$$

Trong đó:

- N : Số l-ợng các bó thép ứng suất tr-óc giống nhau
- f_{cgp} : Tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm các bó thép ứng suất tr-óc do lực ứng suất tr-óc sau kích và tự trọng của cầu kiện ở các mặt cắt mômen max (MPa).
- F: Lực nén trong bê tông do ứng suất tr-óc gây ra tại thời điểm sau khi kích, tức là đã xảy ra mất mát do ma sát và tụt neo.
- e : Độ lệch của trọng tâm các bó thép so với trục trung hoà của tiết diện.
- A, I : Diện tích tiết diện và mômen quán tính trừ lỗ.
- E_p : Mô đun đàn hồi của thép dự ứng lực (MPa) = 197000 (MPa)
- E_{ci} : Mô đun đàn hồi của bê tông lúc truyền lực (MPa)
 $E_{ci} = 0.043 \gamma_c \sqrt[1.5]{f'_{ci}} = 0.043 \times 2400 \times \sqrt[1.5]{0.8 \times 50} = 35753 \text{ (MPa)}$
- A_{ps} : Tổng diện tích các bó cáp ứng suất tr-óc.
- M_{DCI} : Mômen do trọng l-ợng bản thân kết cấu

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

Tiết diện	Bố thép	F	A	I	e	Mdc1	f_{cgp}	Ep/Eci	Δf_{pES}
			m2	m4	m	Tm	T/m2		(T/m2)
HL biên	C2-01(2)	692.66	8.708	8.183	0.967	1293.88	-43.28	5.510	-89.43
	C2-02(2)	692.66	8.708	8.183	0.967	1293.88	-43.28	5.510	-77.65
	C2-03(2)	692.66	8.708	8.183	0.967	1293.88	-43.28	5.510	-56.86
	C2-04(2)	692.66	8.708	8.183	0.967	1293.88	-43.28	5.510	0.00
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó								-74.65
Đỉnh trụ	C1-01(2)	692.66	13.684	64.832	2.541	-27533.22	-11.98	5.510	-30.65
	C1-02(4)	692.66	13.684	64.832	2.541	-27533.22	-11.98	5.510	-30.47
	C1-03(2)	692.66	13.684	64.832	2.541	-27533.22	-11.98	5.510	-30.25
	C1-04(2)	692.66	13.684	64.832	2.541	-27533.22	-11.98	5.510	-30.00
	C1-05(2)	692.66	13.684	64.832	2.541	-27533.22	-11.98	5.510	-29.70
	C1-06(2)	692.66	13.684	64.832	2.541	-27533.22	-11.98	5.510	-29.34
	C1-07(2)	692.66	13.684	64.832	2.541	-27533.22	-11.98	5.510	-28.88
	C1-08(2)	692.66	13.684	64.832	2.541	-27533.22	-11.98	5.510	-28.29
	C1-09(2)	692.66	13.684	64.832	2.541	-27533.22	-11.98	5.510	-27.50
	C1-10(2)	692.66	13.684	64.832	2.541	-27533.22	-11.98	5.510	-26.40
	C1-11(2)	692.66	13.684	64.832	2.541	-27533.22	-11.98	5.510	-24.75
	C1-12(4)	692.66	13.684	64.832	2.541	-27533.22	-11.98	5.510	-22.00
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó								-25.34
HL giữa	C1-14(2)	692.66	8.681	8.234	0.961	-236.74	-18.51	5.510	-33.98
	C1-14(2)	692.66	8.681	8.234	0.961	-236.74	-18.51	5.510	-25.48
	C1-14(2)	692.66	8.681	8.234	0.961	-236.74	-18.51	5.510	0.00
Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó									-19.82

4) Mất mát do co ngót

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

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

$$\text{Mpa} = 2500T/m^2 \quad (5.9.5.4.2-2)$$

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

5) Mất mát do từ biến

Mất mát dự ứng suất do từ biến có thể lấy bằng :

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

Trong đó:

f_{cgp} : Tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm các bó thép ứng suất tr-óc do lực ứng suất tr-óc sau kích và tự trọng của cầu kiện ở các mặt cắt có mômen max (MPa).

Δf_{cdp} : Thay đổi trong ứng suất bê tông tại trọng tâm thép ứng suất tr-óc do tải trọng th-ờng xuyên, trừ tải trọng tác động vào lúc thực hiện các lực ứng suất tr-óc, đ-ợc tính cùng các mặt cắt tính f_{cgp} (MPa).

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

- M_{DC2} = mômen do tĩnh tải chất thêm sau khi bê tông đông cứng ($M_{\text{DC2}} = M_b$) Nmm

- M_{DW} = Mômen do lớp mặt cầu (Nmm)

- I_{td} = Mômen quán tính của tiết diện qui đổi (m^4)

- e : Độ lệch của trọng tâm các bó thép so với trục trung hoà của tiết diện.

Formatted: Bullets and Numbering

Formatted: Bullets and Numbering

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

Tiết diện	Bố thép	Fi	e	y	M _{DW} +M _{D2}	A _x	I _x	f _{cgp}	Δf _{cdp}	Δf _{pCR}
		(T)	(m)	(m)	(T.m)	(m ²)	(m ⁴)	T/m ²	T/m ²	T/m ²
HL biên	C2-01-2	692.66	1.588	1.341	559.38	8.706	8.183	-43.28	108	-594.96
	C2-02-2	692.66	1.588	1.341	559.38	8.706	8.183	-43.28	108	-594.96
	C2-03-2	692.66	1.588	1.341	559.38	8.706	8.183	-43.28	108	-594.96
	C2-04-2	692.66	1.588	1.341	559.38	8.706	8.183	-43.28	108	-594.96
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó									-594.96
Đỉnh trụ	C1-01-2	1385.22	2.964	2.337	-37074	13.684	64.832	-11.98	-1694.96	1042.71
	C1-02-4	1385.22	2.964	2.337	-37074	13.684	64.832	-11.98	-1694.96	1042.71
	C1-03-2	692.66	2.964	2.337	-37074	13.684	64.832	-11.98	-1694.96	1042.71
	C1-04-2	692.66	2.964	2.337	-37074	13.684	64.832	-11.98	-1694.96	1042.71
	C1-05-2	692.66	2.964	2.337	-37074	13.684	64.832	-11.98	-1694.96	1042.71
	C1-06-2	692.66	2.964	2.337	-37074	13.684	64.832	-11.98	-1694.96	1042.71
	C1-07-2	692.66	2.964	2.337	-37074	13.684	64.832	-11.98	-1694.96	1042.71
	C1-08-2	692.66	2.964	2.337	-37074	13.684	64.832	-11.98	-1694.96	1042.71
	C1-09-2	692.66	2.964	2.337	-37074	13.684	64.832	-11.98	-1694.96	1042.71
	C1-10-2	692.66	2.964	2.337	-37074	13.684	64.832	-11.98	-1694.96	1042.71
	C1-11-2	692.66	2.964	2.337	-37074	13.684	64.832	-11.98	-1694.96	1042.71
	C1-12-4	692.66	2.964	2.337	-37074	13.684	64.832	-11.98	-1694.96	1042.71
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó									1042.71
HL giữa	C4-01-2	692.66	1.591	0.556	10132.5	8.681	8.234	-18.51	1957.83	-1592.48
	C3-01-2	692.66	1.591	1.437	10132.5	8.681	8.234	-18.51	1957.83	-1592.48
	C3-02-2	692.66	1.591	1.437	10132.5	8.681	8.234	-18.51	1957.83	-1592.48
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó									-1592.48

Mất mát do tròng dảo cốt thép

Formatted: Bullets and Numbering

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

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

(5.9.5.4.4c-2)

ở đây:

- Δf_{pF} : Mất mát do ma sát d-ối mức $0,6f_{pu}$ ở thời điểm xem xét tính theo Điều 5.9.5.2.2(Mpa)

- Δf_{pES} : Mất mát do co ngắn đàn hồi (Mpa)

- Δf_{pSR} : Mất mát do co ngót (Mpa)

- Δf_{pCR} : Mất mát do từ biến (M

Tiết diện	Bố thép	Δf_{pF}	Δf_{pES}	Δf_{pSR}	Δf_{pCR}	Δf_{pR}
		T/m ²	T/m ²	T/m ²	T/m ²	T/m ²
HL biên	C2-01-2	7581	-89.43	2500	-594.96	-744.46
	C2-02-2	8364	-77.65	2500	-594.96	-816.34
	C2-03-2	8364	-56.86	2500	-594.96	-818.84
	C2-04-2	8364	0.00	2500	-594.96	-825.66
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bố				29.30	
Đỉnh trụ	C1-01-2	6034	-30.65	2500	1042.71	-710.54
	C1-02-4	6323	-30.47	2500	1042.71	-736.58
	C1-03-2	6568	-30.25	2500	1042.71	-758.65
	C1-04-2	6812	-30.00	2500	1042.71	-780.64
	C1-05-2	7056	-29.70	2500	1042.71	-802.64
	C1-06-2	7299	-29.34	2500	1042.71	-824.55
	C1-07-2	7543	-28.88	2500	1042.71	-846.57
	C1-08-2	7785	-28.29	2500	1042.71	-868.42

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

	C1-09-2	8028	-27.50	2500	1042.71	-890.38
	C1-10-2	8269	-26.40	2500	1042.71	-912.20
	C1-11-2	8605	-24.75	2500	1042.71	-942.64
	C1-12-4	8925	-22.00	2500	1042.71	-971.77
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó					-862.77
HL giữa	C4-01-2	-736.58	-33.98	2500	-1592.48	-32.19
	C3-01-2	-758.65	-25.48	2500	-1592.48	-697.59
	C3-02-2	-780.64	0.00	2500	-1592.48	-722.52
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó					-484.10

Kết quả tính toán tổng hợp mất mát ứng suất đ-ợc trình bày trong bảng sau:

Tiết diện	Bó thép	Δf_{pF}	Δf_{pA}	Δf_{pES}	Δf_{pSR}	Δf_{pCR}	Δf_{pR}	$\Delta f_{lúc\ thôi}$	$\Delta f_{lưu\ dài}$	Δf_{pT}
		T/m ²	T/m ²	T/m ²	T/m ²	T/m ²	T/m ²	T/m ²	T/m ²	T/m ²
HL biên	C2-01-2	7581	5664	-89.43	2500	-594.96	-744.46	13334.43	3839.42	17173.85
	C2-02-2	8364	4094	-77.65	2500	-594.96	-816.34	12535.65	3911.3	16446.95
	C2-03-2	8364	4094	-56.86	2500	-594.96	-818.84	12514.86	3913.8	16428.66
	C2-04-2	8364	4094	0.00	2500	-594.96	-825.66	12458	3920.62	16378.62
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó								16607.02	
Đỉnh trụ	C1-01-2	6034	9850	-30.65	2500	1042.71	-710.54	15914.65	4253.25	20167.9
	C1-02-4	6323	6092	-30.47	2500	1042.71	-736.58	12445.47	4279.29	16724.76
	C1-03-2	6568	4653	-30.25	2500	1042.71	-758.65	11251.25	4301.36	15552.61
	C1-04-2	6812	3764	-30.00	2500	1042.71	-780.64	10606	4323.35	14929.35
	C1-05-2	7056	3160	-29.70	2500	1042.71	-802.64	10245.7	4345.35	14591.05
	C1-06-2	7299	2723	-29.34	2500	1042.71	-824.55	10051.34	4367.26	14418.6

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

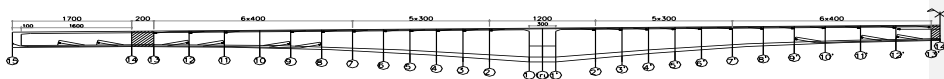
	C1-07-2	7543	2393	-28.88	2500	1042.71	-846.57	9964.88	4389.28	14354.16
	C1-08-2	7785	2133	-28.29	2500	1042.71	-868.42	9946.29	4411.13	14357.42
	C1-09-2	8028	1925	-27.50	2500	1042.71	-890.38	9980.5	4433.09	14413.59
	C1-10-2	8269	1754	-26.40	2500	1042.71	-912.20	10049.4	4454.91	14504.31
	C1-11-2	8605	1558	-24.75	2500	1042.71	-942.64	10187.75	4485.35	14673.1
	C1-12-4	8925	1409	-22.00	2500	1042.71	-971.77	10356	4514.48	14870.48
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó									24205.71
HL gi÷a	C4-01-2	-736.58	11820	-33.98	2500	-1592.48	-32.19	12590.56	4124.67	16715.23
	C3-01-2	-758.65	10808	-25.48	2500	-1592.48	-697.59	11592.13	4790.07	16382.2
	C3-02-2	-780.64	6242	0.00	2500	-1592.48	-722.52	7022.64	4815	11837.64
	Mất mát ứng suất trung bình cho 1 bó									14978.36

iv.4.7 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: 1,13,13'.

Sơ đồ bố trí các tiết diện của 1/2 cầu

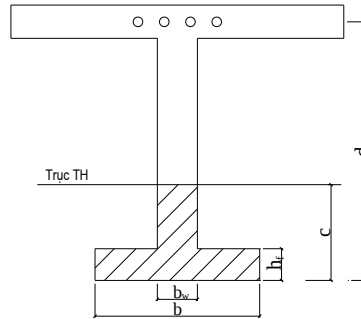


iv.7.1 Kiểm toán theo trạng thái giới

hạn sử dụng

Các vấn đề cần kiểm toán ở TTGHSD phải là nứt, biến dạng và ứng suất trong bê tông. [A5.5.2]

Đối với kết cấu bê tông cốt thép - st trong đồ án này, chỉ kiểm tra ứng suất trong bê tông theo điều [A5.9.4]



Ta phải kiểm tra theo 2 giai đoạn:

Giai đoạn 1: Lúc thi công

Giai đoạn 2: Khi khai thác

➤ **Giai đoạn 1:** Việc kiểm toán ứng suất trong giai đoạn 1 là một việc khó, do việc thi công các đốt đúc và căng cáp theo nhiều giai đoạn, mức bê tông và môđun đàn hồi thực tế là biến đổi trên mỗi đốt đúc.

Lấy cường độ bê tông lúc căng cáp là $f'_{ci} = 0.8f'_c = 40\text{Mpa}$.

– Giới hạn ứng suất nén: $-0.6f'_{ci} = -0.6 \times 40 = -24\text{ Mpa}$

– Giới hạn ứng suất kéo: $0.25\sqrt{f'_{ci}} = 1.58\text{ Mpa}$

➤ **Giai đoạn 2:** Giai đoạn sử dụng

Các giới hạn ứng suất trong bê tông ở trạng thái giới hạn sử dụng sau các mất mát. Các cấu kiện ứng suất tr- ớc hoàn toàn [5.9.4.2]

- ứng suất nén đối với cầu xây dựng phân đoạn và do tổng của lực ứng suất tr- ớc có hiệu và các tải trọng th- ờng xuyên gây ra:

$$-0.45f'_c = -0.45 \times 50 = -22.5\text{ Mpa} = -22500\text{ KN/m}^2$$

- ứng suất kéo của bê tông:

$$0.5\sqrt{f'_c} = 0.5\sqrt{50} = 3.5355\text{ Mpa} = 3535.5\text{ KN/m}^2$$

iv.4.7.1.1 Kiểm tra ứng suất trong bê tông khi chịu mômen dương (vị trí hợp long)

1. Giai đoạn thi công:lúc hợp long tại vị trí 13, 13'

☐Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F_t + F_b}{A_0} + \frac{-F_t e_t + F_b e_b}{I_0} y_t - \frac{M_{bt}}{I_0} y_t \leq 0.25 \sqrt{f_{ci}} = 1580 \text{KN/m}^2$$

☐Thớ d-ới:

$$f_{bg} = -\frac{F_t + F_b}{A_0} - \frac{F_t e_t - F_b e_b}{I_0} y_b + \frac{M_{bt}}{I_0} y_b \geq -0.6 \cdot f_{ci} = -24000 \text{ KN/m}^2$$

2.Giai đoạn khai thác:có hoạt tải

☐Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F_t + F_b}{A_0} + \frac{-F_t e_t + F_b e_b}{I_0} y_t - \frac{M_{bt}}{I_0} y_t - \frac{M_{tt} + M_{ht}}{I_{td}} y_{tgd} \geq -0.45 f_c' = -22500 \text{KN/m}^2$$

☐Thớ d-ới:

$$f_{bg} = -\frac{F_t + F_b}{A_0} - \frac{F_t e_t - F_b e_b}{I_0} y_b + \frac{M_{bt}}{I_0} y_b + \frac{M_{tt} + M_{ht}}{I_{td}} y_{bgd} \leq 0.5 \sqrt{f_c'} = 3535.5 \text{KN/m}^2$$

iv.4.7.1.2 Kiểm tra ứng suất trong bê tông khi chịu mômen âm(vị trí trụ)

1.Giai đoạn thi công:lúc tháo ngàm vị trí 1, 1'

☐Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F_t}{A_0} - \frac{F_t e_t}{I_0} y_t + \frac{M_{bt}}{I_0} y_t \geq -0.6 f_c' = -24000 \text{KN/m}^2$$

☐Thớ d-ới:

$$f_{bg} = -\frac{F_t}{A_0} + \frac{F_t e_t}{I_0} y_b - \frac{M_{bt}}{I_0} y_b \leq 0.25 \sqrt{f_c'} = 1580 \text{KN/m}^2$$

