

**BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO
TRƯỜNG ĐẠI HỌC DÂN LẬP HẢI PHÒNG**



ISO 9001 - 2015

ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

NGÀNH: XÂY DỰNG CẦU ĐƯỜNG

**THIẾT KẾ CẦU TRẦN NHÂN TÔNG, HUYỆN YÊN DŨNG,
TỈNH BẮC GIANG**

Sinh viên : **NGHIÊM THANH HÙNG**

Giáo viên hướng dẫn: **ThS. BÙI NGỌC DUNG**

HẢI PHÒNG 2019

**BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO
TRƯỜNG ĐẠI HỌC DÂN LẬP HẢI PHÒNG**

**THIẾT KẾ CẦU TRẦN NHÂN TÔNG, HUYỆN YÊN
DŨNG, TỈNH BẮC GIANG**

**ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP HỆ ĐẠI HỌC CHÍNH QUY
NGÀNH: XÂY DỰNG CẦU ĐƯỜNG**

Sinh viên : NGHIÊM THANH HÙNG
Giáo viên hướng dẫn: ThS. BÙI NGỌC DUNG

HẢI PHÒNG 2019

**BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO
TRƯỜNG ĐẠI HỌC DÂN LẬP HẢI PHÒNG**

NHIỆM VỤ ĐỒ ÁN TỐT NGHIỆP

Sinh viên: Nghiêm Thanh Hùng

Mã số: 1412105007

Lớp: XD1801C

Ngành: Xây dựng Cầu đường

Tên đề tài: Thiết kế cầu Trần Nhân Tông, huyện Yên Dũng, tỉnh Bắc Giang

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

MỤC LỤC

Phần I : Thiết kế sơ bộ	
Chương I : Tổng quan về công trình cầu qua sông Thương	1
1. Quy hoạch tổng thể tỉnh Bắc giang	1
2. Thực trạng và xu hướng phát triển	1
3. Nhu cầu vận tải qua sông thương	2
4. Sự cần thiết đầu tư	2
5. Đặc điểm tự nhiên	2
6. Các tiêu chí kỹ thuật	4
7. Đề xuất các phương án sơ bộ	5
Chương II	
Pa1: Phương án cầu BTCT liên tục và 2 nhịp đơn giản	5
Chương III	
Pa2 : Phương án cầu nhịp liên tục 3 nhịp	34
Chương VI	
Lựa chọn phương án kết cấu kỹ thuật	50
Phần II : Thiết kế kỹ thuật	
Chương I : Tính toán bản mặt cầu	52
1. Phương pháp tính nội lực bản cầu.....	54
2. Nội lực cho hoạt tải.....	57
3. Tổ hợp tải trọng	59
4. Tính cốt thép và kiểm tra.....	60
Chương II : Tính toán dầm chủ	63
I : Tính nội lực.....	63
1. Tĩnh tải cho 1 dầm.....	63
2. Vẽ đah moomen và lực cắt.....	64
II : Tính hệ số phân phối moomen và lực cắt.....	65
3. Tính đặc trưng hình học tiết diện dầm chủ.....	65
4. Tính hệ số phân phối moomen.....	65
5. Hệ số phân phối lực cắt	68
6. Nội lực do hoạt tải.....	69
7. Tổ hợp nội lực theo các TTGH.....	76
III : Tính và bố trí cốt thép	78
1. Tính cốt thép.....	78
2. Bố trí và uốn cốt chủ.....	79
VI : Tính toán ứng suất mất mát	92
1. Mất mát do ma sát.....	92
2. Mất mát do trượt neo.....	103
3. Mất mát do nén đàn hồi bê tông.....	103
4. Mất mát do ứng suất co ngót bê tông.....	105
5. Mất ứng suất do từ biến bê tông.....	106
6. Mất ứng suất do chùng cốt thép.....	107
7. Tổng hợp các ứng suất mất mát.....	108

V	:Kiểm toán trạng thái giới hạn cường độ 1.....	108
1.	Kiểm tra sức kháng uốn.....	108
2.	Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối đa.....	110
3.	Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu.....	110
4.	Kiểm tra sức kháng uốn của tiết diện.....	112
VI	:Kiểm toán do TTGH sử dụng	116
1.	Kiểm tra ứng suất MV L/2.....	116
2.	Kiểm tra ứng suất MV gối.....	117
VII	:Tính độ võng kết cấu nhịp	118
1.	Kiểm tra độ võng do hoạt tải.....	118
2.	Kiểm tra độ võng do tĩnh tải.....	119
Chương III	:Tính toán trụ cầu	120
1.	Số liệu tính toán.....	120
2.	Địa chất.....	121
3.	Tải trọng	122
4.	Hoạt tải đứng thẳng.....	123
5.	Lực hãm xe.....	125
6.	Lực gió.....	126
7.	Tải trọng do nước.....	129
8.	Nội lực theo phương dọc cầu	130
9.	Kiểm tra tiết diện thân trụ.....	134
10.	Tính toán cọc khoan nhồi.....	140
Phần II	: Thiết kế thi công	
Chương I	:Tính kê thi công trụ	146
1.	Yêu cầu thiết kế.....	146
2.	Trình tự thi công	146
3.	Thi công móng.....	147
4.	Tính toán cọc ván thép.....	155
Chương II	:Tính kê thi công nhịp.....	168
1.	Yêu cầu chung.....	168
2.	Tính toán sơ bộ lao nút thừa.....	168
3.	Trình tự thi công nhịp	170

LỜI CẢM ƠN



Trong giai đoạn phát triển hiện nay, nhu cầu về xây dựng hạ tầng cơ sở đã trở nên thiết yếu nhằm phục vụ cho sự tăng trưởng nhanh chóng và vững chắc của đất nước, trong đó nổi bật lên là nhu cầu xây dựng, phát triển mạng lưới giao thông vận tải.

Với nhận thức về tầm quan trọng của vấn đề trên, là một sinh viên ngành Xây dựng Cầu đường thuộc trường Đại học Dân Lập Hải Phòng, trong những năm qua với sự dạy dỗ tận tâm của các thầy cô giáo trong khoa, em luôn cố gắng học hỏi và trau dồi chuyên môn để phục vụ tốt cho công việc sau này, mong rằng sẽ góp một phần công sức nhỏ bé của mình vào công cuộc xây dựng đất nước.

Trong khuôn khổ đồ án tốt nghiệp với đề tài giả định là thiết kế Trần Nhân Tông , huyện Yên Dũng ,tỉnh Bắc Giang, đã phần nào giúp em làm quen với nhiệm vụ thiết kế một công trình giao thông để sau này khi tốt nghiệp ra trường sẽ bớt đi những bỡ ngỡ trong công việc.

Được sự hướng dẫn kịp thời và nhiệt tình của Cô giáo Th.S Bùi Ngọc Dung đến nay em đã hoàn thành nhiệm vụ được giao. Tuy nhiên do thời gian có hạn, trình độ còn hạn chế và lần đầu tiên vận dụng kiến thức cơ bản để thực hiện tổng hợp một đồ án lớn nên chắc chắn em không tránh khỏi những thiếu sót. Vậy kính mong quý thầy cô thông cảm và chỉ dẫn thêm cho em.

Cuối cùng cho phép em được kính gửi lời cảm ơn chân thành đến Cô giáo Th.S Bùi Ngọc Dung đã tận tình hướng dẫn em hoàn thành đồ án này.