2.Giai đoạn khai thác:

☐Thớ trên:

$$f_{tg} = -\frac{F_t}{A_0} - \frac{F_t e_t}{I_0} y_t + \frac{M_{bt}}{I_0} y_t + \frac{M_{tt} + M_{ht}}{I_{td}} y_{tgd} \leq 0.25 \sqrt{f_c'} = 1580 \text{KN/m}^2$$

□ Thớ d-ới:

$$f_{bg} = -\frac{F_t}{A_0} + \frac{F_t e_t}{I_0} y_b - \frac{M_{bt}}{I_0} y_b - \frac{M_{tt} + M_{ht}}{I_{td}} y_{bgd} \geq -0.6 f'_c = -24000 \text{KN/m}^2$$

Trong đó:

- F_b = Lực nén do các bó thép ứng suất tr-ớc phía d-ới sau mất mát gây ra cho dầm (KN)
- F_t = Lực nén do các bó thép ứng suất tr-ớc phía trên sau mất mát gây ra cho dầm (KN)
- M = 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 tr-ớc phía trên so với trục trung hoà của tiết diện.
- e_b = Độ lệch tâm của trọng tâm thép ứng suất tr-ớc phía d-ới so với trục trung hoà của tiết diện.
- y_t = Khoảng cách từ thớ trên cùng đến trục trung hoà của tiết diện.
- y_b = Khoảng cách từ thớ d-ới cùng đến trục trung hoà của tiết diện.
- f'_c = Cường độ qui định của bê tông 28 ngày

Formatted: Bullets and Numbering

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

Kết quả kiểm toán nh- sau:

ứng suất trong bê tông do mô men tổ hợp theo TTGHSD

Do mô men max ở giai đoạn khai thác

Tiết diện	M	I	Y_t	Y_b	f_{tg}	f_{bg}
	(KNm)	(m ⁴)	(m)	(m)	Mpa	Mpa
HL _{biên}	38087.86	8.347	0.89	1.71	1.87	-2.01
Đỉnh trụ	-305026.19	66.449	2.5	3.0	-1.28	1.23
HL _{giữa}	23505.45	8.361	0.556	1.437	2.03	-3.18

Do mô men min ở giai đoạn khai thác

Tiết diện	M	I	Y_t	Y_b	f_{tg}	f_{bg}
	(KNm)	(m ⁴)	(m)	(m)	Mpa	Mpa
HL _{biên}	8343.16	8.347	0.559	1.341	-1.29	-9.45
Đỉnh trụ	-354875.19	36.961	2.337	1.963	-16.72	1.45
HL _{giữa}	-3845.95	5.001	0.556	1.437	-1.84	-7.24

ứng suất trong bê tông do lực căng cáp UST

Do mô men max

Tiết diện	F	M	A	I	$y_{trên}$	$y_{d-ới}$	$f_{trên}$	$f_{d-ới}$
	(KN)	(KNm)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m)	Mpa	Mpa
HL _{biên}	30880.01	28374.14	7.31	4.89	0.82	1.38	1.21	-2.63
Đỉnh trụ	31422.71	91061.08	10.33	36.96	1.84	2.66	-1.32	0.14
HL _{giữa}	31248.09	26599.44	7.31	5.00	0.81	1.39	1.09	-1.24

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

Do mô men min

Tiết diện	F	M	A	I	$y_{trên}$	$y_{d-ới}$	$f_{trên}$	$f_{d-ới}$
	(KN)	(KNm)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m)	Mpa	Mpa
HL _{biên}	31760.57	31292.32	7.31	4.89	0.82	1.38	-0.16	-6.77
Đỉnh trụ	32174.77	104518.90	10.33	36.96	1.84	2.66	-2.5	1.07
HL _{giữa}	32282.57	32642.04	7.31	5.00	0.81	1.39	-0.68	-3.97

kiểm toán tiết diện theo trạng thái giới hạn sử dụng

Thớ trên tiết diện

Tiết diện	f_{Mmax}	f_{Mmin}	GĐ khai thác		GĐ căng kéo		ứng suất		Kiểm tra	
			$f_{cáp+}$	$f_{cáp-}$	$f_{cáp+}$	$f_{cáp-}$	max	min		
	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Kéo	Nén
HL _{biên}	1.87	-1.29	1.21	0.00	-0.16	0.00	3.08	-1.45	Đạt	Đạt
Đỉnh trụ	-1.28	-16.72	0.00	-1.32	0.00	-2.5	-2.6	-19.22	Đạt	Đạt
HL _{giữa}	2.03	-1.84	1.09	0.00	-0.68	0.00	3.12	-2.25	Đạt	Đạt

Giới hạn ứng suất nén của bê tông ứng suất tr- ớc : -22.5(Mpa)

Giới hạn ứng suất kéo của bê tông ứng suất tr- ớc : 3.5355 (Mpa)

Thớ d- ới tiết diện

Tiết diện	f_{Mmax}	f_{Mmin}	GĐ khai thác		GĐ căng kéo		ứng suất		Kiểm tra	
			$f_{cáp+}$	$f_{cáp-}$	$f_{cáp+}$	$f_{cáp-}$	max	min		
	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Kéo	Nén
HL _{biên}	-4.01	-9.45	-2.63	0.00	-6.77	0.00	-6.64	-16.22	Đạt	Đạt
Đỉnh trụ	1.23	1.45	0.00	0.14	0.00	1.07	1.37	2.52	Đạt	Đạt
HL _{giữa}	-3.18	-7.24	-1.24	0.00	-3.97	0.00	-4.42	-11.21	Đạt	Đạt

Giới hạn ứng suất nén của bê tông ứng suất tr-óc : -22.5(Mpa)

Giới hạn ứng suất kéo của bê tông ứng suất tr-óc : 3.5355 (Mpa)

iv.4.7.2 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 14 tại chỗ hợp long nhịp biên có mômen d-ơng lớn.
- + Tiết diện 1 trên đỉnh trụ.
- + Tiết diện 14' gần giữa nhịp có mômen d-ơng 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)	$M_{\min}$ (KN.m)
1	14	1571.24	-1232.76	44451.61	6,321.93
2	1	22703.39	17588.99	-326896.32	-466844.43
3	14'	1337.90	-1505.20	28443.71	-5918.57

iv.4.7.2.1 Sức kháng uốn.

ông thức kiểm tra sức kháng uốn

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

Trong đó:

- M_u : mômen tính toán ở trạng thái GHCDI (MPa)
- γ : Hệ số sức kháng đ-ợc lấy theo điều 5.5.4.2

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

- M_n : Sức kháng danh định của tiết diện (MPa)

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c b_w \beta_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \quad (5.7.3.2.2-1)$$

- A_{ps} : Diện tích thép ứng suất tr-óc (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)

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

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

$$(5.7.3.1.1-2)$$

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

$a'_T = 200 \text{ mm}$: 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 s-ờn là b_w và bề rộng cánh là b .

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} - 0.85 \beta_1 f'_c b_w \bar{h}_f}{0.85 \beta_1 f'_c b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (5.7.3.1.2-3)$$

Tr- ờng hợp trục trung hoà đi qua cánh
 (c < h), khi đó tính toán nh- tiết diện chữ
 nhật với bề rộng là b.

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

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

- b_w : Chiều dày của phần chịu nén
- b : Chiều rộng của bản cánh chịu nén (mm)

Kết quả tính toán kiểm tra nh- sau

Kiểm tra sức kháng uốn

Tiết diện	A_{ps} (m ²)	d_p (m)	b_w (m)	b (m)	h_f (m)	c (m)	f_{ps} (KN/m ²)	a (m)	M_n (KNm)	M_u (KNm)	$M_n > M_u$
14	0.0213	2.670	0.933	5.580	0.309	1.252	1615789	0.867	76983.86	44451.61	Đạt
1	0.0745	5.670	0.998	5.0	0.824	1.14	1755288	0.789	689869.93	326896.32	Đạt
14'	0.016	2.670	0.933	5.580	0.308	0.972	1670405	0.673	62373.93	28443.71	Đạt

iv.4.7.2.2 Kiểm tra hàm l- ượng thép DƯL

b. Kiểm tra l- ượng thép tối đa theo công thức :

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

Trong đó :

- c : Khoảng cách từ trục trung hoà đến mặt chịu nén (mm).
- d_e : Khoảng cách có hiệu t- ơng ứng từ thớ nén ngoài cùng đến trọng tâm của cốt thép chịu kéo (mm).

$$d_e = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps} d_p}{A_{ps} \cdot f_{ps}} \quad (5.7.3.3.1-2)$$

❖ Kiểm tra hàm lượng thép tối thiểu :

Bất kỳ một mặt cắt nào của cầu kiện chịu uốn, lượng cốt thép thường và cốt thép DUL 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 cường độ chịu kéo khi uốn của bê tông

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr} \quad (5.4.2.6)$$

Trong đó M_{cr} được tính bằng công thức :

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

- f_r : cường độ chịu kéo khi uốn của bê tông $f'_c=50$ (MPa)=50000(KN/m²)

$$f_r = 0.63 \sqrt{f'_c} = 0.63 \sqrt{50000} = 140.87 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

- f_d : ứng suất do tải trọng bản thân tính theo trạng thái giới hạn sử dụng tại thời điểm ứng suất kéo gây ra bởi các tải trọng ngoài (KN/m²)

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

- f_{pe} : ứng suất nén trong bê tông do ứng suất nén trước có hiệu (KN/m²)

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

- A_g, I : diện tích và mô men quán tính của tiết diện (m², m⁴)

- M_{cr} : sức kháng nứt (KN.m)

- A_{ps} : diện tích cốt thép ứng suất trước (m²)

- y_t, y_b : khoảng cách từ thớ nén, kéo ngoài cùng đến trục trung hoà.(mm)

- ϕ : hệ số sức kháng được lấy theo điều 5.5.4.2; $\phi=1.0$

❑ 1,33 lần mômen tính toán cần thiết để tổ hợp tải trọng- cường độ

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

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

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

kiểm tra hàm l- ợng cốt thép

Tiết diện	A (m ²)	I (m ⁴)	y _d (m)	y _t (m)	f _t (KN/m ²)	f _d (KN/m ²)	f _{pc} (KN/m ²)	M _{cr} (KNm)	1.2M _{cr} (KNm)	1.33M _u (KNm)
14	8.589	8.347	1.742	0.958	140.87	9276.9	-15413.00	-213894.30	-256673.16	59120.64
1	13.396	66.449	2.964	2.736	140.87	14581.42	-27050.90	-1007699.33	-1209239.19	-434772.11
14'	8.595	8.361	1.746	0.954	140.87	5939.81	-11989.23	-155898.22	-187077.86	37830.13

Tiết diện	min(1.2M _{cr} , 1.33M _u)	Mr (KNm)	Mr > min	0.42de (m)	c (m)	c < 0.42de
14	59120	76983.86	Đạt	1.35	1.252	Đạt
1	434772.11	689869.93	Đạt	2.38	1.14	Đạt
14'	37830.13	62373.93	Đạt	1.35	0.972	Đạt

iv.4.7.2.3 Kiểm toán sức kháng cắt của tiết diện

Lực cắt đối với các tiết diện giữa nhịp (3, 19, 46) và các tiết diện (8, 10) tại trụ nhỏ do đó có thể bỏ qua kiểm toán sức kháng cắt ta tiến hành kiểm toán cho tiết diện 32 có lực cắt lớn nhất.

Kiểm toán theo công thức:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Trong đó:

V_u : lực cắt tại tiết diện kiểm toán, lấy theo TTGH c- ờng độ 1

φ : hệ số sức kháng cắt đ-ợc xác định theo điều 5.5.4.2.1, φ=0.9

V_n : sức kháng cắt danh định đ-ợc xác định theo quy định (điều 5.8.3.3)

$$V_n = \min \begin{cases} V_c + V_s + V_p \\ 0.25f_c b_v d_v + V_p \end{cases}$$

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

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

Trong đó:

b_v : Bề rộng bụng có hiệu lấy bằng bề rộng bụng nhỏ nhất trong chiều cao d_v (mm)

d_v : Chiều cao chịu cắt có hiệu đ-ợc xác định theo điều 5.7.2.8 (mm)

s : Cự li cốt thép đai (mm), đ-ợc chọn dựa trên tính toán chịu lực cắt và yêu cầu về cấu tạo, lấy giá trị nhỏ hơn của $h/3$ và 300mm, (đối với đoạn gần gối có lực cắt lớn)

β : Hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo truyền lực kéo đ-ợc qui định trong điều 5.8.3.4

θ : Góc nghiêng của ứng suất nén chéo đ-ợc xác định theo điều 5.8.3.4 (độ). Khi tính, giả thiết tr-ớc góc θ , sau đó tính các giá trị để tra bảng ng-ợc lại θ và β , nếu hai giá trị θ gần bằng nhau thì có thể chấp nhận đ-ợc, nếu không thì giả thiết lại.

α : Góc nghiêng của cốt thép ngang đối với trục dọc (độ). Cốt đai thẳng đứng, $\alpha = 90$.

A_v : Diện tích cốt thép chịu cắt trong cự ly s (mm²)

$$A_v (\min) = 0.083 \times \sqrt{f_c} \frac{b_v s}{f_y}$$

V_p : Thành phần lực ứng suất tr-ớc có hiệu trên h-ớng lực cắt tác dụng, là d-ơng nếu ng-ợc chiều lực cắt(N).

❖ Tính V_p

$$\text{Công thức tính toán : } V_p = A_{str} \cdot f_p \sum_{i=1}^n \sin \gamma_i$$

Trong đó:

A_{str} : diện tích thép ứng suất tr-ớc trên mặt cắt ngang của tiết diện tính toán.

f_p : ứng suất trong cáp sau mất mát, giá trị ứng với mỗi mặt cắt.

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

γ_i : góc lệch của cáp i so với ph-ong ngang, bằng độ dốc mặt cầu và có giá trị rất nhỏ nên trong tính toán coi nh- =0

Vậy giá trị V_p có thể bỏ qua trong tính toán.

❖ Tính d_v và b_v :

- Chiều cao chịu cắt d_v (mm):

+ Chiều cao chịu cắt có hiệu lấy bằng cự ly đo thẳng góc với trục trung hoà giữa hiệu ứng lực do kéo và nén do uốn, tức là:

$$d_v = \max \begin{cases} 0.9d_e \\ 0.72h \\ d_e - \frac{a}{2} \end{cases} \quad \text{với } a = \beta_1.c \text{ là chiều dày khối ứng suất t-ong đ-ong}$$

- 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)	$0.25f'_c b_v d_v$ (KN)
14	2403	1944	2236.5	2403	933	28024.98
1	5103	4104	5275.5	5103	998	63659.93
14'	2403	1944	2333.5	2403	933	28024.98

❖ **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 Π_x .

❖ **Ứng suất cắt trong bê tông :**

$$v = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} \quad (5.8.3.4.2-1)$$

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

trong đó :

- φ : hệ số sức kháng cắt quy định trong Điều 5.5.4.2
- V_u : lực cắt tính toán (KN)

Do $Q_{\max}$

Tiết diện	V_u (KN)	b_v (mm)	d_v (mm)	φ	v (MPa)	$\frac{v}{f'_c}$
14	1571.24	933	2403	0.700	1.00	0.02
1	22703.39	998	5103	0.700	6.37	0.127
14'	1337.90	933	2403	0.700	0.85	0.017

Do $Q_{\min}$

Tiết diện	V_u (KN)	b_v (mm)	d_v (mm)	φ	v (MPa)	$\frac{v}{f'_c}$
14	-1232.76	933	2403	0.700	0.785	0.015
1	17588.99	998	5103	0.700	4.933	0.098
14'	-1505.20	933	2403	0.700	0.959	0.019

ứng biến trong cốt thép ở phía chịu kéo do uốn của cầu kiện xác định

Formatted: Bullets and Numbering

theo :

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

Trong đó:

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

Do tại mặt cắt có nhiều bó cáp, mất mát ứng suất không đều nhau, trong tính toán có thể giả thiết mất mát ứng suất lấy giá trị trung bình cộng của các bó cáp. Khi đó:

$$f_{pe} = f_{pj} - \frac{1}{n} \sum \Delta f_{pT}$$

- f_{pc} : ứng suất nén tại trọng tâm tiết diện

$$f_{pc} = \frac{F}{A}$$

- A_{ps} : diện tích cốt thép ứng suất tr- ốc (m^2)

- A : diện tích mặt cắt tại tiết diện quy đổi.

- θ : Góc nghiêng của ứng suất nén chéo đ- ọc xác định theo điều 5.8.3.4 (độ). Khi tính, giả thiết tr- ốc góc $\theta = 27^\circ = 27 \cdot 3.14 / 180 = 0.471$ (rad), sau đó tính các giá trị để tra bảng ng- ọc lại θ và β , nếu hai giá trị θ gần bằng nhau thì có thể chấp nhận đ- ọc, nếu không thì giả thiết lại.

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

Kết quả tính thể hiện ở các bảng sau:

➤ Xác định f_p

Do $Q_{\max}$

Tiết diện	F (KN)	A (m ²)	f_{pc} (Mpa)	f_{pc} (Mpa)	E_p (Mpa)	E_c (Mpa)	f_{po} (Mpa)
14	30880.01	8.708	3.546	1301.78	197000	33915	1320.097
1	31422.71	13.684	2.296	1301.70	197000	33915	1332.882
14'	31248.09	8.708	3.588	1301.82	197000	33915	1320.793

Do $Q_{\min}$

Tiết diện	F (KN)	A (m ²)	f_{pc} (Mpa)	f_{pc} (Mpa)	E_p (Mpa)	E_c (Mpa)	f_{po} (Mpa)
14	31760.57	8.708	3.647	1301.89	197000	33915	1322.092
1	32174.77	13.684	2.351	1301.85	197000	33915	1337.639
14'	32282.57	8.708	3.707	1301.89	197000	33915	1325.171

☐ Xác định ϕ_x

Formatted: Bullets and Numbering

Do $Q_{\max}$

Tiết diện	M_u (kNm)	d_v (mm)	V_u (kN)	φ (rad)	A_{ps} (mm ²)	f_{po} (Mpa)	ϕ_x
14	48,492.19	2403	1571.24	0.47	42,600.00	1,320.10	-0.0036
1	-128,848.47	5103	22703.39	0.46	110,800.00	1,332.88	-0.0075
14'	27,115.19	2403	1337.90	0.47	44,200.00	1,320.79	-0.0050

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

Do Q_{min}

Tiết diện	M _u (KNm)	d _v (mm)	V _u (KN)	φ(rad)	A _{ps} (mm ²)	f _{po} (Mpa)	φ _x
14	48,492.19	2403	-1232.76	0.47	42600	1322.092	-0.00386
1	-128,848.47	5103	17588.99	0.47	110800	1337.639	-0.0079
14'	27,115.19	2403	-1505.20	0.47	44200	1325.171	-0.0053

☐ Xác định θ và β

Formatted: Bullets and Numbering

Do Q_{max}

φ _x	$\frac{v}{f'_c}$	Tra ra θ	Tra ra β
-0.0036	0.033	6.75	27
-0.0075	0.141	5.8	26.6
-0.0050	0.018	6.75	27

Do Q_{min}

φ _x	$\frac{v}{f'_c}$	Tra ra θ	Tra ra β
-0.00386	0.013	6.8	27
-0.0079	0.076	7	26.8
-0.0053	0.028	6.7	27

☐ Tính V_c và V_s

Formatted: Bullets and Numbering

Chọn thép ngang là thanh φ20 có 2 lớp trên một sàn có diện tích A_v=628 mm², 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.

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_vd_v \quad (5.8.3.3-3)$$

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

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

Kết quả tính toán nh- sau:

Do $Q_{\max}$

Tiết diện	A_v mm ²	f_y MPa	d_v mm	b_v mm	θ rad	α rad	s mm	V_s KN	V_c KN
14	628	1674	2403	796.0	1.57	0.47	200	22364.82	8218.59
1	628	1674	5103	807.0	1.57	0.464	200	43896.92	12953.8
14'	628	1674	2403	796.0	1.57	0.47	200	22364.82	8218.59

Do $Q_{\min}$

Tiết diện	A_v mm ²	f_y MPa	d_v mm	b_v mm	θ rad	α rad	s mm	V_s KN	V_c KN
14	628	1674	2403	796.0	1.57	0.47	200	22363.79	7264.58
1	628	1674	5103	807.0	1.57	0.468	200	44534.36	13220.1
14'	628	1674	2403	796.0	1.57	0.47	200	22337.97	7164.62

Tính sức kháng danh định của tiết diện .

Formatted: Bullets and Numbering

Theo công thức đã nêu ở trên để tính V_n .

$$V_n = \min \begin{cases} V_c + V_s + V_p \\ 0.25 f'_c b_v d_v + V_p \end{cases}$$

Kiểm tra theo công thức :

$$V_u \leq \phi V_n$$

Do $Q_{\max}$

Tiết diện	V_c (KN)	V_s (KN)	$V_c + V_s + V_p$ (KN)	$0.25 f'_c b_v d_v$ (KN)	V_N (KN)	ϕV_N (KN)	V_U (KN)	$V_U < \phi V_N$
14	22364.82	8218.59	36582.34	19621.51	19621.51	16678.21	3707.16	Đạt
1	43896.92	12953.8	62850.56	40223.24	40223.24	34190.38	15930.59	Đạt
14'	22364.82	8218.59	36548.15	19596.35	19596.35	16657.24	1951.28	Đạt

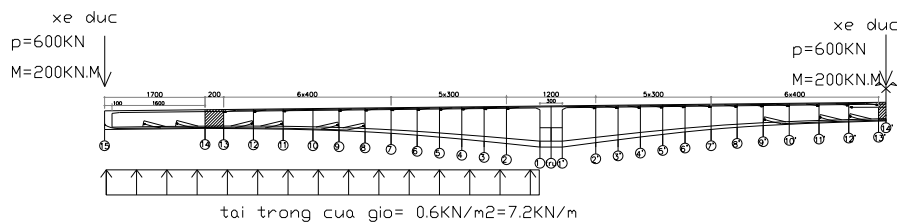
THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

Do $Q_{\min}$

Tiết diện	V_c (KN)	V_s (KN)	$V_c+V_s+V_p$ (KN)	$0.25f'_c b_v d_v$ (KN)	V_N (KN)	ϕV_N (KN)	V_U (KN)	$V_U < \phi V_N$
14	22363.79	7264.58	32628.24	19621.51	19621.51	16678.21	-1695.27	Đạt
1	44534.36	13220.1	54754.56	40223.24	40223.24	34190.38	11579.23	Đạt
14'	22337.97	7164.62	32502.72	19596.35	19596.35	16657.24	-2548.62	Đạt

V. Tính toán trụ cầu

V.1 Kích thước hình học của trụ.



V.2 Tải trọng và các tổ hợp tải trọng.

1. Số liệu tính toán :

Bê tông trụ 300#, $f'_c = 30$ Mpa.

Thép CIII, $f_y = 400$ Mpa.

Đ- ờng kính thanh cốt thép $D = 25$ mm.

Cao độ đỉnh trụ:	+5.2 m
Cao độ đỉnh móng :	-5.13m
Cao độ đáy móng :	-7.63m
Mực n- ớc cao nhất :	+4.75 m
Mực n- ớc thấp nhất :	-1.2 m
Mực n- ớc thông thuyền :	+1.5 m

2. Xác định lực tác dụng vào trụ

Trong phạm vi đồ án, phần tính toán trực cầu xem xét đến các loại tải trọng sau:

Tải trọng kết cấu 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	IM
Lực hãm xe	BR
Tải trọng gió	WS
Lực va tàu	CV
Áp lực n-óc	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}	$\gamma_{LL} \cdot \gamma_{BR} \cdot \gamma_{PL}$	γ_{DW}	γ_{WA}	γ_{WS}	γ_{WL}	γ_{CV}
C-ờng độ I	1.25	1.75	1.50	1.00			
Sử dụng	1.00	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	

V.3 Xác định các tải trọng tác dụng lên trụ

1) Tĩnh tải:

Tĩnh tải tác dụng lên trụ có thể chia riêng thành các tải trọng nh- sau:

a) Tĩnh tải phần 1:

Tĩnh tải nhịp phần 1 bao gồm trọng l-ợng bản thân của toàn bộ kết nhịp dầm. (DC1)

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

Giá trị này ta lấy kết quả xuất từ MIDAS (reaction) tại vị trí trụ.

$$N_{DCI} = 28180.2 \text{ KN}$$

b) Tính tải phần 2:

Tính tải nhịp phần 2 bao gồm toàn bộ trọng lượng bản thân của các lớp phủ mặt cầu, lan can, cũng như một số thiết bị, công trình phục vụ trên cầu. (DW và DB)

$$N_{DW} = 2598.5 \text{ KN}$$

$$N_{DB} = 1108.9 \text{ KN}$$

c) Tính tải bản thân trụ DC:

Bao gồm toàn bộ tải trọng bản thân của kết cấu trụ cũng như 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 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	254.4	6105.6	0	6105.6
2	Thân trụ	166.5	3996	3996	3996
3	Đá kê gối cầu	0.784	18.816	18.816	18.816
<i>Tổng cộng DC</i>				4014.82	10120.4

2) Hoạt tải

a) Theo phương dọc cầu

Hoạt tải tác dụng lên trụ

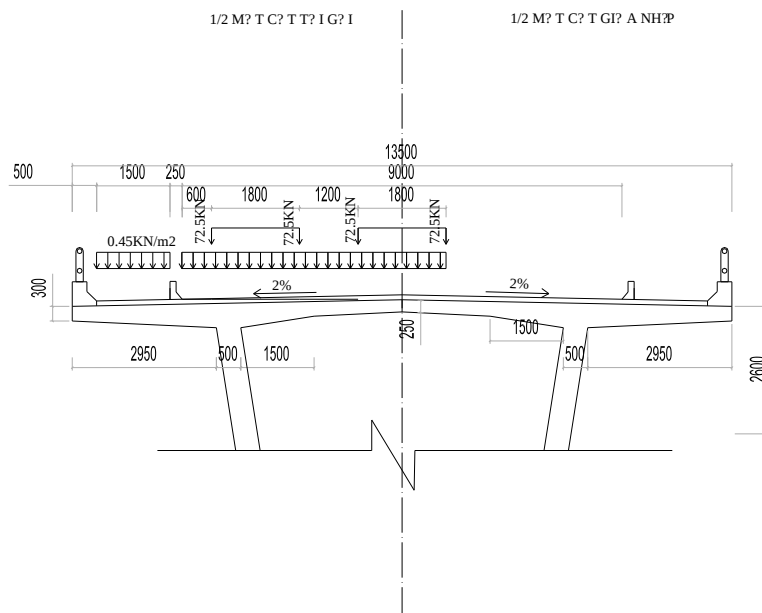
Gồm :

- Tải trọng ng-ời: $q_{ng} = 0.3 \times 1.5 = 0.45 \text{ KN/m}^2$
- Hoạt tải xe HL93

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 : $N_{LL} = 4810.3 \text{ KN}$
- + Giá trị tải trọng ng-ời : $N_{lan} = 831.1 \text{ KN}$
- + Tổng tải tác dụng lên trụ do hoạt tải : $N = 5641.4 \text{ KN}$

b) Theo phương ngang cầu



Trọng tâm của xe cách tim cầu là : 0.9 m, trọng tâm của tải trọng làn cách tim cầu là 0.9 m

Trọng tâm của hoạt tải cách tim cầu là

$$\frac{4 \times 72.5 \times 0.9 + 3.1 \times 5.7 \times 0.9}{4 \times 72.5 + 3.1 \times 5.7} = 1.04 \text{ m.}$$

Trọng tâm tải trọng ng-ời cách tim cầu là : 4.75

3) Tải trọng hãm xe(BR):

- 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 100%.

- 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

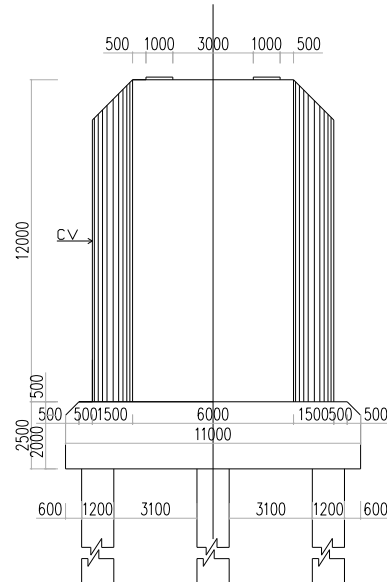
- Vậy lực hãm xe nằm ngang cách phía trên mặt đ-ờng : $h_{BR} = 1.8\text{m}$

- Lực hãm xe : $BR = 0.25 \times 1 \times (35 + 145 + 145) = 162.5 \text{ (KN)}$

Kết quả tính toán nh- sau:

Tiết diện	Chân trụ	Bệ móng
h(m)	8.8	11.3
H_y	162.5	162.5
M_x	1430	1836.25

4) 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): $V = 2.5 + V_s = 2.5 + 1.4 = 3.9 \text{ m/s}$.

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 hằng năm. Giá trị của lực này theo ph-ơng thẳng góc với trụ lấy 100% P_s , với ph-ơng ngang trụ lấy 50% P_s . Trong đó , P_s tính bằng công thức :

$$P_s = 1.2 \times 10^5 V \sqrt{DWT}$$

trong đó :

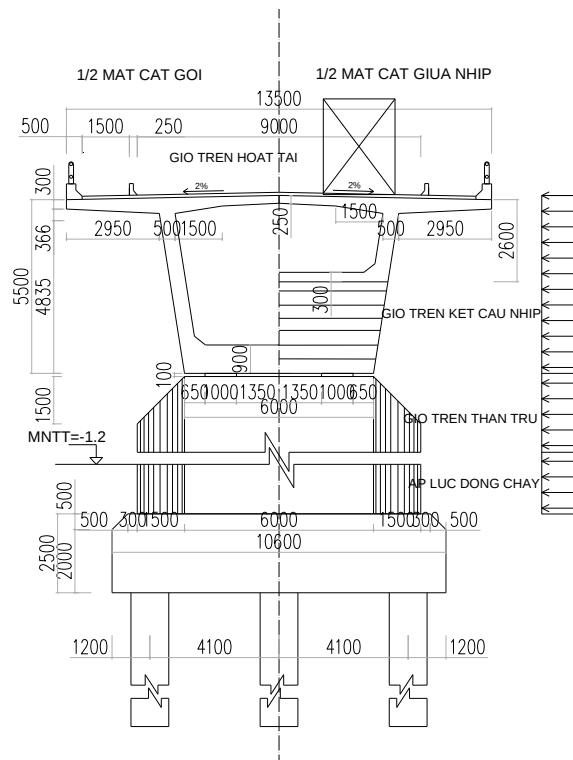
- P_s : là lực va tính t-ơng đ-ơng (N)
- DWT : là tấn tải trọng của tàu.(Mg)
- V : là vận tốc va tàu. (m/s)

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

Tiết diện	Chân trụ	Bệ móng
h(m)	3.93	6.43
H_y	8105.998	8105.998
H_x	4052.999	4052.999
M_x	15928.28	26060.78
M_y	31856	52121.56

5) Tải trọng gió (WL,WS)

❖ Tính với mức n- ớc thấp nhất



Mô phỏng tải trọng gió tác động lên công trình

Theo điều 3.8.1.1 quy trình 22TCN-272-05

Tốc độ gió thiết kế V phải đ- ợc xác định theo công thức:

$$V=V_B.S$$

Trong đó:

V_B : Vùng tính gió theo TCVN 2737 – 1995 là vùng III $\rightarrow$ tốc độ gió lấy
 $V_B = 53 \text{ m/s}$

S: Hệ số điều chỉnh với khu đất chịu gió và độ cao mặt cầu theo quy định, tra bảng 3.8.1.1-2

Tra $S = 1.09$, với khu vực mặt thoáng n-ớc, độ cao mặt cầu so với mặt n-ớc là 10 m.

Vậy ta có tải trọng gió thiết kế là:

$$V = 1.09 \times 53 = 57.77 \text{ m/s}$$

➤ **Tải trọng gió theo phương ngang cầu:**

Tải trọng gió đ-ợc đặt tại trọng tâm diện tích bề mặt chắn gió. Tính theo công thức :

$$P_{\Delta} = 0,0006 \cdot V^2 \cdot A_t \cdot C_d / 1.8 A_t \text{ (KN)} \quad (3.8.1.2.1-1)$$

Trong đó :

- V : Tốc độ thiết kế xác định theo phương trình 3.8.1.1-1 (m/s), đã tính ở trên.

- A_t : diện tích của kết cấu hay cấu kiện phải tính tải trọng gió ngang (m^2). 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-òn nghiêng 10^0 theo quy định của phần chú giải. $C_d = 1.296$

- Tỷ số b/d của phần kết cấu trên $\frac{b}{d} = \frac{12.5}{7} = 1.786$

Với : b = chiều rộng toàn bộ của cầu giữa các bề mặt lan can (mm) = 12.5 m

d = chiều cao kết cấu phần trên bao gồm cả lan can đặc nếu có (mm) = 7 m

- Z_1 : Cánh tay đòn tính đến đỉnh bộ móng

- Z_2 : Cánh tay đòn tính đến đáy bộ móng

- Diện tích chắn gió của lan can: $A_{lc} = (L_1 + L_2) \cdot 0.5 \cdot h_{lc}$

h_{lc} - Chiều cao của lan can, $h_{lc} = 0.865 \text{ (m)}$

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

$$\Rightarrow A_{lc} = (64 + 92) \cdot 0.5 \cdot 0.865 = 67.47 (\text{m}^2)$$

- Diện tích chắn gió của kết cấu nhịp : $F_{nhịp} = (L_1 \cdot h_1 + L_2 \cdot h_2) \cdot 0.5$

h_1, h_2 - Chiều cao bình quân của nhịp 64 (m) và 92 (m)

$$h_1 = (5.5 + 2.6) / 2 = 4.05 (\text{m}) ; h_2 = 4.05 (\text{m})$$

$$\Rightarrow F_{nhịp} = (62 + 94) \cdot 4.05 \cdot 0.5 = 346.5 (\text{m}^2)$$

- Diện tích phần trụ cao hơn mực nước $A_{trụ} = H \cdot B$

Với B : chiều rộng trụ theo phương dọc cầu (quy đổi về hình HCN) $B = 7.67 \text{ m}$

$$A_{trụ} = 6.4 \cdot 7.67 = 49.088 (\text{m}^2)$$

Bảng tính toán tải trọng gió ngang tác dụng

Bộ phận	A_t	C_d	$1.8 \cdot A_t$	$0.0006 \cdot V^2 \cdot A_t \cdot C_d$	P_Δ	Z_1	Z_2
	m^2		KN	KN	KN	m	M
Kết cấu nhịp	346.5	1.296	623.7	899.2	899.2	11.65	14.15
Lan can	71.36	1.296	128.44	185.2	185.2	12.08	14.58
Thân trụ	49.088	1	88.36	98.3	98.3	4.4	6.9

➤ **Tải trọng gió theo phương dọc cầu:**

Theo quy trình, trong tính toán tải trọng gió tác dụng lên mố, trụ mà kết cấu phần trên là dạng giàn hay kết cấu khác có bề mặt cản gió lớn song song với tim dọc của kết cấu nhịp, thì phải xét tới tải trọng gió dọc. Tuy nhiên trong trường hợp này, cầu thiết kế không thuộc các dạng trên nên không xét tới tải trọng gió dọc.