Hải Phòng, 23 tháng 02 năm 2019

Sinh viên thực hiện

Nghiêm Thanh Hùng

CHƯƠNG I: TỔNG QUAN VỀ CÔNG TRÌNH CẦU QUA SÔNG THƯƠNG HUYỆN YÊN DŨNG – BẮC GIANG

I. Quy hoạch tổng thể xây dựng phát triển tỉnh Bắc Giang:

I.1. Vị trí địa lý chính trị :

Cầu qua sông Thương thuộc địa phận tỉnh Bắc Giang. Công trình cầu Trần Nhân Tông nằm trên tuyến đường nối trung tâm thị trấn với một vùng có nhiều tiềm năng trong chiến lược phát triển kinh tế của tỉnh, tuyến đường này là một trong những cửa ngõ quan trọng nối liền hai trung tâm kinh tế, chính trị.

Khu vực xây dựng cầu là vùng đồng bằng, bờ sông rộng và bằng phẳng, dân cư tương đối đông. Cầu nối tám xã một thị trấn phía Đông Bắc với khu ba Tổng (gồm chín xã và một thị trấn huyện lỵ) của huyện Yên Dũng theo tuyến tỉnh lộ 299, thuận lợi để phát triển kinh tế văn hóa – chính trị của vùng.

I.2. Dân số đất đai và định hướng phát triển :

Công trình cầu nằm cách trung tâm thị xã 3km nên dân cư ở đây sinh sống tăng nhiều trong một vài năm gần đây, mật độ dân số tương đối cao, phân bố dân cư đồng đều. Dân cư sống bằng nhiều nghề nghiệp rất đa dạng như buôn bán, kinh doanh.

II. Thực trạng và xu hướng phát triển mạng lưới giao thông :

II.1. Thực trạng giao thông :

Một là phà Đám qua sông Thương , do đó nó không thể đáp ứng được các yêu cầu cho giao thông với lưu lượng xe cộ ngày càng tăng.

Hai là tuyến đường hai bên cầu đã được nâng cấp, do đó lưu lượng xe chạy qua cầu bị hạn chế đáng kể.

II.2. Xu hướng phát triển :

Trong chiến lược phát triển kinh tế của tỉnh vấn đề đặt ra đầu tiên là xây dựng một cơ sở hạ tầng vững chắc trong đó ưu tiên hàng đầu cho hệ thống giao thông.

III. Nhu cầu vận tải qua sông Thương:

Theo định hướng phát triển kinh tế của tỉnh thì trong một vài năm tới lưu lượng xe chạy qua vùng này sẽ tăng đáng kể.

IV. Sự cần thiết phải đầu tư xây dựng cầu qua sông Thương :

Qua quy hoạch tổng thể xây dựng và phát triển của tỉnh và nhu cầu vận tải qua sông Thương nên việc xây dựng cầu mới là cần thiết. Cầu sẽ đáp ứng được nhu cầu giao thông ngày càng cao của địa phương. Từ đó tạo điều kiện thuận lợi cho các ngành kinh tế phát triển.

Cầu Trần Nhân Tông nằm trên tuyến quy hoạch mạng lưới giao thông quan trọng của tỉnh Bắc Giang. Nó là cửa ngõ, là mạch máu giao thông quan trọng giữa trung tâm thị xã và vùng kinh tế mới, góp phần vào việc giao lưu và phát triển kinh tế, văn hóa xã hội của tỉnh.

Về kinh tế: phục vụ vận tải sản phẩm hàng hóa, nguyên vật liệu, vật tư qua lại giữa hai khu vực.

Do tầm quan trọng như trên, nên việc cần thiết phải xây dựng cầu là cần thiết và cấp bách nằm trong quy hoạch phát triển kinh tế chung của tỉnh.

V. Đặc điểm tự nhiên nơi xây dựng cầu :

V.1. Địa hình :

Khu vực xây dựng cầu nằm trong vùng đồng bằng, hai bên bờ sông tương đối bằng phẳng rất thuận tiện cho việc vận chuyển vật liệu, máy móc thi công cũng như việc tổ chức xây dựng cầu.

V.2. Khí hậu :

Khu vực xây dựng cầu có khí hậu nhiệt đới gió mùa. Lượng mưa phân bố theo mùa : Mùa mưa và mùa khô.

- Mùa mưa thường bắt đầu từ tháng 5÷9. Lượng mưa chiếm khoảng (80÷85)% tổng lượng mưa năm, riêng 2 tháng 7 và 8 lượng mưa chiếm tới (55÷70)%. Mùa khô từ tháng 10 đến tháng 4 năm sau, chiếm khoảng (15÷20)% tổng lượng mưa năm. Trong mùa này thường là mưa phùn, lượng mưa nhỏ, tháng có lượng mưa nhỏ nhất thường rơi vào tháng 1 - 2.

V.3. Địa chất :

Trong quá trình khảo sát đã tiến hành khoan thăm dò địa chất và xác định được các lớp địa chất như sau:

Lớp 1 : cát thô sạn

Lớp 2 : sét cát nâu

Lớp 3 :Cuội sỏi cát

Lớp 4 :Đá vôi xám

V.4. Điều kiện cung cấp nguyên vật liệu :

Vật liệu đá: vật liệu đá được khai thác tại mỏ. Đá được vận chuyển đến vị trí thi công bằng đường bộ một cách thuận tiện. Đá ở đây đảm bảo cường độ và kích cỡ để phục vụ tốt cho việc xây dựng cầu.

Vật liệu cát: cát dùng để xây dựng được khai thác và vận chuyển đến, đảm bảo độ sạch, cường độ và số lượng.

Vật liệu thép: sử dụng các loại thép trong nước như thép Thái Nguyên,... hoặc các loại thép liên doanh như thép Việt-Nhật, Việt-Úc... Nguồn thép được lấy tại các đại lý lớn ở các khu vực lân cận.

Xi măng: hiện nay các nhà máy xi măng đều được xây dựng ở các tỉnh thành luôn đáp ứng nhu cầu phục vụ xây dựng. Vì vậy, vấn đề cung cấp xi măng cho các công trình xây dựng rất thuận lợi, luôn đảm bảo chất lượng và số lượng mà yêu cầu công trình đặt ra.

Thiết bị và công nghệ thi công: để hòa nhập với sự phát triển của xã hội cũng như sự cạnh tranh theo cơ chế thị trường thời mở cửa, các công ty xây dựng công trình giao thông đều mạnh dạn cơ giới hóa thi công, trang bị cho mình máy móc thiết bị và công nghệ thi công hiện đại nhất đáp ứng các yêu cầu xây dựng công trình cầu.

Nhân lực và máy móc thi công hiện nay trong tỉnh có nhiều công trình xây dựng cầu đường có kinh nghiệm trong thi công .

Về biên chế tổ chức thi công các đội xây dựng cầu khá hoàn chỉnh và đồng bộ. Cán bộ có trình độ tổ chức và quản lý, nắm vững về kỹ thuật, công nhân có tay nghề cao, có ý thức trách nhiệm cao.

Các đội thi công được trang bị máy móc thiết bị tương đối đầy đủ. Nhìn chung về vật liệu xây dựng, nhân lực, máy móc thiết bị thi công, tình hình an ninh tại địa

phương khá thuận lợi cho việc thi công đảm bảo tiến độ đã đề ra.

VI. Các chỉ tiêu kỹ thuật để thiết kế cầu và giải pháp kết cấu :

VI.1 Các chỉ tiêu kỹ thuật :

- Việc tính toán và thiết kế cầu dựa trên các chỉ tiêu kỹ thuật sau
 - Tiêu chuẩn thiết kế : TCN 272-05.
 - Quy mô xây dựng: vĩnh cửu.
 - Tải trọng : HL93 và người 300kg/m²
 - Khổ cầu : $B= 8+ 2 \times 1,5 \text{ m}$
 - Khẩu độ cầu : $L_0=250(\text{m})$.
 - Sông thông thuyền cấp : III $L_{tt}= 50\text{m}$, $H_{tt}=7\text{m}$
 - MNTT 4,5 m

VI.2 Giải pháp kết cấu :

- Với những điều kiện được trình bày như trên ta đưa ra giải pháp kết cấu như sau:

Nguyên tắc chung:

- Đảm bảo mọi chỉ tiêu kỹ thuật đã được duyệt.
- Kết cấu phải phù hợp với khả năng và thiết bị của các đơn vị thi công.
- Ưu tiên sử dụng các công nghệ mới tiên tiến nhằm tăng chất lượng công trình, tăng tính thẩm mỹ.
- Quá trình khai thác an toàn và thuận tiện và kinh tế.