➤ **Tải trọng gió tác dụng lên xe cộ (WL)**

Theo quy định của điều 3.8.1.3 của quy trình 22TCN 272-05, khi xét tổ hợp tải trọng 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

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

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 đ- ờng.

+ Giá trị tải trọng gió tác dụng lên xe cộ theo ph- ơng ngang cầu:

$$WL_{\text{ngang}} = 1.5 \times 75 = 112.5 \text{ (KN)}$$

+ Giá trị tải trọng gió tác dụng lên xe cộ theo ph- ơng dọc cầu:

$$WL_{\text{dọc}} = 0.75 \times 75 = 56.25 \text{ (KN)}$$

6) Tải trọng n- ớc:

a. Lực đẩy nổi của n- ớc W_A đ- ợc tính theo công thức: $W_A = \gamma \cdot V_n$

Trong đó:

+ γ : là dung trọng riêng của n- ớc

+ V_n : là thể tích phần trụ ngập trong n- ớc

Bảng tính toán áp lực đẩy nổi

Hạng mục	Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
Tính tại mặt cắt đỉnh bệ móng			
Thể tích phần trụ ngập n- ớc	V_{01}	270	m^3
áp lực đẩy nổi	W_{A1}	2700	KN
Tính tại mặt cắt đáy bệ móng			
Thể tích phần trụ ngập n- ớc	V_{02}	254.4	m^3
áp lực đẩy nổi	W_{A2}	2544	KN

V.4 Tổ hợp tải trọng tác dụng lên trụ:

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:

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

Bảng tải trọng tính tới mặt cắt đỉnh bệ móng

STT	Tải trọng	N (KN)	Dọc cầu (KN)			Ngang cầu(KN)		
			$N_x(KN)$	$Z_1(m)$	$M_Y(KNm)$	$N_Y(KN)$	$Z_1(m)$	$M_X(KNm)$
1	Tĩnh tải bản thân trụ DC1	4014.82						
2	Tĩnh tải kết cấu nhịp +lan can DC2	28180.3						
3	Tĩnh tải lớp phủ + tiện ích DW	2641.9						
4	Hoạt tải LL+WL	4810.3					1.04	5002.7
5a	2 làn ng-ời bộ hành PL	831.1						
5b	1 làn ng-ời bộ hành PL	415.5					4.75	1973.6
6a	Tải trọng gió trên xe cộ WL		56.25	14.5	815.63	112.5	14.5	1631.25
6b	Tải trọng gió ngang WS1							
6c	Gió tác dụng lên lan can					185.2	12.08	2204.6
6d	Gió tác dụng lên kết cấu nhịp					899.2	11.65	10475.68
6e	Gió tác dụng lên thân trụ					98.3	4.4	432.52
6f	Tải trọng gió dọc WS2							
7	Lực hãm xe BR		162.5	14.5	2,356.25			
8	Lực va tàu CV		8105.998	3.9	31613.39	4052.999	3.9	15806.69
9	áp lực đẩy nổi WA	-2700						

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

Tổ hợp tải trọng tính tới mặt cắt đỉnh bộ móng

Tổ hợp	N (KN)	N _x (KN)	M _y (KNm)	N _y (KN)	M _x (KNm)
TTGHCD I					
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3)+1.75(4) +1.75(5a) + 1.75(7) (I)	55025.975	284.375	4123.43	0	8237.6
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3)+1.75(4) +1.75(5b) + 1.75(7) (II)	47869.47	284.375	4123.43	0	10052.63
TTGHSD					
(1) + (2) + (3)+1 (4) + (5a) + 0.3(6a) + 0.3(6b)+0.3(6c) + 0.3(6d) + 0.3(6e)+0.3(6f) + (7)+(9) (I)	40811.94	179.375	2600.939	388.56	9130.415
1. (1) + (2) + (3)+1 (4) + (5b) + 0.3(6a) + 0.3(6b)+0.3(6c) + 0.3(6d) + 0.3(6e)+0.3(6f) + (7)+(9) (II)	40593.58	179.375	2600.939	388.56	10167.61

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

Bảng tải trọng tính tới mặt cắt đáy bộ móng

Tải trọng	N (KN)	Dọc cầu (KN)			Ngang cầu(KN)		
		N _x (KN)	Z ₁ (m)	M _y (KNm)	N _y (KN)	Z ₁ (m)	M _x (KNm)
Tĩnh tải bản thân trụ DC1	10120.4						
Tĩnh tải kết cấu nhịp +lan can DC2	28180.3						
Tĩnh tải lớp phủ + tiện ích DW	2641.9						
Hoạt tải LL+WL	4810.3					1.04	5002.7
2 làn ng-ời bộ hành PL	831.1						
1 làn ng-ời bộ hành PL	415.5					4.75	1973.6
Tải trọng gió trên xe cộ WL		56.25	14.5	815.63	112.5	14.5	1,631.25
Tải trọng gió ngang WS1							
Gió tác dụng lên lan can					185.2	14.58	2700.2
Gió tác dụng lên kết cấu nhịp					899.2	14.15	12723.68
Gió tác dụng lên thân trụ					98.3	6.9	678.27
Tải trọng gió dọc WS2							
Lực hãm xe dọc cầu BR		162.5	17.0	2762.5			
Lực va tàu CV		8105.998	6.4	51878.38	4052.999	6.4	25939.19
áp lực đẩy nổi WA	-2544						

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

Tổ hợp tải trọng tính tới mặt cắt đáy bệ móng

Tổ hợp	N (KN)	N _x (KN)	M _y (KNm)	N _y (KN)	M _x (KNm)
TTGHCĐ I					
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3)+1.75(4) +1.75(5a) + 1.75(7) (I)	63665.97	284.375	4834.37	0	8237.6
1.25(1) + 1.25(2) + 1.5(3)+1.75(4) +1.75(5b) + 1.75(7) (II)	63447.6	284.375	4834.37	0	10052.63
TTGHSD					
(1) + (2) + (3)+1 (4) + (5a) + 0.3(6a) + 0.3(6b) +0.3(6c) + 0.3(6d) + 0.3(6e) +0.3(6f) + (7)+(9) I)	46372.94	179.375	3007.189	388.56	10027.22
1. (1) + (2) + (3)+1 (4) + (5a) + 0.3(6a) + 0.3(6b) +0.3(6c) + 0.3(6d) + 0.3(6e) +0.3(6f) + (7)+(9) (II)	46154.58	179.375	3007.189	388.56	11064.38

V.4 Kiểm toán tiết diện trụ nguy hiểm với các tổ hợp tải trọng

1. Vật liệu sử dụng:

- ☐ Bê tông 300#, $f'_c = 30$ Mpa.
- ☐ Giới hạn chảy của cốt thép, $f_y = 400$ Mpa.
- ☐ Đường kính thanh cốt thép $D = 25$ mm.
- ☐ Chiều dày lớp bê tông bảo vệ : 100mm

2. Chọn mặt cắt tính toán

Mặt cắt tính toán là vị trí nguy hiểm nhất trong quá trình làm việc

- ☐ Chọn mặt cắt đáy thân trụ để kiểm toán trụ
- ☐ Chọn mặt cắt đáy móng để xác định nội lực lên đầu cọc

3. Kiểm tra tiết diện

V.4.1 Kiểm tra độ mảnh của trụ:

Một cột mảnh sẽ bị uốn ngang do tác dụng của tải trọng. Điều này làm tăng Mômen trong cột lên và do đó làm yếu cột. Theo Điều 5.7.4.3 TCVN-272-01 Đối với cấu kiện không có giằng liên kết, hiệu ứng độ mảnh có thể bỏ qua khi tỷ số độ mảnh

$$\frac{KL_u}{r_x} < 22$$

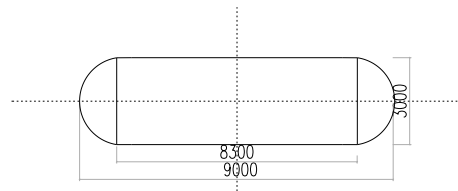
trong đó :

K = hệ số độ dài hữu hiệu

l_u = chiều dài không có thanh giằng (m)

r = bán kính quán tính (m)

Mặt cắt ngang trụ T5 như sau:



$$A = 25.065 \text{ m}^2$$

$$I_x = 12.4 \text{ m}^4$$

$$I_y = 58.25 \text{ m}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{12.4}{25.065}} = 0.75 \text{ m}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{58.25}{25.065}} = 2.64 \text{ m}$$

☐ Theo phương x, coi trụ là một thanh có một đầu ngàm và một đầu tự do theo phương x.

$$\Rightarrow K=1.2$$

L_u : Chiều dài tự do của trụ : $L_u = 8 \text{ m}$

$$\frac{KL_u}{r_y} = \frac{1.2 \times 8}{2.64} = 3.63 < 22$$

Vậy đảm bảo không phải xét đến hiệu ứng độ mảnh theo phương x.

☐ Theo phương y ta cũng coi trụ như một thanh có một đầu ngàm và một đầu tự do.

$$\frac{KL_u}{r_x} = \frac{1.2 \times 8}{0.75} = 12.8 < 22$$

Vậy đảm bảo không phải xét đến hiệu ứng độ mảnh theo phương y.

V.4.2 Giả thiết cốt thép trụ.

❖ Chọn và bố trí cốt thép theo điều kiện cấu tạo như sau:

Chọn bố trí cốt thép theo cả hai phương ta chọn đường kính cốt thép là $\phi 28$.

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. Nhưng vì trụ cầu chịu tải trọng và mô men uốn lớn, do đó ta giả thiết tỉ lệ cốt thép trong trụ lấy $\rho_t = 0.015$

Như vậy diện tích cốt thép trong trụ là :

$$A_{st} = \rho_t A_g = 0.015 \times 22065000 = 330975 \text{ mm}^2$$

Bố trí cốt thép theo cả hai phương ta chọn đường kính cốt thép là $\phi 28$

$$\text{Số lượng thanh cốt thép bố trí : } n = \frac{A_{st}}{28^2 \times \frac{3.14}{4}} = \frac{330975}{28^2 \times \frac{3.14}{4}} = 428.4 \text{ thanh}$$

$$\text{Vậy bố trí 430 thanh cốt thép D28 } A_{st} = 430 \times 28^2 \times 3.14 / 4 = 331995 \text{ mm}^2$$

Chọn khoảng cách từ trọng tâm cốt thép tới mép ngoài Tiết diện là 100mm,

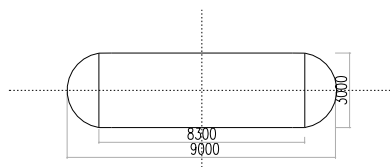
Cốt đai chọn $\phi 16$ khoảng cách giữa các thanh cốt đai là 200 mm

V.4.3 Xác định tỉ số k/c giữa các tâm của lớp thanh cốt thép ngoài biên lên chiều dày toàn bộ cột

a. Quy đổi tiết diện tính toán.

Tiết diện trụ được vát cạnh theo một bán kính bằng một nửa chiều rộng thân trụ, khi tính toán ta quy đổi tiết diện về hình chữ nhật (chiều rộng bằng chiều rộng trụ, chiều dài lấy giá trị sao cho diện tích mặt cắt quy đổi bằng diện tích thực) để gần với mô hình tính toán theo lý thuyết

Kích thước tiết diện quy đổi xem hình vẽ :



b.a. Tính toán tỉ số khoảng cách tâm lớp thanh cốt thép đến biên ngoài:

Formatted: Bullets and Numbering

Diện tích cốt thép theo hai cạnh tiết diện quy đổi vẫn như cũ.

Chọn lớp bảo vệ cốt thép là 100mm.

Khoảng cách từ mép tiết diện đến tim cốt thép là : 128.5 mm (100 mm khoảng cách bê tông bảo vệ, 16mm đường kính cốt đai, 14 mm bán kính cốt chủ).

Tỷ số khoảng cách tâm lớp thanh cốt thép đến biên ngoài là :

$$\gamma_x = \frac{3000 - 2 \times 130}{3000} = 0.913$$

$$\gamma_y = \frac{7625 - 2 \times 130}{7625} = 0.966$$

V.5 Kiểm toán trụ theo TTGHSD

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 trường 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 được lấy như 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 lượt là lực dọc, mômen theo phương 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 lượt là diện tích, mômen quán tính theo phương x, mômen quán tính theo phương y của tiết diện.

Kết quả tính toán thể hiện trong bảng dưới.

Bảng kiểm tra ứng suất trong bê tông

STT	x m	Y m	A m ²	I _x m ⁴	I _y m ⁴	N KN	M _x KNm	M _y KNm	f KN/m ²	0.4f _c KN/m ²	Kết Luận
1	3.8125	1.5	25.065	12.4	58.25	24,361.24	10167.61	2600.93	2,504.25	12,000	Đạt
2	3.8125	1.5	25.065	12.4	58.25	24,146.78	11064.38	3007.189	2,629.60	12,000	Đạt

V.6 Kiểm toán trụ theo TTGHCD

e.b Kiểm toán khả năng chịu nén thuần túy

Công thức kiểm tra:

$$P_r > \varphi P_n$$

$$P_n = 0.8[0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

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, $f'_c = 30 \text{ Mpa} = 30000 \text{ KN/m}^2$

KN/m²

- A_g : Diện tích nguyên của mặt cắt (mm²), $A_g = 22.065 \text{ m}^2$
- A_{st} : Diện tích cốt thép trong trụ $A_{st} = 0.051025 \text{ m}^2$
- φ : Hệ số sức kháng quy định ở điều 5.5.4.2; $\varphi = 0.75$
- f_y : Giới hạn chảy của cốt thép, $f_y = 400 \text{ Mpa} = 400000 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow P_n = 0.8[0.85 \times 30000(2.065 - 0.051025) + 400000 \times 0.051025] = 283343.1 \text{ KN}$$

Kết quả kiểm toán nh- sau:

Các tr- òng hợp	TTGHCD I (KN)	φP_n (KN)	Kiểm tra
(I)	63950.345	212507.3	Đạt
(II)	63731.975	212507.3	Đạt

d.c Kiểm toán sức kháng nén của trụ theo uốn 2 chiều

$$\text{Ta có : } 0.1f'_c A_g = 0.1 \times 30 \times 22.065 \times 1000 = 66195 \text{ KN}$$

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 phương X đã tính toán ở trên (N.mm)
- M_{ry} : Sức kháng tính toán đơn trục của tiết diện theo phương Y đã tính toán ở trên (N.mm)

❖ **Xác định M_{rx} , M_{ry} : sức kháng tính toán theo trục x, y (Nmm)**

$$M_{rx} = \varphi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

Tương 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 đường kính thanh thép).

f_y : giới hạn chảy của thép.

A_s : bố trí sơ bộ rồi tính diện tích thép cần dùng theo cả hai phương.

$$c_1 = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot b_x} = \frac{0.051025 \times 400}{0.85 \times 0.85 \times 30 \times 7.625} = 0.123$$

$$c_2 = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot b_y} = \frac{0.051025 \times 400}{0.85 \times 0.85 \times 30 \times 3} = 0.313$$

$$a_1 = c_1 \cdot \beta_1 = 0.123 \times 0.85 = 0.104$$

$$a_2 = c_2 \cdot \beta_1 = 0.313 \times 0.85 = 0.266$$

$$\Rightarrow M_{rx} = 0.9 \times 0.051025 \times 400 \times 10^3 \left(7.625 - 0.10 - \frac{0.104}{2} \right) = 52314.9 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_{ry} = 0.9 \times 0.051025 \times 400 \times 10^3 \left(3 - 0.10 - \frac{0.313}{2} \right) = 135351.97 \text{ KN.m}$$

$$\beta_1 = 0.85$$

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

b : bề rộng mặt cắt (theo mỗi ph- ơng là khác nhau).

Kiểm tra sức kháng nén của trụ theo uốn 2 chiều

Các tr- ờng hợp	N	M _x	M _y	M _{rx}	M _{ry}	$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}$	Kết Luận
	KN	KNm	KNm	KNm	KNm		
(I)	63950.345	8237.6	4834.37	52314.9	135351.97	0.193	Đạt
(II)	63731.975	10052.63	4834.37	52314.9	135351.97	0.227	Đạt

V.7 Kiểm toán cọc

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 c- ờng độ. Trong phạm vi đồ án, chỉ thực hiện kiểm toán sức chịu tải của cọc theo khả năng kết cấu và đất nền.

Với nội lực đầu cọc xác định đ- ợc, ta sẽ tiến hành kiểm tra khả năng chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc và khả năng chịu tải của lớp đá gốc đầu mũi cọc.

V.7.1 Xác định loại móng cọc.

Kiểm tra điều kiện : $h > 0.7h_{\min}$

Trong đó :

h là độ chôn sâu của đài cọc, h = 3.9 m.

$$h_{\min} = \operatorname{tg}(45^\circ - \alpha/2) \sqrt{\frac{\sum H}{\gamma b}}$$

Trong đó :

- α, γ 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.

1. Theo phương trục y:

$$H_{\max} = 5348.2 \text{ KN} = 534.82 \text{ T}$$

$$b = 12 \text{ m}$$

$$h_{\min} = \operatorname{tg}(45^\circ - 30^\circ/2) \sqrt{\frac{534.82}{1.8 \times 12}} = 2.87 \text{ m.}$$

$$\rightarrow 0.7h_{\min} = 0.7 \times 2.87 = 2.01 \text{ m} < h = 3.9 \text{ m.}$$

2. Theo phương trục x:

$$H_{\max} = 8324.7 \text{ KN} = 832.47 \text{ T}$$

$$b = 9.6 \text{ m}$$

$$h_{\min} = \operatorname{tg}(45^\circ - 30^\circ/2) \sqrt{\frac{832.47}{1.8 \times 9.6}} = 4.0 \text{ m.}$$

$$\rightarrow 0.7h_{\min} = 0.7 \times 4.0 = 2.8 \text{ m} < h = 3.9 \text{ m.}$$

Kết luận: theo cả hai phương móng đều có thể được tính toán nh- đối với móng cọc đài thấp.

V.7.2 Kiểm toán sức kháng đỡ của cọc

V.7.2.1 Tính toán sức kháng đỡ của cọc

+ Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đường kính $D = 1,2 \text{ m}$, khoan xuyên qua các lớp đất dính có góc ma sát $(\varphi)_i$ và lớp Sét cát pha có góc ma sát $\varphi = 30^\circ$.

+ Bê tông cọc mác #300.

+ Cốt thép chịu lực $18\phi 25$ có cường độ 400 MPa . Đai tròn $\phi 15$ a200.

a. Tính toán sức kháng theo vật liệu làm cọc.

Cốt thép chịu lực và cốt thép cấu tạo cọc khoan nhồi được bố trí nh- trong bản vẽ cốt thép cọc khoan nhồi.

Theo 5.7.4.4 – 22TCN272-05 : Đối với cấu kiện có cốt đai xoắn thì cường độ chịu lực dọc trục tính toán xác định theo công thức :

$$P_v = \phi \cdot P_n .$$

Với P_n = Cường độ chịu lực dọc trục danh định có hoặc không có uốn

Đối với cấu kiện có cốt đai xoắn tính theo công thức :

$$P_n = 0.85 \cdot \{ 0.85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \} = 0.85 \cdot \{ 0.85 \cdot f_c' \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st} \}$$

Trong đó :

ϕ = Hệ số kháng quy định ở (5.5.4.2) có $\phi = 1$

f_c' , f_y : Cường độ quy định của bê tông và cường độ chảy dẻo quy định của thép (MPa).

$$f_c' = 30 \text{ Mpa} ; f_y = 400 \text{ Mpa}$$

A_g, A_{st} : Diện tích tiết diện nguyên của mặt cắt , của cốt thép dọc (mm^2).

Với vật liệu và kích thước đã nói ở trên ta có:

$$P_v = 1 \times 0,85 \times (0,85 \times 30 \times (\frac{3,14 \times 1200^2}{4} - 18 \times \frac{3,14 \times 25^2}{4}) + 400 \times 18 \times \frac{3,14 \times 25^2}{4}) \\ = 27312627,66 \text{ (N)}.$$

$$\text{Hay } P_v = 27312627,66 \text{ KN}$$

b.a Tính toán sức kháng của cọc theo đất nền

Số liệu địa chất:

- Lớp 1: cát mịn
- Lớp 2: Sét lẫn sỏi
- Lớp 3: sạn cát
- Lớp 4: cát cuội sỏi

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

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

$$\text{Với } Q_p = q_p A_p;$$

Trong đó:

Q_p : Sức kháng đỡ mũi cọc

q_p : Sức kháng đơn vị mũi cọc (Mpa)

ϕ_{qp} : Hệ số sức kháng $\phi_{qp} = 0,55$ (10.5.5.3)

A_p : Diện tích mũi cọc (mm^2)

Xác định sức kháng mũi cọc :

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

Trong đó :

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

d : hệ số chiều sâu không thứ nguyên.

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

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

q_u : Cường độ chịu nén dọc trục trung bình của sỏi sạn cát (Mpa), $q_u = 35$ Mpa

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

S_d : Khoảng cách các đ-ờng nứt (mm). Lấy $S_d = 400$ mm.

t_d : Chiều rộng các đ-ờng nứt (mm). Lấy $t_d = 6$ mm.

D : Chiều rộng cọc (mm); $D = 1200$ mm.

H_s : Chiều sâu chôn cọc trong hố đá(mm). $H_s = 1800$ mm.

D_s : Đ-ờng kính hố đá (mm). $D_s = 1400$ mm.

Tính đ-ợc : $\alpha = 1.6$

$$K_{sp} = 0.145$$

$$\text{Vậy } q_p = 3 \times 35 \times 0,142 \times 1,51 = 22.51 \text{ MPa} = 2251 \text{ T/m}^2$$

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

$$Q_R = \varphi \cdot Q_n = \varphi q_p \cdot A_p = 0.55 \times 2251 \times 3.14 \times 1200^2 / 4 = 1399.5 \times 10^6 \text{ N} = 1399.5 \text{ T}$$

Trong đó:

Q_R : Sức kháng tính toán của các cọc.

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

A_s : Diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc

Từ các kết quả tính đ-ợc chọn sức chịu tải của cọc là $[P_c] = \min(P_v; Q_\gamma) = 13995 \text{ (KN)}$

c. Tính toán nội lực tác dụng lên các cọc trong móng:

Đối với móng cọc đài thấp thì tải trọng nằm ngang coi như đất nền chịu, nội lực tại mặt cắt đáy móng

Công thức kiểm tra:

$$P_{\max} \leq P_c$$

Trong đó:

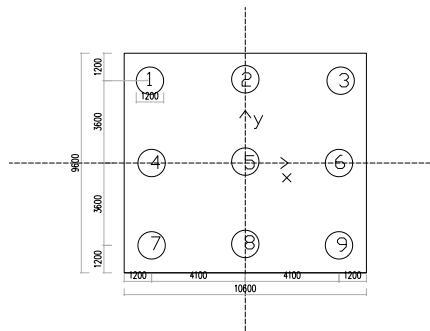
- $P_{\max}$: Tải trọng tác động lên đầu cọc
- P_c : Sức kháng của cọc đã được tính toán ở phần trên

Tải trọng tác động lên đầu cọc được tính theo công thức

$$P_{\max} = \frac{P}{n} + \frac{M_x \cdot y_{\max}}{\sum_{i=1}^n y_i^2} + \frac{M_y \cdot x_{\max}}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$$

Trong đó :

- P : tổng lực đứng tại đáy đài .
- n : số cọc, $n = 9$
- x_i, y_i : toạ độ của cọc so với hệ trục quán tính chính trung tâm
- M_x, M_y : tổng mômen của tải trọng ngoài so với trục đi qua trọng tâm của tiết diện cọc tại đáy đài theo 2 phương x, y .



Kiểm toán cọc với $P_c = 13995 \text{ KN}$

III.4. Kiểm toán cọc (TTGHCD1)

$$N_z = 6344.76T$$

$$M_x = 1005.63Tm$$

$$M_y = 483.437Tm$$

Cọc	X_i (m)	Y_i (m)	X^2_i (m ²)	Y^2_i (m ²)	N_i (T)	Kiểm tra
1	-4.2	3.6	17.64	12.96	869.2	O.K
2	0	3.6	0.0	12.96	984.315	O.K
3	4.2	3.6	17.64	12.96	1099.4	O.K
4	-4.2	0	17.64	0.0	589.86	O.K
5	0	0	0.0	0.0	704.97	O.K
6	4.2	0	17.64	0.0	809.35	O.K
7	-4.2	-3.6	17.64	12.96	321.23	O.K
8	0	-3.6	0.0	12.96	425.62	O.K
9	4.2	3.6	17.64	12.96	1099.4	O.K

PHẦN III

THIẾT KẾ THI CÔNG

i. Yêu cầu thiết kế

Trong đồ án này em thiết kế phục vụ thi công trụ T5 cho đến móng.

Các số liệu tính toán nh- sau:

- Cao độ đỉnh trụ:	+7.9	m
- Cao độ đáy trụ:	-10.6	m
- Cao độ đáy đài:	-13.1	m
- Cao độ mực n- ớc thi công:	-1.2	m
- Cao độ đáy sông:	-8.6	m
- Chiều rộng móng :	9.6	m
- Chiều dài móng :	10.6	m

Số liệu địa chất:

- Lớp 1: Cát mịn
- Lớp 2: Sét lẫn sỏi
- Lớp 3: Sạn cát
- Lớp 4: Cát cuội sỏi.

II. TRÌNH TỰ THI CÔNG:

II.1 THI CÔNG TRỤ

Bước 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 thấp

- Dụng giá khoan Leffer hạ ống vách thi công cọc khoan nhồi

Bước 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

Bước 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

Bước 4 : Thi công bệ móng

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

Bước 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.

Bước 6 : Hoàn thiện

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

II.2 THI CÔNG KẾT CẤU NHỊP

Bước 1 : Thi công khối K0 trên đỉnh các trụ

- Tập kết vật tư 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 cường độ, tháo dỡ đà giáo mở rộng trụ

Bước 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 cường độ theo quy định, tiến hành căng kéo cốt thép

- Thi công đổ đúc trên đà giáo

Bước 3 : Hợp long nhịp biên

- Di chuyển xe đúc vào vị trí đổ hợp long, định vị xe đúc
- Căn chỉnh các đầu dầm trên mặt bằng và trên trục dọc
- Dựng các thanh chống tạm, căng các thanh DƯL tạm thời
- Khi bê tông đủ cường độ, tiến hành căng kéo cốt thép
- Bơm vữa ống ghen

Bước 4: Hợp long nhịp chính

Trình tự nh- trên

Bước 5 : Thi công nhịp đơn giản(thi công dầm bằng xe lao chuyên dụng)

- Đ- a xe vào vị trí, 2 chân trên bờ và 1 chân trên trụ.
- Vận chuyển dầm ra vị trí.
- Móc dầm vào xe tr- ợt, vận chuyển dọc ra nhịp, sàng ngang và hạ dầm xuống đúng vị trí.

II.3 CÔNG TÁC HOÀN THIÊN

- Đổ bê tông bản mặt cầu phần nhịp T...
- Thi công lan can, gờ chắn.
- Rải lớp phủ mặt cầu
- Lắp hệ thống chiếu sáng, hệ thống biển báo.
- Thu dọn công tr- ờng, và đ- a vào sử dụng.

iii. Thi công móng.

Móng cọc khoan nhồi đường kính cọc 1.2 m, tựa trên nền cát cuội sỏi. Toàn cầu có 2 móng (M0, M0') và 8 trụ (T1, T2, T3, T4, T5, T6, T7, T8).

Các thông số móng cọc

	M0	T1	T2	T3	T4	T5
Số l- ợng cọc trong móng (cọc)	6	6	6	6	6	9
Đ- ờng kính thân cọc(m)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
Chiều cao bệ cọc (m)	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
Cao độ đỉnh bệ cọc(m)	-0.2	-0.15	0.0	-0.6	-2.5	-10.6
Cao độ đáy bệ cọc(m)	-2.7	-2.65	-2.5	-3.1	-5.0	-13.1
Cao độ mũi cọc dự kiến (m)	-22.7	-27.65	-27.5	-33.1	-40.0	-48.1
Chiều dài cọc dự kiến (m)	20	25	25	30	35	35
Cự li cọc theo ph- ơng dọc cầu (m)	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	3.6
Cự li cọc theo ph- ơng ngang cầu (m)	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	4.1

III.1. Công tác chuẩn bị

Cần chuẩn bị đầy đủ vật t- , trang thiết bị phục vụ thi công. Quá trình thi công móng liên quan nhiều đến điều kiện địa chất, thủy văn, thi công phức tạp và hàm chứa nhiều rủi ro. Vì thế đòi hỏi công tác chuẩn bị kỹ l- ỡng và nhiều giải pháp ứng phó kịp thời và các tình huống có thể xảy ra. Công tác chuẩn bị cho thi công bao gồm một số nội dung chính sau:

Kiểm tra vị trí lỗ khoan, các mốc cao độ. Nếu cần thiết có thể đặt lại các mốc cao độ ở vị trí mới không bị ảnh h- ờng bởi quá trình thi công cọc.

Chuẩn bị ống vách, cốt thép lồng cọc nh- thiết kế. Chuẩn bị ống đổ bê tông d- ới n- ớc.

Thiết kế cấp phối bê tông, thí nghiệm cấp phối bê tông theo thiết kế, điều chỉnh cấp phối cho phù hợp với c- ờng độ và điều kiện đổ bê tông d- ới n- ớc.

Dự kiến khả năng và ph- ơng pháp cung cấp bê tông t- ới liên tục cho thi công đổ bê tông d- ới n- ớc.

Chuẩn bị các lỗ chừa sẵn tạo điều kiện thuận lợi cho việc kiểm tra chất l- ợng cọc khoan sau này.

III.2 Công tác khoan tạo lỗ

III.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 được 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 : $\pm 10\text{cm}$

III.2.2 Yêu cầu về gia công chế tạo lắp dựng ống vách

Ống vách phải được chế tạo như 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 được hạ bằng phương pháp đóng, ép rung hay kết hợp với đào đất trong lòng ống.

III.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 d-ới n-ớc 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 th- ờng.

Nếu sử dụng dung dịch sét giữ thành phải phù hợp với các qui định sau :

Độ nhớt của dung dịch sét phải phù hợp với điều kiện địa chất công trình và ph- ơng pháp sử dụng dung dịch. Bề mặt dung dịch sét trong lỗ cọc phải cao hơn mực n- ớc ngầm 1,0m trở lên. Khi có mực n- ớc ngầm thay đổi thì mặt dung dịch sét phải cao hơn mực n- ớc ngầm cao nhất là 1,5m.

Trong khi đổ bê tông , khối l- ợng riêng của dung dịch sét trong khoảng 50 cm kể từ đáy lỗ $< 1,25 T/m^3$, hàm l- ợng cát $\leq 6\%$, độ nhớt ≤ 28 giây. Cần phải đảm bảo chất l- ợng dung dịch sét theo độ sâu của từng lớp đất đá, đảm bảo sự ổn định thành lỗ cho đến khi kết thúc việc đổ bê tông.

III.2.4 Rửa lỗ khoan

Khi đã khoan đến độ sâu thiết kế tiến hành rửa lỗ khoan, có thể dùng máy bơm chuyên dụng hút mùn khoan từ đáy lỗ khoan lên . Cũng có thể dùng máy nén khí để đ- a mùn khoan lên cho đến khi bơm ra n- ớc 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 ph- ơng pháp khoan sâu thêm thay cho công tác rửa lỗ khoan.

III.2.5 Công tác đổ bê tông cọc

Đổ bê tông cọc theo ph- ơng pháp ống rút thẳng đứng.

Một số yêu cầu của công tác đổ bê tông cọc:

+ Bê tông phải đ- ợc trộn bằng máy. Khi chuyển đến công tr- ờng phải đ- ợc kiểm tra độ sụt và độ đồng nhất. Nếu dùng máy bơm bê tông thì bơm trực tiếp bê tông vào phễu của ống dẫn.

+ Đầu d- ới của ống dẫn bê tông cách đáy lỗ khoan khoảng 20-30 cm.

ống dẫn bê tông phải đảm bảo kín khít.

- + Độ ngập sâu của ống dẫn trong bê tông không 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.

III.2.6 Kiểm tra chất lượng cọc khoan nhồi

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 nhót và đúc mẫu kiểm tra đường 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.

III.3 Thi công vòng vây cọc ván thép

Trình tự thi công cọc ván thép:

- + Đóng cọc định vị.
- + Liên kết thanh nẹp với cọc định vị thành khung vây.
- + Xỏ cọc ván từ các góc về giữa.
- + Tiến hành đóng cọc ván đến độ chôn sâu theo thiết kế.

Thường xuyên kiểm tra để có biện pháp xử lý kịp thời khi cọc ván bị nghiêng lệch.

III.4 Công tác đào đất bằng xối hút

Các lớp đất phía trên mặt đều là dạng cát, sét á cát nên thích hợp dùng phương pháp xối hút để đào đất nơi ngập nước.

Tiến hành đào đất bằng máy xối hút. Máy xối hút đặt trên hệ phao chở nổi. Khi xối 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. Sau đó san phẳng, đầm chặt đổ bê tông bịt đáy.

III.5 Đổ bê tông bịt đáy

III.5.1 Trình tự thi công:

Chuẩn bị (vật liệu, thiết bị...).

Bơm bê tông vào thùng chứa.

Cắt nút hãm.

Nhấc ống đổ lên phía trên.

Khi nút hãm xuống tới đáy, nhấc ống đổ lên để nút hãm bị đẩy ra và nổi lên. Bê tông phủ kín đáy. Đổ liên tục.