Giải pháp kết cấu công trình:

Kết cấu thượng bộ:

Đưa ra giải pháp nhịp lớn kết cấu liên tục, cầu dầm thép nhằm tạo mỹ quan cho công trình và giảm số lượng trụ, bên cạnh đó cũng đưa ra giải pháp giản đơn kết cấu UST để so sánh chọn phương án.

Kết cấu hạ bộ:

- Móng cọc khoan nhồi.
- Kết cấu móng chọn loại chữ U tường mỏng
- Kết cấu trụ ta nên dùng trụ đặc.

VII. Đề xuất các phương án sơ bộ:

Từ các chỉ tiêu kỹ thuật, điều kiện địa chất, điều kiện thủy văn, khí hậu, căn cứ
GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

vào khẩu độ cầu,... như trên ta có thể đề xuất các loại kết cấu như sau:

Phương án 1: Nhịp liên tục BTCT DUL 3 nhịp 55+86+55m và 2 nhịp giản đơn 35m dầm T

Phương án 2: Nhịp liên tục BTCT DUL 3 nhịp 75+115+75m

Phương án 1: Cầu Nhịp liên tục BTCT DUL 3 nhịp 55+86+55m và 2 nhịp giản đơn 35 m

Khẩu độ cầu :

$$\sum L_0^{TK} = 55 + 86 + 55 + 2 \times 35 + 2 \times 0,05 + 2 \times 0,1 - 2 \times 2 - 2 \times 3 - 2 \times 1,5 = 253,3m$$

$$\frac{|\sum L_0^{TK} - L_0|}{L_0} \times 100\% = \frac{|253,3 - 250|}{250} \times 100\% = 1,32\% < 5\%$$

Vậy đạt yêu cầu.

Phương án 2: Cầu Nhịp liên tục BTCT DUL 3 nhịp 75+115+75m

Khẩu độ cầu :

$$\sum L_0^{TK} = 75 + 115 + 75 - 2 \times 3 - 2 \times 1,5 = 256m$$

$$\frac{|\sum L_0^{TK} - L_0|}{L_0} \times 100\% = \frac{|256 - 250|}{250} \times 100\% = 2,4\% < 5\%$$

Vậy đạt yêu cầu.

**II . Phương án sơ bộ 1 :Phương án cầu dầm BTCT Liên tục Đúc hẫng cân bằng
+ 2 nhịp đơn giản**

II.1 Mặt cắt ngang và sơ đồ nhịp :

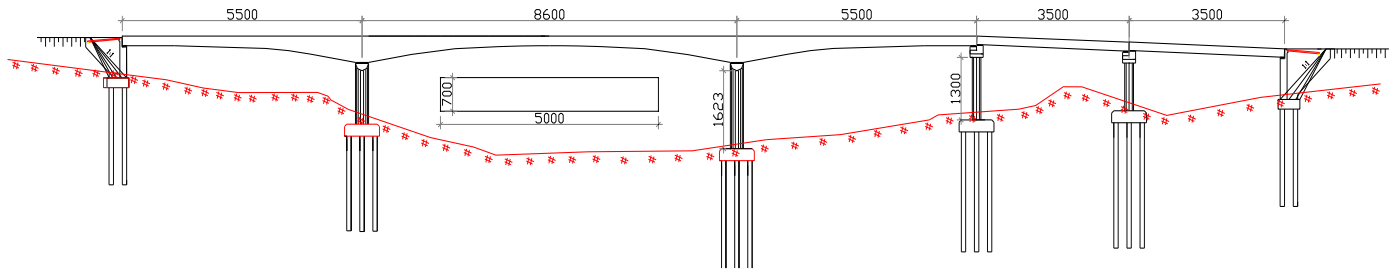
-Khổ cầu :Cầu được thiết kế

$$K = 8 + 2 \times 1,5 = 11 \text{ (m)}$$

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

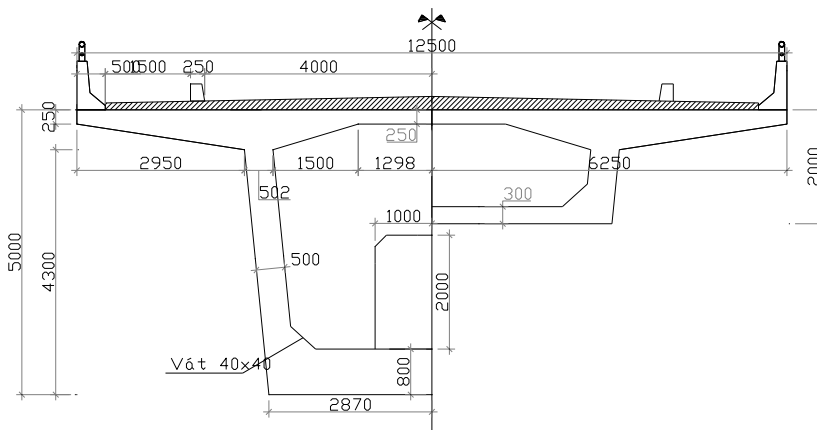
$$B = 8 + 2 \times 1,5 + 2 \times 0,5 + 2 \times 0,25 = 12,5 \text{ (m)}$$

-Sơ đồ nhịp 55+86+55+35+35=266 (m)



II.2 Tính toán sơ bộ khối lượng kết cấu nhịp :

II.2.1 Kết cấu nhịp liên tục



Mặt cắt liên tục đỉnh trụ và giữa nhịp

Dầm Hộp Có tiết diện thay đổi với phương trình chiều cao dầm theo công thức :

$$y = \frac{H_p - h_m}{L^2} \cdot Lx^2 + h_m$$

Trong đó :

$H_p = (1/12 : 1/17)L = (5 : 7,08)$ m lấy = 5 m (Chiều cao dầm tại gối).

$H_m = (1/40 : 1/60)L = (1,41 : 2,125)$ m lấy = 2 m, (Chiều cao dầm tại giữa nhịp)

L : Phần dài của cánh hằng $L = \frac{86-2}{2} - 1,5 = 40,5$ m

Thay số ta có

$$y = \frac{5 - 2}{40,5^2} Lx^2 + 2 = 0,00182 Lx^2 + 2$$

Bề dày tại bản đáy hộp tại vị trí bất kì cách giữa nhịp 1 khoảng L_x được tính theo công thức sau :

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

Trong đó;

H1= 0,3 Bề dày bản đáy ở giữa nhịp

H2+1,1 Bề dày bản đáy ở đỉnh trụ

L Chiều dài phân cách hẫng

$$\text{Thay số vào phương trình bậc nhất } H_x = 0,3 + \frac{0,8-0,3}{40,5} L_x$$

Việc tính toán khối lượng kết cấu nhịp sẽ được thực hiện bằng cách chia dầm bằng các đốt nhỏ thi công để tiện các tính toán (tính diện dầm các nút Từ đó tính thể tích các nút 1 cách tương đối bằng cách nhân diện tích trung bình của mỗi đốt với chiều dài của nó .

Phân chia các đốt dầm như sau :

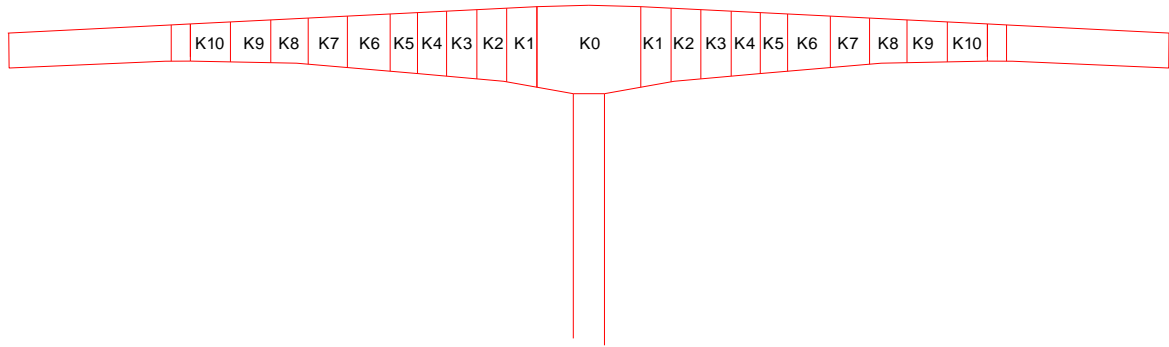
+Khối K_0 Trên đỉnh trụ dài 12 m

+Đốt hợp long K_c dài 2,0 m

+Số đốt trung gian $n=3 \times 4 + 6 \times 4$ m

+Khối đúc trên giàn giáo $l = 55 - 42 - 2 = 11$ m

Tên đốt	Lđốt (m)
1/2 Đốt K0	6
Đốt K1	3
Đốt K2	3
Đốt K3	3
Đốt K4	3
Đốt K5	4
Đốt K6	4
Đốt K7	4
Đốt K8	4
Đốt K9	4
Đốt K10	4



SƠ ĐỒ CHIA ĐÓT DÀM

Tính chiều cao tổng đột đáy dầm hộp biên ngoài Đường cong có phương trình là :

$$Y_1 = A_1 X^2 + b_1$$
$$a_1 = \frac{5 - 2}{40,5^2} = 1,83 \times 10^{-3} \text{ m}$$

- Xác Định bề rộng đáy dầm tại mỗi mặt cắt giữa dầm 1 đoạn là Lx

$$b_{ai} = b_{ao} + 2(H_0 - H_i)^v$$

+ Với b_{ao} Là bề rộng đáy dầm tại mỗi mặt cắt đầu dầm

+ Với b_{ai} Là bề rộng đáy dầm mặt cắt i

+ Với H_0 là chiều cao dầm tại mặt cắt sát trụ (đầu dầm)

+ Với H_i là chiều cao dầm tại mặt cắt i

+ Với v là khẩu độ xiên của thành $= 1/10$

Tính khối lượng các khối đúc :

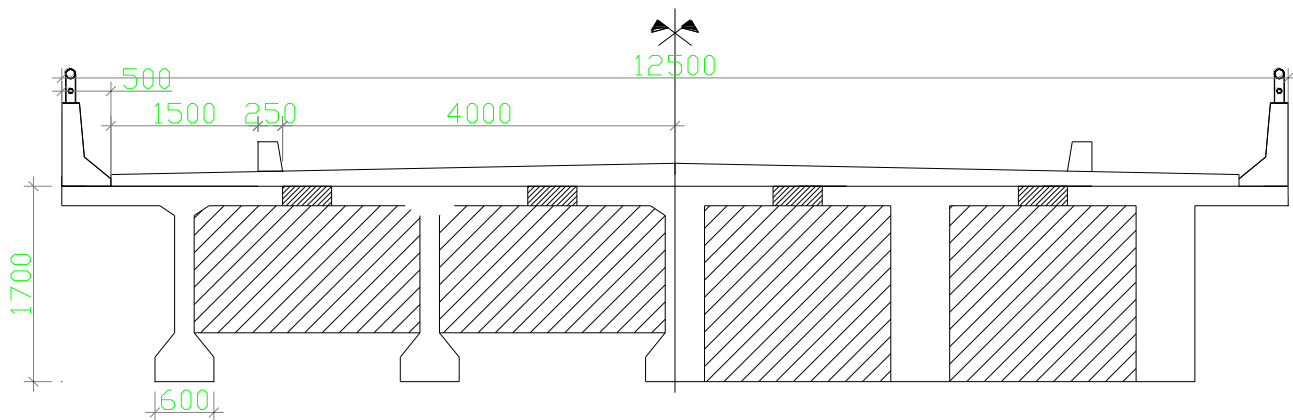
+ Thể tích = Diện tích trung bình x chiều dài

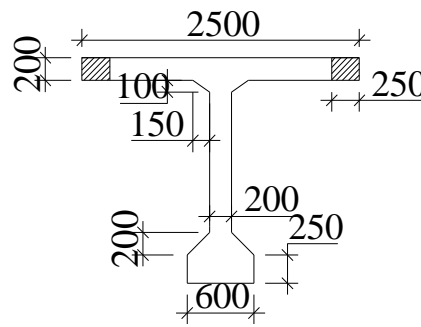
+ Khối lượng bằng thể tích x 2,5 T/m³ (trọng lượng riêng của bê tông)

Bảng xác định khối lượng các đốt

Stt	Tên Đốt	Tên mặt cắt	X (m)	Chiều cao hộp (m)	Chiều dài đốt (m)	Chiều dày băng đá y	Chiều rộng băng đá (m)	Diện tích mặt cắt tb (m ²)	Thể tích V (m ³)	Khối lượng (T)
1	1/8K	S0a	41.25	5	1.5	0.8	5.74	13.9117	20.8676	52.16
2	3/8K	S0b	38.250	4.6774	4.5	0.772	5.8045	13.2529	53.0118	132.52
3	1/2K	S1	34.500	4.1782	3	0.725	5.9044	12.8353	38.5060	96.26
4	1/2K	S2	31.500	3.8158	3	0.688	5.9768	12.3405	37.0216	92.55
5	1/2K	S3	28.500	3.4864	3	0.651	6.0427	11.8627	35.5882	88.97
6	1/2K	S4	25.500	3.1900	3	0.614	6.1020	11.4099	34.2298	85.57
7	1/2K	S5	22.000	2.8857	4	0.571	6.1629	10.9145	43.6582	109.14
8	1/2K	S6	18.000	2.5929	4	0.522	6.2214	10.3909	41.5638	103.90
9	1/2K	S7	14.000	2.3587	4	0.472	6.2683	9.9129	39.6518	99.12
10	1/2K	S8	10.000	2.1830	4	0.423	6.3034	9.4877	37.9510	94.87
11	1/2K	S9	6.0000	2.0659	4	0.374	6.3268	9.1155	36.4622	91.15
12	1/2K	S10	2.0000	2.0073	4	0.324	6.3385	8.7951	35.1806	87.95
13	KN(hộp long)				2			8.6545	17.3091	43.27
14	KT(Đúc trên ĐG)				11			8.6545	95.2000	238.00
15	Tổng tính cho mét nhịp				55				566.2016	1415.50
16	Tổng tính cho mét nhịp				86				924.6942	2311.73
17	Tổng tính cho toàn nhịp				196				2057.09	5142.74

- Vậy tổng thể tích bê tông dùng cho 3 nhịp liên tục là:
- $V_1 = 2057,0975 \text{ m}^3$
- Trọng lượng kết cấu nhịp giản đơn
 - Phần kết cấu nhịp dài 35 m
 - Chiều cao dầm chủ là $h=(1/15 \div 1/20)L=(1,75-2,33)\text{m}$
 - Chọn $h=1,75 \text{ (m)}$ Sườn dầm $b = 2(\text{cm})$
 - Theo kinh nghiệm khoảng cách dầm chủ $d=2 - 3 \text{ (m)}$ ta chọn $d=2,5$
 - Các kính thước khác dựa vào kinh nghiệm