Kéo ống lên theo phương thẳng đứng, chỉ di chuyển theo chiều đứng.

Đến khi bê tông đạt 50% cường độ thì bơm hút nước và thi công các phần khác.

III.5.2 Nguyên tắc và yêu cầu khi đổ bê tông:

Nguyên tắc và yêu cầu khi đổ bê tông bịt đáy.

Bê tông rơi trong phễu tụt xuống liên tục, không đứt đoạn trong hố móng ngập nước dưới tác dụng của áp lực do trọng lượng bản thân.

Ống chỉ di chuyển theo chiều thẳng đứng, miệng ống đổ luôn ngập trong bê tông tối thiểu 0.8m.

Bán kính tác dụng của ống đổ $R=3.5m$.

Đảm bảo theo phương ngang không sinh ra vữa bê tông quá thừa và toàn bộ diện tích đáy hố móng được phủ kín bê tông theo yêu cầu.

Nút hãm: khít vào ống đổ, dễ xuống và phải nổi.

Bê tông: + Có mác cường độ cao hơn thiết kế một cấp.

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

+ Có độ sụt cao: 16 - 20cm.

+ Cốt liệu th- ờng bằng sỏi cuội.

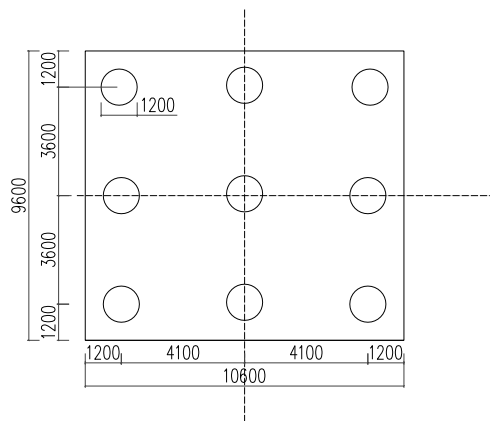
Đổ liên tục, càng nhanh càng tốt.

Trong quá trình đổ phải đo đặc kĩ.

III.5.3 Tính toán chiều dày lớp bê tông bọt đáy

a) Các số liệu tính toán:

Xác định kích th- ớc đáy hố móng.



Ta có : $L = 10.6 + 2 = 12.6 \text{ m}$

$B = 9.6 + 2 = 11.6 \text{ m}$

Gọi h_b là chiều dày lớp bê tông bọt đáy

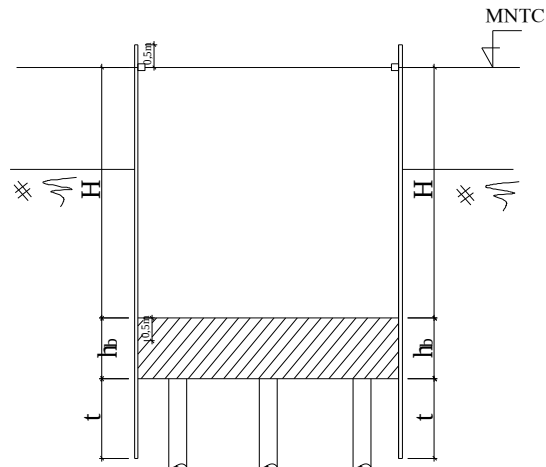
t là chiều sâu chôn cọc ván ($t \geq 2\text{m}$)

Xác định kích th- ớc vòng vây cọc ván ta lấy rộng về mỗi phía của bệ cọc là 1 m. Cọc ván sử dụng là cọc ván thép .

- Cao độ đỉnh trụ:	+7.9	m
- Cao độ đáy trụ:	-10.6	m
- Cao độ đáy đài:	-13.1	m
-Cao độ mực n- ớc thi công:	-1.2	m
- Cao độ đáy sông:	-8.6	m
- Chiều rộng bệ trụ :	9.6	m
- Chiều dài bệ trụ :	10.6	m
- Chiều rộng móng	11.6	m
- Chiều dài móng	12.6	m

b) Tính toán chiều dày lớp bê tông bọt đáy

b.1 Điều kiện tính toán



áp lực đẩy nổi của n-ớc phải nhỏ hơn ma sát giữa bê tông và cọc + trọng lượng của lớp bê tông bọt đáy.

$$\Omega \gamma_b \cdot h_b + u_1 \cdot \left[\frac{1}{2} \gamma_b \cdot h_b + k \cdot u_2 \cdot \left(\frac{1}{2} \gamma_b \cdot h_b \right) \right] m \geq \gamma_n \cdot (H + h_b) \cdot \Omega$$

$$\Rightarrow h_b = x = \frac{\gamma_n \cdot H \cdot \Omega}{\Omega \gamma_b + u_1 \cdot \left[\frac{1}{2} \gamma_b + k \cdot u_2 \cdot \left(\frac{1}{2} \gamma_b \right) \right] m - \Omega \gamma_n} \geq 1m$$

Trong đó : đến đây bỏ

H : Chiều cao tính từ mặt n-ớc thi công móng.

$$H=6.43 \text{ m.}$$

h_b : Chiều dày lớp bê tông bọt đáy.

$m = 0,9$ hệ số điều kiện làm việc.

$n = 0,9$ hệ số v-ợt tải.

γ_b : Trọng lượng riêng của bê tông bọt đáy $\gamma_b = 2,4 \text{ T/m}^2$.

γ_n : Trọng lượng riêng của n-ớc $\gamma_n = 1 \text{ T/m}^2$.

u_2 : Chu vi cọc $= 3,14 \times 1,2 = 3.768 \text{ m}$

τ_2 : Lực ma sát giữa bê tông bọt đáy và cọc .

$$\tau_2 = 4 \text{ T/m}^2.$$

k: Số cọc trong móng $k=9$ (cọc)

Ω : Diện tích hố móng. (Mở rộng thêm 1m ra hai bên thành để thuận lợi cho thi công).

$$\Omega = 11.6 \times 14 = 162.4 \text{ m}^2 .$$

τ_1 : Lực ma sát giữa cọc ván với lớp bê tông

$$\tau_1 = 3 \text{ T/m}^2 .$$

u_1 : Chu vi t-ờng cọc ván $= (14 + 11.6) \times 2 = 51.2 \text{ m}$

$$\Rightarrow h_b = x = \frac{1 \times 6.43 \times 162.4}{(0.9 \times 162.4 \times 2.4 + 51.2 \times 3 + 9 \times 3.768 \times 4) \times 0.9 - 162.4 \times 1} = 2.5 \text{ m} > 1 \text{ m}$$

Vậy ta chọn $h_b = 2.5 \text{ m}$

b.2 Kiểm tra c-ờng độ lớp bê tông bị đáy:

Xác định h_b theo điều kiện lớp bê tông chịu uốn.

Ta cắt ra 1 dải có bề rộng là 1m theo chiều ngang của hố móng để kiểm tra.

Lớp bê tông bị đáy đ-ọc xem nh- 1 dầm đơn giản kê trên 2 mép của t-ờng vây cọc ván.

- Nhịp dầm $l = 11.6 \text{ m}$

Sử dụng bê tông mác 200 có $R_u = 65 \text{ T/m}^2$.

Tải trọng tác dụng vào dầm là $q \text{ (t/m)}$

$$q = q_n - q_{bt} = \gamma_n \cdot (H + h_b) - h_b \cdot \gamma_{bt}$$

$$q = 1 \cdot (6.43 + h_b) - 2.4 \cdot h_b = 6.43 - 1.4 \cdot h_b$$

+ Mô men lớn nhất tại tiết diện giữa nhịp là :

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{(6.43 - 1.4 \cdot h_b) \cdot 11.6^2}{8} = 108.15 - 23.55 \cdot h_b$$

+ Mômen chống uốn :

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1 \cdot h_b^2}{6} = \frac{h_b^2}{6}$$

+ Kiểm tra ứng suất :

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{6 \cdot (108.15 - 23.55 h_b)}{h_b^2} \leq 65 \text{ T/m}^2$$

Ta có phương trình bậc hai:

$$65.h_b^2 + 141.3h_b - 648.9 = 0$$

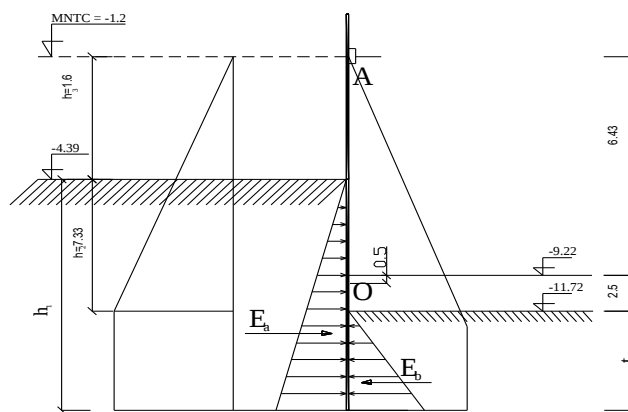
Giải ra ta có: $h_b = 2.25 \text{ m} > 1 \text{ m}$

Vậy chọn chiều dày lớp bê tông cốt đáy $h_b = 2,5 \text{ m}$ làm số liệu tính toán.

III.5.4 Tính toán cọc ván thép:

a) Tính độ chôn sâu của cọc ván thép

Sơ đồ :



Khi đào đất theo phương pháp xói hút nên mực nước trong và ngoài vòng vây cọc ván là như nhau, do đó áp lực nước hai bên bằng nhau.

Các thông số của đất:

- Trọng lượng riêng của đất: $\gamma_d = 2.6 \text{ T/m}^3$

- Góc ma sát: $\varphi = 30^\circ$

- Áp lực chủ động của đất:

$$E_a = 0.5 \gamma_{dn} h_1^2 \cdot \lambda_a = 0.5 \times 1.6 \times (7.33 + t)^2 \times 1/3 = 0.8/3 \times (7.33 + t)^2$$

- γ_{dn} : Dung trọng đẩy nổi của đất.

$$\gamma_{dn} = \gamma_d - \gamma_n = 1.6 \text{ T/m}^3$$

- λ_a : Hệ số áp lực chủ động.

$$\lambda_a = \tan^2(45 - \varphi/2) = 1/3$$

- Áp lực bị động của đất:

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

$$E_b = 0.5 \gamma_{dn} t^2 \cdot \lambda_b = 0.5 \times 1.6 \times 3 \times t^2 = 2.4 t^2$$

$$\lambda_b = t g^2 (45 + \varphi / 2) = 3$$

λ_b : Hệ số áp lực áp lực bị động.

- Lấy mô men cân bằng tại điểm A ta được:

$$\sum M_A = E_a \left[\frac{2}{3} (t+h_2)+h_3 \right] - E_b \left(\frac{2}{3} t + h_2+h_3 \right) = 0$$

$$0.8/3 \times (7.33+t)^2 \times \left[\frac{2}{3} (t+7.33)+1.6 \right] - 2.4 t^2 \times \left(\frac{2}{3} t + 7.33+1.6 \right) = 0$$

Rút gọn ta được phương trình bậc 3 của t có dạng:

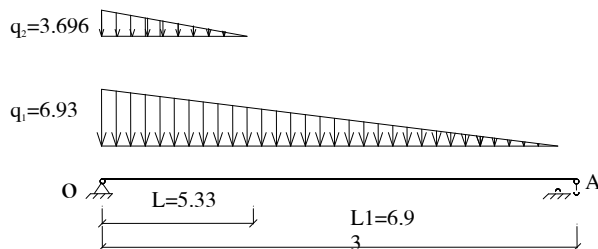
$$1.423 t^3 + 18.825 t^2 - 34.9 t - 94.65 = 0$$

Giải phương trình ta được: $t = 2.925m$. Chọn $t = 3 m$

Vậy chiều dài cọc ván là: $L = 3 + 2.5 + 6.43 + 0.5 = 12.43 m \Rightarrow$ chọn $L = 13 m$

b) tính toán cọc - ống độ cọc ván :

Thời điểm tính là sau khi đã đổ bê tông bịt đáy và hút hết nước trong hố móng. Lúc này ta tính cọc ván coi như 1 dầm đơn giản kê trên 2 gối O, A, tải trọng tác dụng như hình vẽ, tính cho 1m chiều rộng (vị trí của điểm O nằm cách mặt trên lớp bê tông bịt đáy 0,5m về phía dưới)



Ta có:

-áp lực ngang của nước : $P_n = \gamma_n \cdot l = 1 \times 6.93 = 6.93 (t/m)$

-áp lực đất chủ động : $q_d = \gamma_{dn} l_1 \lambda_a = 1.6 \times 6.93 \times 1/3 = 3.696(t/m)$

Tại một vị trí X nào đó, mômen đạt giá trị max. Ta đi tìm vị trí X

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

Qui đổi q_n và q_d ta đ- ợc $q=9.982 \text{ T/m}$

Mômen tại O :

$$\Sigma M_0 = R_A 6.93 - \frac{q \cdot 6.93 \cdot 6.93}{2.3} \Rightarrow R_A = 11.529 \text{ T}$$

Mômen tại A :

$$\Sigma M_0 = R_0 6.93 - \frac{q \cdot 6.93 \cdot 2.6.93}{2.3} \Rightarrow R_0 = 23.058 \text{ T}$$

Lấy mômen tại X :

$$\begin{aligned} \Sigma M_{\max} &= R_0 \cdot x - \frac{6.93 - x}{6.93} \cdot x \cdot \frac{x}{2} \cdot q - \frac{x^2}{3} \left(q - \frac{6.93 - x}{6.93} \cdot q \right) \\ &= 0.24x^3 - 4.989x^2 + 23.058x \quad (1) \end{aligned}$$

Tại X mômen lớn nhất, đạo hàm mômen bằng 0

$$\frac{d\Sigma M_x}{dx} = 0 \Leftrightarrow 0.72x^2 - 9.978x + 23.058 = 0$$

Giải ph- ơng trình trên ta có:

$$x = 2.93 \text{ và } x = 10.9 (\text{loại})$$

Chọn $x = 2.93$ làm trị số để tính, thay vào (1) ta có:

$$M_{\max} = 30.766 \text{ Tm}$$

Từ điều kiện

$$W \geq \frac{M_{\max}}{f}$$

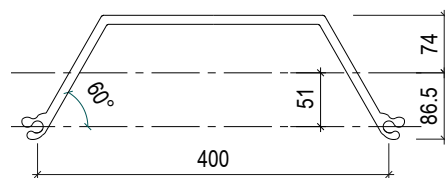
Trong đó:

- $[\sigma]$ là ứng suất cho phép của thép cọc ván: $[\sigma] = 1900 \text{ kg/cm}^2$

$$W \geq \frac{30.766 \times 10^5}{1900} = 1619.26 \text{ cm}^3$$

Ta chọn cọc ván hình máng do SNG sản xuất có : $W > 1619.26 \text{ cm}^3$

→ Tra bảng chọn cọc ván số hiệu là : PZ 40



III.6. Bơm hút nước.

Do có cọc ván thép và bê tông bịt đáy nên nước không thấm vào hố móng trong quá trình thi công, chỉ cần bố trí máy bơm để hút hết nước còn lại trong hố móng. Dùng hai máy bơm loại C203 hút nước từ các giếng tự tạo sự khô ráo cho bề mặt hố móng.

III.7. Thi công đài cọc.

Trước 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.

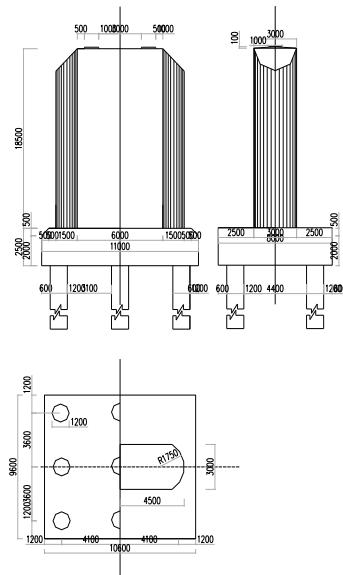
Lắp dựng ván khuôn và bố trí các lồng cốt thép.

Tiến hành đổ bê tông bằng ống đổ.

Bảo dưỡng bê tông khi đủ f_c thì tháo dỡ ván khuôn

iv. Thi công trụ

Các kích thước cơ bản của trụ và đài như sau:



IV.1 Yêu cầu khi thi công

Theo thiết kế kỹ thuật trụ thiết kế là trụ đặc bê tông toàn khối, do đó công tác chủ yếu của thi công trụ là công tác bê tông cốt thép và ván khuôn.

Để thuận tiện cho việc lắp dựng ván khuôn ta dự kiến sử dụng ván khuôn lắp ghép. Ván khuôn 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.

IV.2 Trình tự thi công nh-ư 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 tượng dính kết bê tông vào thành ván khuôn sau này.

Đổ bê tông thành từng lớp dày 40cm, đầm ở vị trí cách nhau không quá 1.75R, thời gian đầm là 50 giây một vị trí, khi thấy bọt khí 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 d-ỡng 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 ng-ợc với quá trình lắp dựng.

IV.3 TÍNH VÁN KHUÔN TRỤ:

IV.3.1 TÍNH VÁN KHUÔN ĐÀI TRỤ.

Đài có kích thước $a \times b \times h = 10.6 \times 9.6 \times 2.5$ (m).

áp lực tác dụng lên ván khuôn gồm có:

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

+ áp lực bê tông t-oi.

+ Lực xung kích của đầm.