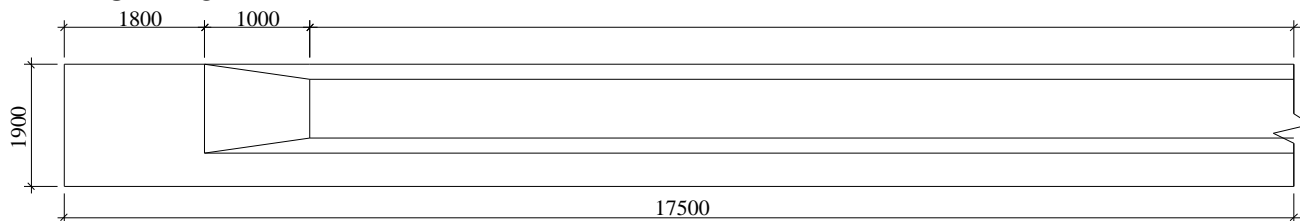




b. Kích thước dầm ngang :

Chiều cao $h_n = 2/3h = 1,167(m)$.

- Trên 1 nhịp 35 m bố trí 6 dầm ngang cách nhau 6.4 m.
- Chiều rộng sườn $b_n = 12 - 16cm$ (20cm), chọn $b_n = 20(cm)$.
- Chiều dài tính toán là: $L_{tt} = 35,0m$
- Do trọng lượng bản thân dầm



$$F_{\text{giữa nhịp}} = 2 \times 0.18 + 0.1 \times 0.1 + 1.1 \times 0.2 + 0.2 \times 0.2 + 0.6 \times 0.25 = 0.825 (m^2)$$

$$F_{L1} = 0.6 \times 1.55 + 2 \times 0.18 = 1.33 (m^2)$$

$$F_{12} = \frac{F_{\text{giữa nhịp}} + F_{L1}}{2} = \frac{0.825 + 1.33}{2} = 1.0775 (m^2)$$

$$d_{\text{ẫn}} = [F/2 (L - 7) + F_{L1} \times 2 \times 2 + F_{12} \times 1.5 \times 2] \gamma_{bt} / L$$

$$= [0.825(35 - 7) + 1.33 \times 4 + 1.0775 \times 3] \times 2.5 / 34.4 = 2.3692 (T/m)$$

- Do dầm ngang :

$$g_n = (H - H_b - h_1)(s - b_w) b_w \times \gamma_{bt} / L_1$$

- Trong đó:

$$L_1 = L/n = 34.4/5 = 6.88 (m): \text{Khoảng cách giữa 2 dầm ngang}$$

$$g_n = (1.75 - 0.2 - 0.25) (2.5 - 0.2) > (0.2/6.88) 2.5 = 0.1755 (T/m)$$

- Thụ tích 1 mỗi nổi bản : $V_{mn} = 0.5 \times 0.2 \times 35 = 3.5 (m^3)$

Thể tích bê tông 1 nhịp là :

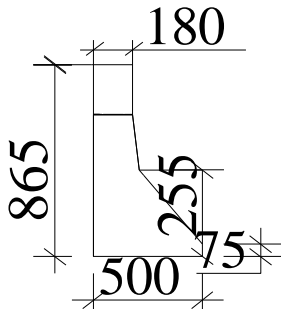
$$V = (2.3692 + 0.1755) \times 35 \times 5 / 2.5 + 3.5 \times 5 = 195.629 (m^3)$$

Tổng thể tích bê tông cho 2 nhịp là : $V = 2 \times 195.629 = 391.258 (m^3)$

Khối lượng cốt thép cho một nhịp dẫn sơ bộ (chọn hàm lượng cốt thép là $165 kg/m^3$)

$$G = 391.258 \times 0.165 = 64.5576 (T)$$

Khối Lượng lan can sơ bộ lấy



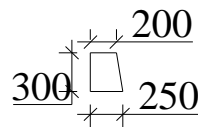
$$g_{lc} = \frac{P_{lc} \cdot 2}{n} = \frac{0,582 \cdot 2}{5} = 0,232775 \text{ (T/m)}$$

- $P_{lc} = 0,582 \text{ (t/m)}$

$$V_{lc} = 0,232775 \cdot 266,2 = 123,623 \text{ (m}^3\text{)}$$

⇒ Cốt thép lan can $M_{lc} = 0,165 \times 123,623 = 20,3978 \text{ (T)}$

– Trọng lượng của gờ chắn



$$G_{gc} = 0,225 \times 0,3 \times 2,5 = 0,16875 \text{ T/m. } V_{\text{gờ chắn}} = 0,225 \times 0,3 \times 266 = 17,955 \text{ (m}^3\text{)}$$

⇒ cốt thép gờ chắn : $m_{gc} = 0,165 \times 17,955 = 2,9625 \text{ (T)}$ Trọng lượng lớp phủ mặt cầu:

Gồm lớp:

Bê tông alpha: 5cm

Lớp bảo vệ: 3cm

Lớp phòng nước: 2cm

Lớp đệm tạo dốc 2 cm

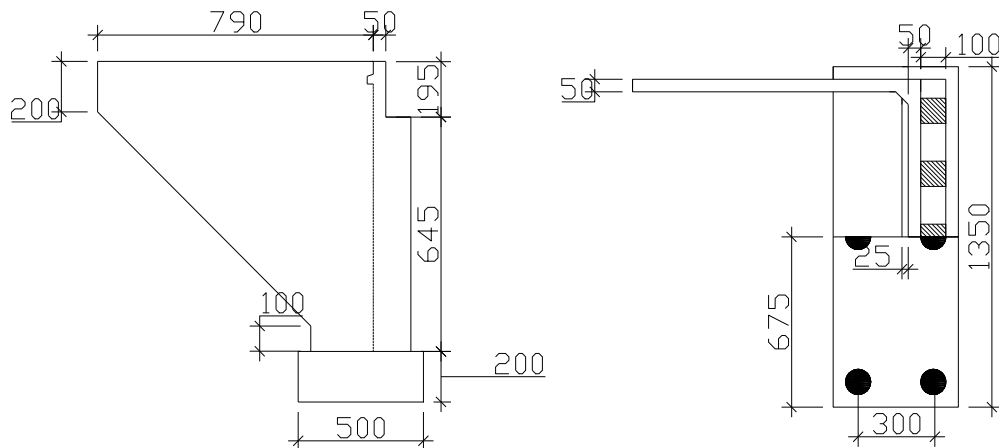
Trên 1 m^2 của kết cấu mặt đường và phần bộ hành lấy sơ bộ :

$$g_{lp} = 0,12 \times 2,25 \times 11 = 2,97 \text{ T/m}$$

II.2.2 Tính toán khối lượng móng móng và trụ cầu :

2.1 Móng móng

Khối lượng móng M1



-Thể tích tường cánh

Chiều dày tường cánh sau : $d = 0.5 \text{ m}$

$$V_{tc} = 2 \times 0.5 (2 \times 7.9 + 5.4 \times 5.4 + 6.4 \times 2.5) = 60.96 \text{ m}^3$$

- Thể tích thân móng:

$$V_{th} = (0.5 \times 1.95 + 6.45 \times 1.5) \times 12.5 = 133.125 \text{ m}^3$$

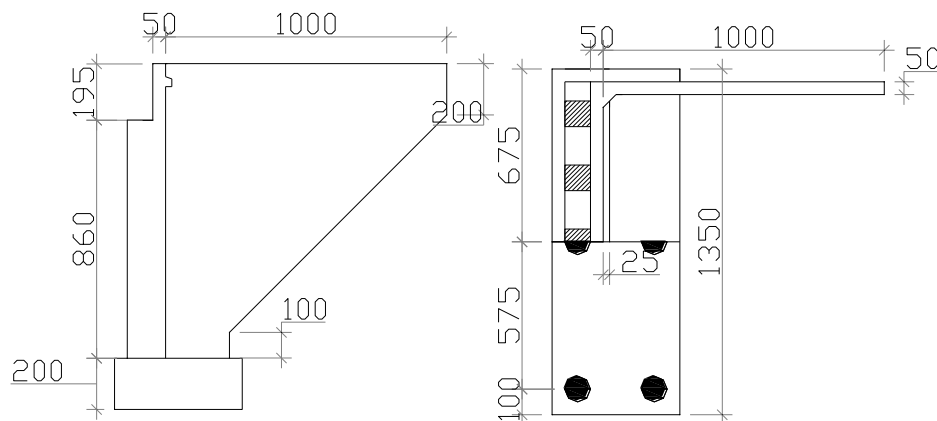
- Thể tích bệ móng:

$$V_b = 2 \times 13.5 \times 5 = 135 \text{ m}^3$$

=> Thể tích móng M1:

$$V_{m\acute{o}1} = 60.96 + 133.125 + 135 = 329.085 \text{ (m}^3\text{)}$$

+Khối lượng móng M2



GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

Thể tích tường cánh:

Chiều dày tường cánh sau: $d = 0.5 \text{ m}$

$$V_{tc} = 2 \times 0.5(2 \times 10 + 7.5 \times 7.55 + 1 \times 2.5) = 79.125 \text{ m}^3$$

- Thể tích thân mố:

$$V_{th} = (0.5 \times 1.95 + 8.6 \times 1.5) \times 12.5 = 173.4375 \text{ m}^3$$

- Thể tích bệ mố:

$$V_b = 2 \times 13.5 \times 5 = 135 \text{ m}^3$$

=> thể tích mố M2:

$$V_{mố2} = 79.125 + 173.4375 + 135 = 387.5625 \text{ m}^3$$

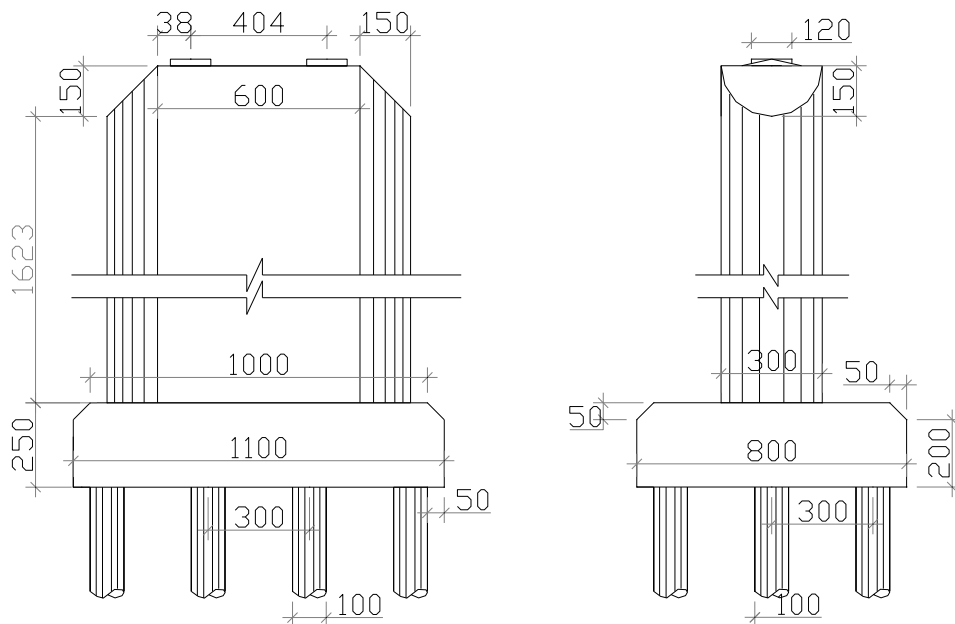
Tổng thể tích 2 mố là : $V = 329.085 + 387.5625 = 716.6475 (\text{m}^3)$

Sơ bộ chọn hàm lượng cốt thép trong mố $165 \text{ kg} / \text{m}^3$

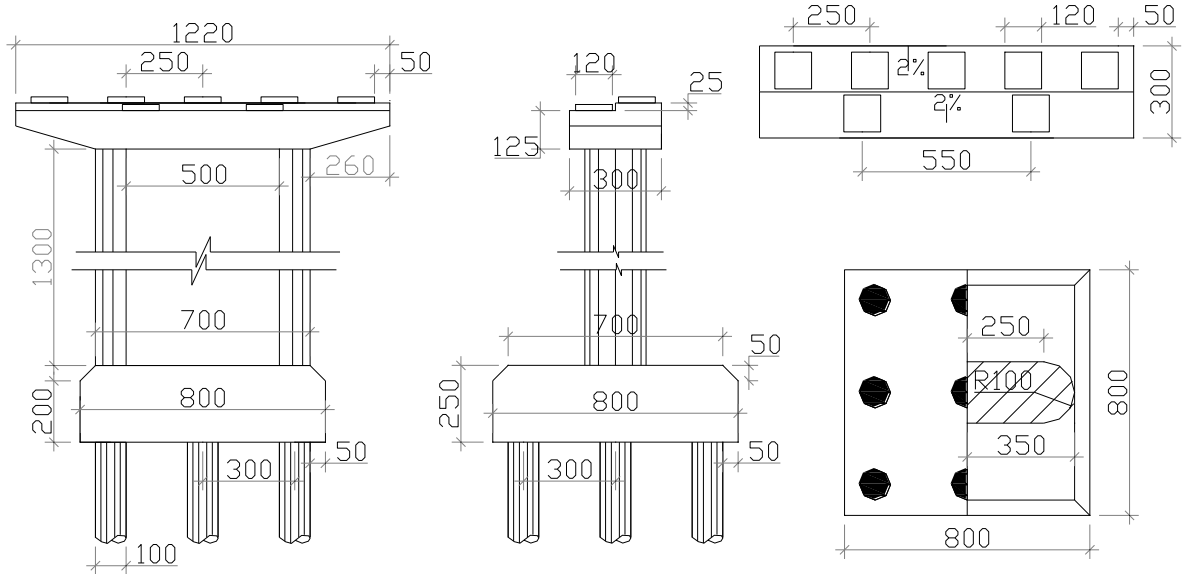
Khối lượng cốt thép trong 2 mố là : $m_{th} = 0.165 \times 716.6475 = 118.2468 \text{ T}$

2.2 Các công tác trụ cầu

Khối lượng trụ cầu



Trụ T1+T2



Trụ T3+T4

Khối lượng trụ T1:

+Khối lượng thân trụ :

$$V_{tt} = (\pi \times 1.5^2 + 6 \times 3) \times 12,63 = 316,57 \text{ (m}^3\text{)}$$

+Khối lượng móng trụ : $V_{mt} = 11 \times 8 \times 2 + 0.5 \times 10,5 \times 7,5 = 297,125 \text{ (m}^3\text{)}$

+Khối lượng trụ V1 = $297,125 + 316,57 = 613,695 \text{ (m}^3\text{)}$

Khối lượng trụ T2:

+Khối lượng thân trụ :

$$V_{tt} = (\pi \times 1.5^2 + 6 \times 3) \times 17,73 = 444,4 \text{ (m}^3\text{)}$$

+Khối lượng móng trụ : $V_{mt} = 11 \times 8 \times 2 + 0.5 \times 10,5 \times 7,5 = 297,125 \text{ (m}^3\text{)}$