Chọn máy trộn bê tông loại C284-A có công suất đổ $40\text{m}^3/\text{h}$.

Và đầm dùi có bán kính tác dụng là $0,75\text{m}$.

Diện tích đài: $10.6 \times 9.6 = 101.76\text{m}^2$.

Sau 4h bê tông đổ lên cao đ- ợc:

$$h = \frac{4Q}{F} = \frac{40 \times 4}{101.76} = 1.57(\text{m}) > 0.75(\text{m})$$

áp lực ngang tác dụng lên ván khuôn là:

+ Lực xung kích do đầm bê tông: $h > 0,75 \text{ m}$ nên

$$q_2 = \gamma \cdot R = 2.4 \times 0.75 \times 10^3 = 1800 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

+ áp lực ngang do đầm bê tông $q_1 = 0,4(\text{T}/\text{m}^2)$

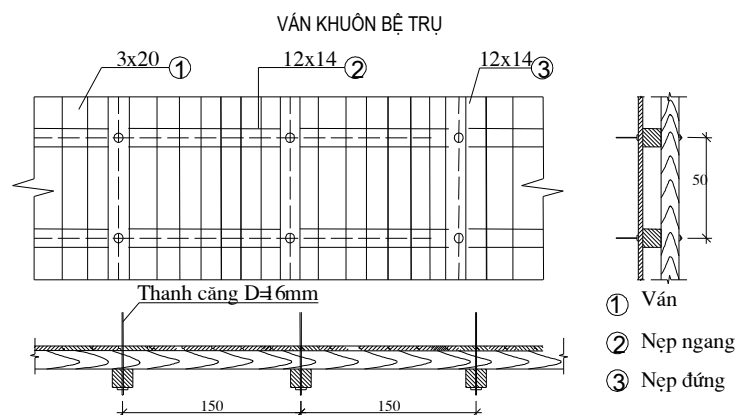
$$n = 1.3$$

Biểu đồ áp lực thay đổi theo chiều cao đài nh- ng để đơn giản hóa tính toán và thi công ta coi áp lực phân bố đều:

$$q^{\text{tc}} = \frac{\frac{1800 \times 0.75}{2} + 1800 \times 0.638 + 400 \times 1.388}{1.388} = 1713.68(\text{kg} / \text{m}^2)$$

$$q^{\text{II}} = 1.3 \times 1713.68 = 2227.78 \text{ kg} / \text{m}^2$$

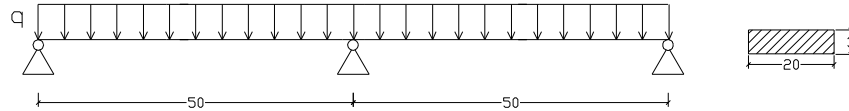
Chọn ván khuôn nh- sau:



IV.3.1.1 Tính ván đứng:

Tính toán với 1m bề rộng của ván

Sơ đồ tính toán:



Mômen uốn lớn nhất:

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{10} = \frac{2227.78 \times 0.5^2}{10} = 55.69 \text{ kg.m}$$

Chọn ván gỗ loại : rộng 20 cm ; dày $\delta = 3$ (cm)

$$R_u = 130 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

Kiểm tra theo điều kiện nén uốn của ván :

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} \leq R_u$$

$$\text{Với } W = \frac{b\delta^2}{6} = \frac{1 \times 0.03^2}{6} = 0.00015 \text{ (m}^3\text{)}$$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{55.69}{0.00015} = 371266.67 \text{ (kg/m}^2\text{)} = 37.13 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < R_u = 130$$

(kg/cm²)

$\Rightarrow$ Thỏa mãn điều kiện chịu lực

Kiểm tra độ võng :

$$f = \frac{q_{tc} l^4}{127 EJ} < \frac{l}{250}$$

Trong đó :

- E : môđun đàn hồi của gỗ $E_{dh} = 100000 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

- l : chiều dài nhịp tính toán $l = 50 \text{ cm}$

- J : mômen quán tính 1m rộng ván khuôn

$$J = \frac{b\delta^3}{12} = \frac{1 \times 0.03^3}{12} = 2.25 \times 10^{-6} \text{ (m}^4\text{)} = 225 \text{ (cm}^4\text{)}$$

- q_{tc} là tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên ván khuôn

$$q_3 = 17.14 \text{ (kg/cm)}$$

$$\Rightarrow f = \frac{17.14 \times 50^4}{127 \times 10^5 \times 225} = 0.037 \text{ cm} < \frac{50}{250} = 0.2 \text{ cm}$$

$\Rightarrow$ Vậy đảm bảo yêu cầu về độ võng.

IV.3.1.2 Tính nẹp ngang.

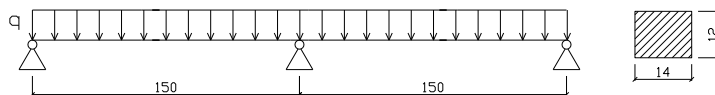
Nẹp ngang đ- ợc tính toán nh- 1 dầm liên tục kê trên các gối là các thanh nẹp đứng.

Tải trọng tác dụng lên ván đứng rồi truyền sang nẹp ngang.

Với khoảng cách nẹp ngang lớn nhất là 1.5m ta quy đổi tải trọng từ ván đứng sang nẹp ngang.

$$q_{\text{nẹp ngang}} = q_{\text{ván đứng}} \times 0.5 = 2227.78 \times 0.5 = 1113.89 \text{ kg/m.}$$

Sơ đồ tính:



Mômen lớn nhất trong nẹp ngang:

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{10} = \frac{1113.89 \times 1.5^2}{10} = 250.6 \text{ kgm}$$

Chọn nẹp ngang kích th- ớc (12 × 14cm)

$$W = \frac{h \cdot \delta^2}{6} = \frac{12 \times 14^2}{6} = 392 \text{ cm}^3$$

Kiểm tra ứng suất:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{25060}{392} = 63.93 \text{ kg/cm}^2 \leq 130 \text{ kg/cm}^2$$

Duyệt độ võng:

$$f = \frac{q \cdot l_2^4}{128 \cdot E \cdot J}$$

$$J = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{12 \times 14^3}{12} = 2744 \text{ cm}^4$$

$$q_{\text{vong}} = q_v \cdot l_1 = 1714 \times 0.5 = 857 \text{ kg/m} = 8.57 \text{ Kg/cm}$$

$$f = \frac{q.l_2^4}{128.E.J} = \frac{8.57 \times 150^4}{128 \times 100000 \times 2744} = 0.123 \text{ cm} < \frac{150}{400} = 0.375 \text{ cm}$$

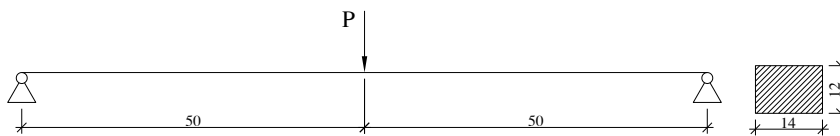
Kết luận: nhịp ngang đủ khả năng chịu lực

IV.3.1.3 Tính nhịp đứng:

Nhịp đứng đ-ợc tính toán nh- 1 dầm đơn giản kê trên 2 gối, chịu lực tập trung đặt ở giữa nhịp do tải trọng từ nhịp ngang truyền xuống

$$P_{tt} = q_{nhịp ngang} \times l_2 = 1113.89 \times 1.5 = 1670.83 \text{ (kg)}$$

Sơ đồ tính toán:



Mômen

$$M_{\max} = \frac{P.l}{6} = \frac{1670.83 \times 1.0}{6} = 278.47 \text{ Kgm}$$

Chọn nhịp đứng kích th-ớc (12 × 14) cm.

$$W = \frac{h\delta^2}{6} = \frac{12 \times 14^2}{6} = 392 \text{ cm}^2$$

Kiểm tra ứng suất:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{27847}{392} = 71.03 \leq 130 \text{ kg/cm}^2$$

Duyệt độ võng:

$$f = \frac{q.l^3}{48.E.J}$$

$$J = \frac{b.h^3}{12} = \frac{12 \times 14^3}{12} = 2744 \text{ cm}^4$$

$$q_{vong} = q_n^{tc}.l_2 = 857 \times 1.5 = 1285.5 \text{ Kg/m} = 12.855 \text{ Kg/cm}$$

$$f = \frac{q.l^3}{48.E.J} = \frac{12.855 \times 100^3}{48 \times 100000 \times 2744} = 0.00104 \text{ cm} < \frac{100}{400} = 0.25 \text{ cm}$$

Kết luận: nhịp đứng đủ khả năng chịu lực

IV.3.1.4 Tính thanh căng:S

Tải tác dụng: $p = 2227.78 \text{ Kg/m}$.

Khoảng cách thanh căng: $c = 1.5 \text{ m}$

Lực tác dụng trong thanh căng: $S = p.c = 2227.78 \times 1.5 = 3341.67 \text{ kg}$.

Dùng thanh căng là thép CT3 có $R = 1900 \text{ kg/cm}^2$.

→ Diện tích yêu cầu

$$F = \frac{S}{R} = \frac{3341.67}{1900} = 1.758 \text{ cm}^2$$

Dùng thanh căng $\Phi 16$ có $F = 2.01 \text{ cm}^2$

IV.3.2 TÍNH VÁN KHUÔN THÂN TRỤ

Ván khuôn trụ chia làm 2 loại:

- Ván khuôn thẳng (VK1)
- Ván khuôn đầu tròn (VK2)

IV.3.2.1 Ván khuôn thẳng (VK1)

Tính toán tải trọng tác dụng lên ván khuôn

Diện tích mặt cắt trụ:

$$F = 6 \times 3 + 3.14 \times 1.5^2 = 25.065 \text{ m}^2$$

Dùng máy trộn C302 công suất $15 \text{ m}^3/\text{h}$ và đầm dùi có bán kính ảnh hưởng $R = 0.75 \text{ m}$.

Chiều cao bê tông đổ trong 4h.

$$h = \frac{4Q}{F} = \frac{4 \times 15}{25.065} = 2.393 \text{ (m)}$$

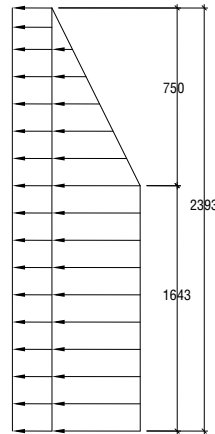
+ áp lực bê tông tác động $h \geq 0.75$.

$$q_1 = 2.4 \times 0.75 \times 10^3 = 1800 \text{ kg/m}^2$$

+ áp lực ngang do đầm bê tông $q_1 = 0.4(T/\text{m}^2)$

$$n = 1.3$$

Biểu đồ áp lực thay đổi theo chiều cao trụ như sau để đơn giản hóa tính toán và thi công ta coi áp lực phân bố đều:

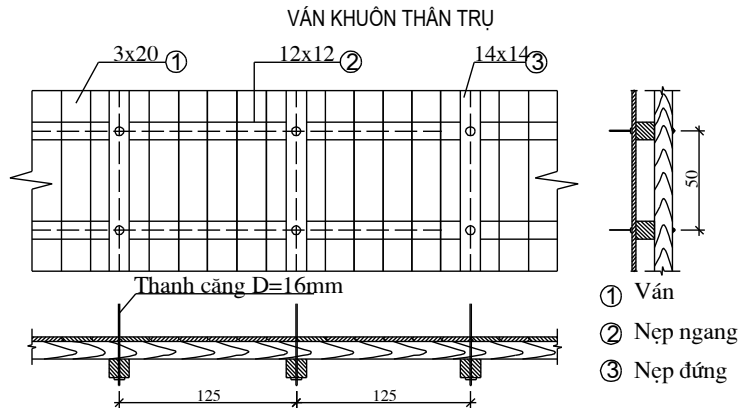


THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

$$q^{lc} = \frac{\frac{1800 \times 0.75}{2} + 1800 \times 1.643 + 400 \times 2.393}{2.393} = 1917.93 (kg/m^2)$$

$$q'' = 1.3 \times 1917.93 = 2493.31 \text{ kg/m}^2$$

Chọn ván khuôn nh- sau:

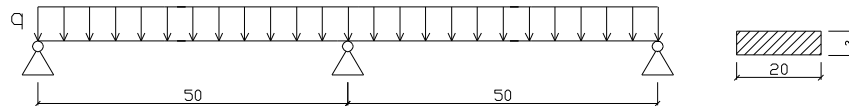


a. Tính ván đứng:

Ván đứng chịu tải phân bố đều $q = 2493.31 \text{ Kg/m}$ có gối là các nẹp ngang khoảng cách

$$l = 0.5\text{m}$$

Sơ đồ tính toán:



Mômen uốn lớn nhất trong ván.

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{10} = \frac{2493.31 \times 0.5^2}{10} = 62.33 \text{ Kgm}$$

Chọn ván đứng có tiết diện là $20 \times 3 \text{ cm}$

- Mômen chống uốn:

$$W = \frac{bd^2}{6} = \frac{1 \times 0.03^2}{6} = 0.00015 \text{ (m}^3\text{)} = 0.00015 \cdot E + 6 \text{ cm}^3$$

- Mô men quán tính:

$$J = \frac{b\delta^3}{12} = \frac{1 \times 0.03^3}{12} = 2.25 \times 10^{-6} \text{ (m}^4\text{)} = 225 \text{ (cm}^4\text{)}$$

- Kiểm tra c- ứng độ

$$\Rightarrow \sigma = \frac{6233}{00,00015.E + 6} = 41.55 \text{ (kg/cm}^2\text{)} < R_u = 130 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

- Kiểm tra độ võng:

$$f = \frac{q_{tc} l^4}{127 EJ} = \frac{19.18 \times 50^4}{127 \times 10^5 \times 225} = 0.042 \text{ cm}$$

- q_{tc} là tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên ván khuôn

$$q_3 = 19.18 \text{ (kg/cm)}$$

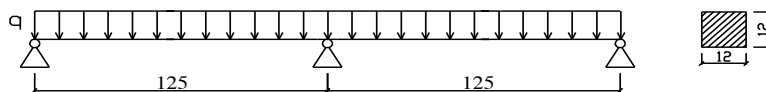
$$[f] = \frac{l}{400} = \frac{50}{400} = 0.125 \text{ cm}$$

$$f = 0.042 \text{ cm} < [f] = 0.125 \text{ cm}$$

- b. Tính nẹp ngang:*

$$\text{Lực tác dụng } q_{\text{nẹp ngang}} = 0.5 q_{\text{vdứng}} = 0.5 \times 2493.31 = 1246.65 \text{ Kg/m}$$

Sơ đồ tính toán:



- Chọn nẹp ngang kích thước 12×12 có

$$W = \frac{12 \times 12^2}{6} = 288 \text{ cm}^3$$

$$J = \frac{b.h^3}{12} = \frac{12 \times 12^3}{12} = 1728 \text{ cm}^4$$

- Mômen uốn trong nẹp lớn nhất là:

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{10} = \frac{1246.65 \times 1.25^2}{10} = 244.34 \text{ Kgm} = 24434 \text{ kgcm}$$

- Kiểm tra ứng suất:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{24434}{288} = 84.84 \text{ kg/cm}^2 < 130 \text{ kg/cm}^2$$

- Duyệt độ võng:

$$f = \frac{q.l_2^4}{128.E.J}$$

$$q_{vong} = q_v^{tc}.l_1 = 1917.93 \times 0.5 = 958.96 \text{ kg/m} = 9.589 \text{ Kg/cm}$$

$$f = \frac{q.l_2^4}{128.E.J} = \frac{9.589 \times 140^4}{128 \times 100000 \times 1728} = 0.166 \text{ cm} < \frac{140}{400} = 0,35 \text{ cm}$$

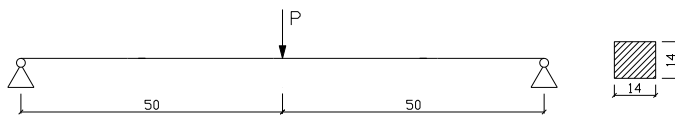
Kết luận: nhịp ngang đủ khả năng chịu lực

c. Tính nhịp đứng:

Nhịp đứng được tính toán như 1 dầm đơn giản kê trên 2 gối, chịu lực tập trung đặt ở giữa nhịp do tải trọng từ nhịp ngang truyền xuống

$$q_{tt} = q_{nhngang} \times l_2 = 1246.65 \times 1.4 = 1745.31 \text{ (kg)}$$

Sơ đồ tính:



Chọn nhịp đứng kích thước 14 × 14 (cm).

$$W = \frac{14 \times 14^2}{6} = 457.3 \text{ cm}^3$$

- Mômen

$$M_{\max} = \frac{P.l}{6} = \frac{1745.31 \times 1.0}{6} = 290.88 \text{ Kgm} = 29088 \text{ kg.cm}$$

$$\text{Kiểm tra ứng suất: } \sigma = \frac{M}{W} = \frac{29088}{457.3} = 63.6 \leq 130 \text{ kg/cm}^2$$

- Duyệt độ võng:

$$f = \frac{q.l^3}{48.E.J}$$

$$J = \frac{b.h^3}{12} = \frac{14 \times 14^3}{12} = 3201.3 \text{ cm}^4$$

$$q_{vong} = q_n^{tc}.l_2 = 958.9 \times 1.4 = 1342.46 \text{ kg/m} = 13.4246 \text{ Kg/cm}$$

$$f = \frac{q.l^3}{48.E.J} = \frac{13.4246 \times 140^3}{48 \times 100000 \times 3201.3} = 0,00239 \text{ cm} < \frac{100}{400} = 0,25 \text{ cm}$$

Kết luận: nẹp đứng đủ khả năng chịu lực

d. Tính thanh cằng:

$$S = P.C$$

Với $P = 2493.31 \text{ Kg/m}$ và $C = 1.4 \text{ m}$

$$\text{Có } S = 2493.31 \times 1.4 = 3490.6 \text{ Kg}$$

Diện tích thanh cằng cần thiết là

$$F = \frac{S}{R} = \frac{3490.6}{1900} = 1.837 \text{ cm}^2$$

Chọn thanh cằng $\Phi 16$ có $f = 2.01 \text{ cm}^2$

IV.3.2.2 Tính toán gối vành l-ợc.