+Khối lượng trụ V2 = $297,125 + 444,4 = 741,52 \text{ (m}^3\text{)}$

Khối lượng trụ T3:

+ Khối lượng xà mũ trụ:

$$V_{xm} = 1.25 \times 7 \times 1.5 + 0.75 \times 12.2 \times 1.5 + 0.75 \times 2.6 \times 1.5 = 29.775 \text{ (m}^3\text{)}$$

+ Khối lượng thân trụ :

$$V_{tt} = (\pi \times 1^2 + 5 \times 2) \times 13 = 170,83 \text{ (m}^3\text{)}$$

+Khối lượng móng trụ : $V_{mt} = 8 \cdot 8 \cdot 2 + 0,5 \cdot 7,5 \cdot 7,5 = 156,125 (m^3)$

+Khối lượng trụ V3= $156,125 + 170,83 + 29 \cdot 775 = 356,73 (m^3)$

Khối lượng trụ T4:

+ Khối lượng xà mò trô:

$$V_{xm} = 1.25 \times 7 \times 1.5 + 0.75 \times 12.2 \times 1.5 + 0.75 \times 2.6 \times 1.5 = 29.775 (m^3)$$

+ Khối lượng thân trụ :

$$V_{tt} = (n \times 1^2 + 5 \times 2) \times 10.9 = 130,5 (m^3)$$

+Khối lượng móng trụ : $V_{mt} = 8 \cdot 8 \cdot 2 + 0,5 \cdot 7,5 \cdot 7,5 = 156,125 (m^3)$

+Khối lượng trụ V4= $156,125 + 130,5 + 29 \cdot 775 = 316,39 (m^3)$

Tổng khối lượng 4 trụ $V = 316,39 + 356,73 + 741,52 + 613,695 = 2028,335 (m^3)$

Sơ bộ hàm lượng cốt thép thân trụ là $165 kg/m^3$

Khối lượng trong trụ là $G = 2028,335 \cdot 0,165 = 334,67 (T)$

II.2.3 Tính toán sơ bộ lượng cọc trong móng

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

3.1 Xác định tải trọng tác dụng lên mố

Xác định số cọc trong mố M1

- Lực tính toán được xác định theo công thức

$$= \sum y_i Q_i$$

Trong đó: Q_i = Tải trọng tiêu chuẩn

y_i : Hệ số điều chỉnh và hệ số tải trọng

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

Do tính tải

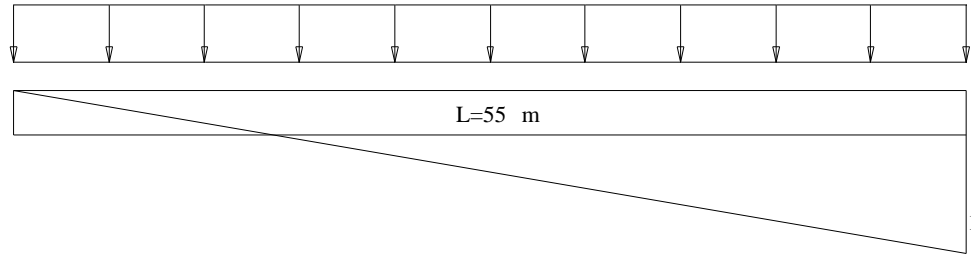
-Tĩnh tải kết cấu nhịp biên phân bố đều trên nhịp

$$g_1 = 1.25 \times 1415.50 / 55 = 32.17 (T/m)$$

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

$$g_2 = 1.5 \times (0.232375 + 0.16875 + 2.97) = 5.0567 (T/m)$$

Tổng tĩnh tải phân bố đều là: $g = g_1 + g_2 = 32.17 + 5.0567 = 37.23$ (T/m)



Đường ảnh hưởng áp lực lên mố M1

- Diện tích đường ảnh hưởng áp lực mố: $\omega = 27.5 \text{ m}^2$

+ Phản lực do tĩnh tải nhịp

$$DC_{nhịp} = 27.5 * 32.17 = 884.675 \text{ T}$$

+ Phản lực do tĩnh tải bản thân mố

$$DC_{mố} = 387.5625 * 2.5 * 1.25 = 1211.13 \text{ (T)}$$

+ Phản lực do tĩnh tải lớp phủ và lan can

$$DW = 27.5 * 5.0567 = 139.06 \text{ (T)}$$

➤ **Do hoạt tải**

- Do tải trọng HL93 + người (LL + PL)

$$LL = n.m. \gamma (1 + IM/100). (P_i y_i) + 1.75. \omega (PL + WL)$$

Trong đó

n : Số làn xe , n = 2.

m: Hệ số làn xe, m = 1.

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

γ : Hệ số tải trọng, $\gamma = 1.75$

$(1 + IM/100) = 1.25$, với IM = 25%

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

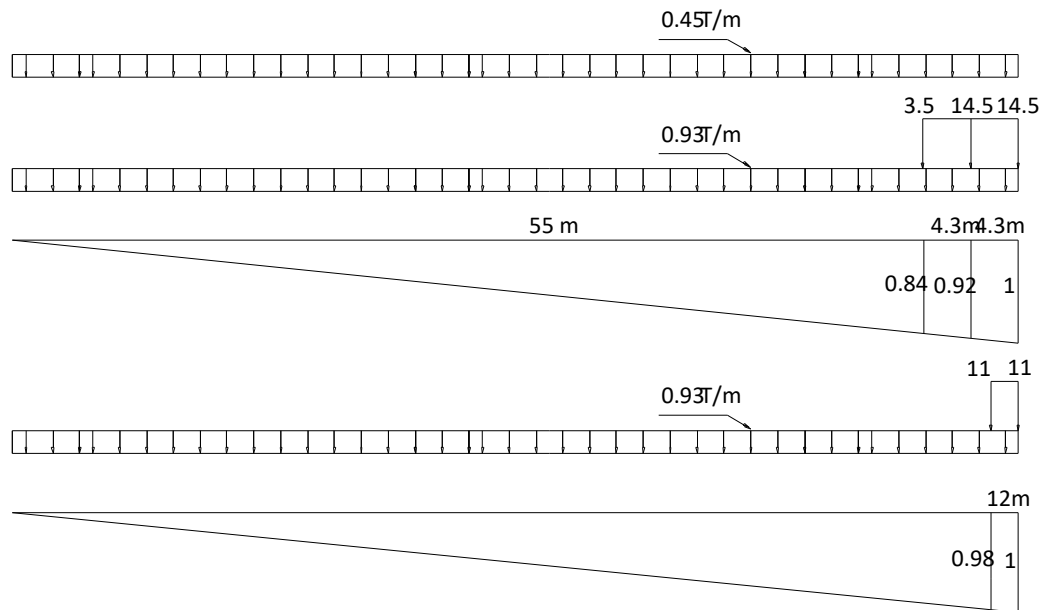
ω : Diện tích đường ảnh hưởng.