áp lực phân bố của bê tông lên thành ván: $p_{bt} = 2.4 \times 0.75 = 1.8 (\text{T/m}^2)$

áp lực ngang do đầm bê tông: $p_d = 0.4 \text{ T/m}^2$

Tải trọng tổng hợp tính toán tác dụng lên ván:

$$q_v = (p_{bt} + p_d) \times 1.3 \times 0.5 = (1.8 + 0.4) \times 1.3 \times 0.5 = 1.43 (\text{T/m}^2) = 1430 \text{ Kg/m}^2$$

Lực xé ở đầu tròn:

$$T = \frac{q_v'' \times D}{2} = \frac{1430 \times 3}{2} = 2010 (\text{Kg})$$

Tính toán vành l-ợc chịu lực kéo T:

Kiểm tra theo công thức: $\frac{T}{F} \leq R_k$

Trong đó:

F: diện tích đã giảm yếu của tiết diện vành l-ợc

R_k : cường độ chịu kéo của gối vành l-ợc $R_k = 100 \text{ kg/cm}^2$

$$\Rightarrow F = \delta.b \geq \frac{T}{R_k} = \frac{2010}{100} = 20.1 \text{ cm}^2$$

Từ đó chọn tiết diện gối vành l-ợc : $\delta = 4 \text{ cm}, b = 12 \text{ cm}$. Có $F = 4 \times 12 = 48 \text{ cm}^2$

V. THI CÔNG KẾT CẤU NHỊP

Phương pháp thi công: đúc hẫng cân bằng đối xứng.

V.1 NGUYÊN LÝ CỦA PHƯƠNG PHÁP THI CÔNG HÃNG

Thi công hẫng là thi công kết cấu nhịp từng đợt đối xứng qua các trụ. Các đợt đầm đổ đúc theo sơ đồ mút thừa đối xứng qua trụ làm xong đợt nào căng cốt thép đợt đấy. Các đợt đúc trên dàn giáo di động đảm bảo tính toàn khối của kết cấu tốt. Việc căng cốt thép đợt 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 hẫng 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...

V.2 TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH CÁNH HÃNG TRONG QUÁ TRÌNH THI CÔNG

Trong quá trình thi công đúc hẫng các khối đúc trên đỉnh trụ, tải trọng tác động lên 2 bên cánh hẫng không đợt đặt đối xứng gây ra sự mất ổn định, kết cấu có xu hướng lật quanh tim trụ theo phương dọc cầu.

Chính vì thế, yêu cầu phải đảm bảo giữ ổn định cánh hẫng, chống lật cánh hẫng trong suốt quá trình thi công đối với các tổ hợp tải trọng bất lợi có thể xảy ra.

Biện pháp thực hiện là neo tạm cánh hẫng vào thân trụ đã thi công bằng các PC bar, là thanh cốt thép có đường kính cao, đã đợt đặt sẵn trong thân trụ. Cần phải tính toán các neo tạm này trên cơ sở cân bằng mômen tại 1 điểm do tất cả các lực tác dụng lên cánh hẫng. Điều kiện là tổng mômen giữ do thanh neo phải lớn hơn tổng mômen lật do tải trọng gây ra.

Khi thi công đợt đúc K0 trên trụ, đồng thời thi công neo tạm cánh hẫng vào trụ. Các neo tạm đợt cắt bỏ sau khi thi công hợp long.

Tình huống tính toán ổn định cánh hẫng trong quá trình thi công là khi đúc đợt hẫng cuối cùng K11, xe đúc, ván khuôn, khối bê tông đợt K11 của một bên cánh hẫng bị rơi.

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

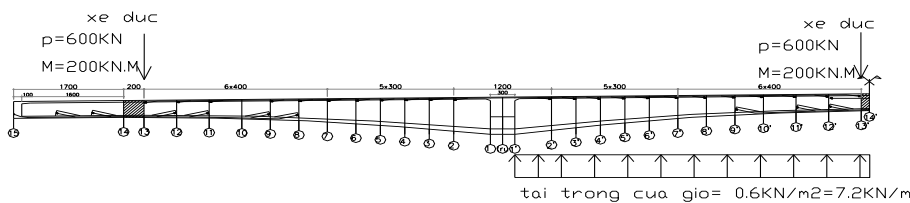
Các tải trọng đặt không cân bằng trên cánh hẫng.

+ Tải trọng xe đúc đặt 1 bên cánh hẫng $P_1=600\text{KN}$.

+ Tải trọng do thiết bị $P_2=200\text{KN}$ đặt tại đầu cánh hẫng.

+ Tải trọng gió thốc 1 bên cánh hẫng bị rơi xe đúc, lấy trị số 0.6KN/m^2 , với bề rộng cầu 12.5m tải trọng gió thốc phân bố trên mét dài cầu 7.2KN/m .

Tất cả các tải trọng tác dụng thẳng đứng cân bằng lên 2 cánh hẫng trên trụ đ-ợc quy về lực đứng đi qua tâm trụ, các tải trọng thẳng đứng tác dụng lên 1 bên cánh hẫng đ-ợc quy về 1 lực đứng và mômen đặc tr-ng cho tải trọng lệch tâm.



Sơ đồ tính ổn định cánh hẫng trong quá trình thi công.

Bảng các thành phần lực

STT	Các lực gây lật	Kí hiệu	Lực đứng P_z (KN)	Cánh tay đòn x (m)	Mômen M_x (KNm)
1	Tải trọng xe đúc 1 bên cánh hẫng	P1	600	49	29400
2	Lực tập trung do thiết bị	P2	200	49	9800
3	Tải trọng gió thốc 1 bên cánh hẫng	P3	-352.8	-24.5	8643.6
	Tổng		1152.8		47843.6
	$M_{\text{gây lật}} = M_{\text{ngoại lực}}$				47843.6

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

Tính toán mômen giữ ổn định $M_{\text{Chống lật}}$

Sử dụng các thanh thép c-ờng độ cao với các đặc tr-ng nh- sau:

- + Đ-ờng kính thanh DƯL : 32 mm
- + Khối l-ợng danh định của thanh thép: 6.31 Kg/m
- + Diện tích mặt cắt danh định: 804.2mm²
- + C-ờng độ chịu kéo tính toán: 1035 Mpa
- + Giới hạn bền: 120Mpa
- + Độ dẫn dài tối thiểu: 5%
- + Độ tự chùng tối đa: 1.5%

Số thanh thép dự kiến (tính cộng cho cả 2 phía): $n_{ps} = 24$

Các phụ kiện kèm theo của thanh DƯL gồm có:

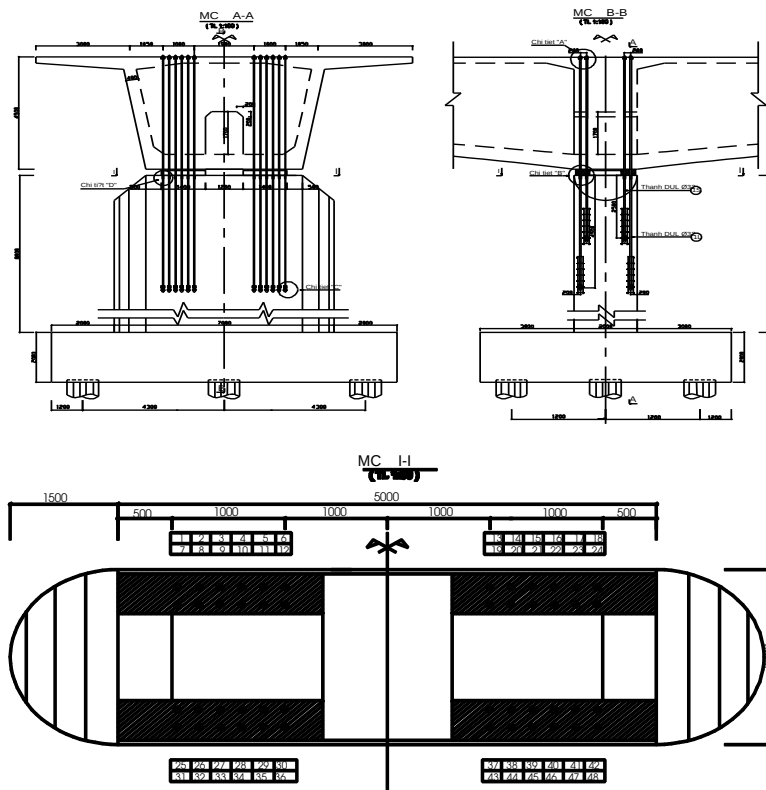
- + Bản đệm neo bằng thép kích th-ớc 150×150×32 mm
- + Bộ đai ốc phẳng, đai ốc hình cầu.
- + Cút nối thanh DƯL

Khi sử dụng thanh thép DƯL cần l-u ý:

- + Không được hàn thanh DƯL hoặc để chạm mát do hàn.
- + Không đ-ợc va chạm mạnh vào thanh có thể gây nứt hoặc vỡ ren
- + Bảo quản thanh, không để bị gỉ hoặc ăn mòn.
- + Chỉ thiết kế thanh DƯL chịu kéo

Bố trí các thanh thép DƯL:

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN



Kiểm tra khả năng giữ ổn định cánh hẫng của thanh DUL

+ Khả năng chống lật của 1 thanh DUL đ- ợc xác định theo công thức sau:

$$M_{\text{chống lật}} = P \times y$$

Trong đó:

P: khả năng chịu kéo của 1 thanh DUL $\phi 32$

$$P = \frac{\pi d^2}{4} \times f = \frac{3.14 \times 0.032^2}{4} \times 1035 \times 10^3 = 832 (KN)$$

y : khoảng cách từ trọng tâm các thanh thép phía bên trái trụ tới điểm lật bên phải

$$y = 3 - 0.3 = 2.7 (m)$$

+ Khả năng chống lật :

$$M_{\text{chống lật}} = 832 \times 2.7 \times 24 = 53913.6 (KN) > M_{\text{gây lật}} = 47843.6 (KN) \Rightarrow \text{Đạt}$$

MỤC LỤC

PHẦN I: THIẾT KẾ SƠ BỘ	
PHẦN I: GIỚI THIỆU CHUNG	-2-
I. NGHIÊN CỨU KHẢ THI	- 2 -
I.1 Giới thiệu chung	- 2 -
I.2 Đặc điểm kinh tế xã hội và mạng l- ối giao thông	- 2-
I.3 Đặc điểm về điều kiện tự nhiên tại vị trí xây dựng cầu	-8-
II: THIẾT KẾ CẦU VÀ TUYẾN.....	-9-
II. ĐỀ XUẤT CÁC PH- ƯƠNG ÁN CẦU.....	- 10 -
II.1 Các thông số kỹ thuật cơ bản.....	- 10 -
II.2 Các ph- ương án kiến nghị	- 10 -
PHẦN II. TÍNH TOÁN SƠ BỘ KHỐI L- ỢNG CÔNG TÁC VÀ LẬP TỔNG MỨC	
ĐẦU T-	-12-
III.1 Ph- ương án cầu liên tục + 6 nhịp dẫn	- 12 -
III.2 Ph- ương án cầu liên tục + 7 nhịp dẫn	- 38 -
III.3 Ph- ương án cầu giàn thép.....	- 63 -
IV. TỔNG HỢP VÀ LỰA CHỌN PAKT	- 77 -
IV.1 Lựa chọn ph- ương án	- 79-
IV.2 Kiến nghị	- 79 -
IV.3 Kinh phí xây dựng.....	- 79 -
PHẦN III: THIẾT KẾ KỸ THUẬT	
ch- ơng I: GIỚI THIỆU CHUNG VỀ PHƯƠNG ÁN THIẾT KẾ	- 81 -
ch- ơng II: TÍNH CHẤT VẬT LIỆU VÀ TẢI TRỌNG THIẾT KẾ.....	- 83-
li .1 Vật liệu:.....	- 83-
li.1.1 Bê tông	- 83 -
li.1.2 Thép th- ường (A5.5.3)	- 84 -
li.1.3 Thép ứng suất tr- ớc	- 84 -

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

ii.2 Hoạt tải thiết kế(3.6.1.2).....	- 85 -
II.2.1 Xe tải thiết kế.....	- 85 -
II.2.2Xe hai trục thiết kế.....	- 86 -
II.2.3 Tải trọng làn thiết kế.....	- 86 -
Chương III: TÍNH TOÁN BẢN MẶT CẦU.....	- 87 -
III.1 Thiết kế cấu tạo mặt cầu	- 87-
III.1.1 Cấu tạo của bản mặt cầu	- 87-
III.1.2 Cấu tạo lớp mặt cầu	- 88-
III.2 Phương pháp tính toán nội lực.....	- 89-
III.2.1 Sơ đồ tính:	- 89-
III.2.2 Tính toán nội lực	- 90-
III.2.2.1 Tính toán bản mút thừa.....	- 90-
III.2.2.2 Tính toán hiệu ứng lực cho nhịp giản đơn	- 94-
III.3 Tổ hợp nội lực.....	- 98-
III.4 Thiết kế cốt thép bản mặt cầu	- 99-
III.4 .1 Tính toán diện tích cốt thép.....	- 99-
III.4 .2 Tính toán mất mát ứng suất tr- ốc	- 101-
III.5 Kiểm tra tiết diện theo các trạng thái giới hạn.....	- 108-
III.5 .1 Trạng thái giới hạn sử dụng.....	- 108-
III.5 .2 Trạng thái giới hạn c- ồng độ 1.....	- 112-
Thiết Kế kết cấu Dầm Chủ	- 122 -
IV. Lựa chọn kích th- ớc và tính Toán đặc tr- ng hình học.....	- 122 -
IV.1 kích th- ớc kết cấu và mặt cắt ngang dầm	- 122 -
IV.1.4. Tính toán đặc tr- ng hình học tiết diện	- 126 -
IV.2. Tính toán nội lực trong dầm	- 126 -
IV.2 .1 Sơ đồ chia đốt thi công kết cấu nhịp	- 126-
IV.2 .2 Các giai đoạn thi công kết cấu nhịp	- 127-
IV.3 Tổ hợp nội lực.....	- 148-

SVTH: TRỊNH THỊ THÙY HOAN – LỚP: CĐ1101
MSV: 111052

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

iv.4 Thiết kế cốt thép	152-
IV.4.1 Bê tông mác c50.	152-
IV.4.2 Chọn cáp.....	153-
IV.4.3 Cốt thép th- ống	154-
IV.4.4 Tính toán cốt thép DUL	156-
IV.4.5 Tính đặc tr- ng hình học các giai đoạn	158-
IV.4.6 Tính mất mát ứng suất tr- ốc.....	162-
IV.4.7 Kiểm toán tiết diện	171-
V. Tính toán trụ cầu.....	189-
V.1 Kích th- ốc hình học của trụ.	189-
V.2 Tải trọng và các tổ hợp tải trọng.....	189-
V.3 Xác định các tải trọng tác dụng lên trụ	190-
V.4 Tổ hợp tải trọng tác dụng lên trụ:	198-
V.4 KIỂM TOÁN TIẾT DIỆN TRỤ NGUY HIỂM VỚI CÁC TỔ HỢP TẢI TRỌNG.....	206-
V.7 Kiểm toán cọc.....	209-
PHẦN III: THIẾT KẾ THI CÔNG	
I. YÊU CẦU THIẾT KẾ.....	216 -
II. TRÌNH TỰ THI CÔNG	216-
II.1 Thi công trụ.....	216 -
II.2 Thi công kết cấu nhịp	217 -
II.3 Công tác hoàn thiện	218 -
III. THI CÔNG MÓNG	218-
III.1 Công tác chuẩn bị.....	219 -
III.2 Công tác khoan tạo lỗ.....	220 -
III.3 Thi công vòng vây cọc ván.....	222 -
III.4 Đào đất bằng xói hút	223 -
III.5 Đổ bê tông bịt đáy	223-
III.6 Bơm hút n- ốc.....	223-

THIẾT KẾ CẦU QUA SÔNG LẠCH TRAY – HẢI PHÒNG
GVHD: TH.S TRẦN ANH TUẤN

III.7 Thi công đài cọc	- 230-
IV. THI CÔNG TRỤ	- 230 -
IV.1 Yêu cầu khi thi công	- 231-
IV.2 Trình tự thi công.....	- 231 -
IV.3 Tính ván khuôn trụ:	- 231 -
V. THI CÔNG KẾT CẤU NHỊP	- 241 -
V.1 Nguyên lý của ph- ong pháp thi công hẫng	- 241-
V.2 Tính toán ổn định cánh hẫng trong quá trình thi công	- 241 -
V.3 Tính toán thép neo khối đỉnh trụ	- 242-