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

+ PL : Tải trọng người, 3 KN/m² \Rightarrow Tải trọng người bộ hành phân bố dọc cầu

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

+ Chiều dài tính toán của nhịp L = 55 m



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

Sơ đồ xếp tải lên đường ảnh hưởng của mố

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

Với tổ hợp HL-93K (xe tải thiết kế + tải trọng người + tải trọng làn) $LL_{HL-93K} = 14.5*(1+0.92) + 3.5*0.83 + 27.5*(2*0.45+0.93) = 99.89(T)$

- Với tổ hợp HL-93M (xe hai trục + tải trọng người+ tải trọng làn) $LL_{HL-93M} = 11*(1+0.98)+37.5*0.93 = 56.7 (T)$

$\Rightarrow LL_{max} = \text{Max}(LL_{HL-93K}; LL_{HL-93M}) = LL_{HL-93K} = 99.89 T$

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

$LL = 2*1*(1+0.25)*[14.5*(1+0.93)+3.5*0.83]+1.75*27.5(2*1.38) = 259.3 (T)$

Tổng tải trọng tác dụng lên đáy đài

$P_{\text{Đáy đài}} = 1392.38+1223+189.62+259.3 = 3064.3 T$

- Xác định sức chịu tải của cọc:

Dự kiến chiều dài cọc là :20.5m

+Theo vật liệu làm cọc:

- Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đường kính $D = 1.2\text{m}$, khoan xuyên qua các lớp cát thô sạn có góc ma sát φ_f , lớp sét cát nâu có góc ma sát $\varphi_f =$ và lớp cuội sỏi, cát gma sát $\varphi_f =$

Bê tông mác 300 có $R_n = 130 \text{ kg/cm}^2 = 1300\text{T/m}^2$

Cốt chịu lực 20 25 AII có $F = 98.17 \text{ cm}^2$, $R_a = 2400 \text{ kg/cm}^2 = 24000\text{T/m}^2$

Xác định sức chịu tải của cọc

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

Xác định sức chịu tải của cọc

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

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

Trong đó

- φ : hệ số uốn dọc = 1

- m_1 : hệ số điều kiện làm việc, do cọc được nhồi bê tông theo phương đứng nên

$$m_1 = 0,85$$

- m_2 : hệ số điều kiện làm việc kể đến biện pháp thi công $m_2 = 0,7$

- F_b : Diện tích tiết diện cọc $F_{bt} = 1.13 \text{ m}^2$

- R_n : Cường độ chịu nén của bê tông cọc

- R_a : Cường độ của thép chịu lực

- F_a : Diện tích cốt thép chịu lực

$$\Rightarrow P_{VL}^c = 0,85 \cdot 0,7 \cdot \left(0,13 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 120^2}{4} \right) + 2,4 \cdot 98,17 \right) = 1000,5(T)$$

Theo nền đất

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

$$Q_R = \varphi Q_n = \varphi_{qp} Q_p$$

$$\text{Với } Q_p = q_p A_p;$$

Trong đó:

Q_p Sức kháng đỡ mũi cọc

Q_p Sức kháng độn vị mũi cọc

φ_{qp} Hệ số kháng = 0,5

A_p Diện tích mũi cọc (mm^2)

Xác định sức kháng mũi cọc :

Trong đó: $q_p = 3q_u K_{sp} d$

K_{sp} Khả năng chịu tải không thứ nguyên
 d hệ số chiều sâu không thứ nguyên

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{S_d}{D}}{10 \sqrt{1 + 300 \cdot \frac{t_d}{S_d}}}$$

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

q_u Cường độ nén dọc trục trung bình của lõi đá (MPa) = 26MPa

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

S_d : Khoảng cách các đường nứt (mm). Lấy $S_d = 400$ mm.

t_d : Chiều rộng các đường 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). $H_s = 1000$ mm. D_s : Đường kính hố đá (mm). $D_s = 1600$ mm.

Tính được: $d = 1.2857$ $K_{sp} = 0.14$

$$\text{Vậy } q_p = 3 * 26 * 0.1421 * 1.2857 = 14.25 \text{ T/m}^2$$

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

$$Q_R = .Q_n = q_p . A_p = 0.5 * 1425 * 0.62^2 * \pi = 860 \text{ (T)}$$

Trong đó:

Q_R : Sức kháng tính toán của các cọc.

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

A_s : Diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc

- Xác định số lượng cọc khoan nhồi cho móng mố M_1

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

$$R_{\text{Đáy đài}} = 3020.8 \text{ T}$$

Các cọc được bố trí trong mặt phẳng sao cho khoảng cách giữa tim các cọc a_3d (d :

Đường kính cọc khoan nhồi). Ta có :

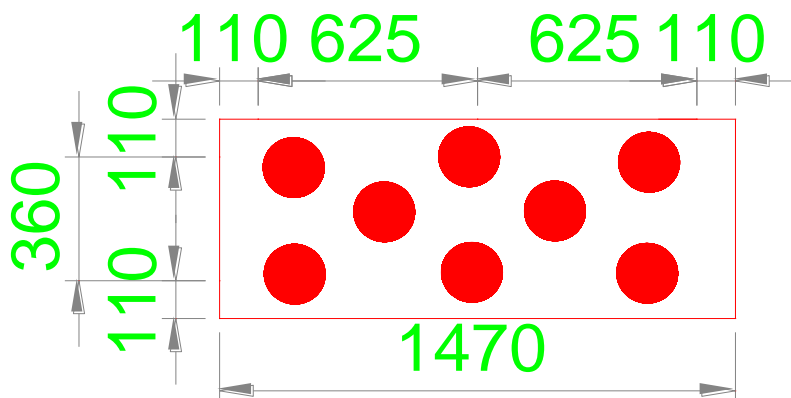
$$\text{Với } P = 860 \text{ T}$$

Vậy số lượng cọc sơ bộ là :

$$n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 2 \times \frac{3064,3}{860} = 7,12 \text{ (cọc)}$$

Với β là hệ số kinh nghiệm lực ngang và momen $\beta = 2$

Dùng 8 cọc khoan nhồi $\varnothing 1,2 \text{ m}$ bố trên hình vẽ



Mặt bằng móng mố M_1

3.2. Xác định số cọc tại trụ T1

- Xác định tải trọng lên trụ T1

- Do tính tải

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

$$g_1 = 1,25 \cdot \frac{1415 \cdot 5041 \times 2,5 + 2311 \cdot 7356}{55 + 86} = 33,043 \text{ (T/m)}$$

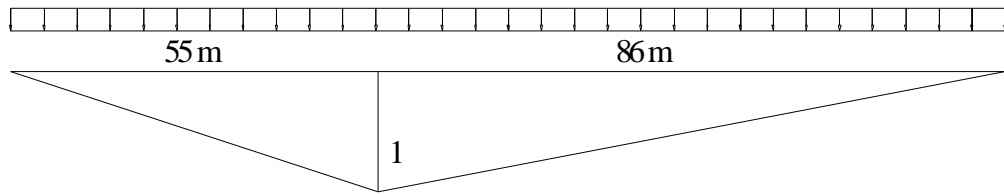
- Tính tải lớp phủ và lan can, gờ chắn phân bố đều trên nhịp

$$g_2 = 1.5 \times (0.232375 + 0.16875 + 2.97) = 5.0567 \text{ (T/m)}$$

- Tổng tính tải phân bố đều là:

$$g = g_1 + g_2 = 33,043 + 5.0567 = 38,0997 \text{ (T/m)}$$

Ta có đường ảnh hưởng áp lực lên trụ do tĩnh tải như hình Vẽ (gần đúng):



Đường ảnh hưởng áp lực lên trụ T1

- Diện tích đường ảnh hưởng áp lực gô: $\omega = 70.5 \text{ m}^2$

+ Phản lực do tĩnh tải nhịp

$$DC_{nhịp} = 70.5 * 33.043 = 2329.53 \text{ T}$$

+ Phản lực do tĩnh tải bản thân trụ

$$DC_{trụ} = 1.25 * 753.37 * 2.5 = 2354.28 \text{ T}$$

+ Phản lực do tĩnh tải lớp phủ và lan can

$$DW = 70.5 * 5.0567 = 356.497 \text{ T}$$

➤ **Do hoạt tải**

- Do tải trọng HL93 + người (LL + PL)

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

Trong đó

n : Số làn xe , n = 2.

m: Hệ số làn xe, m = 1

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

γ : Hệ số tải trọng, $\gamma = 1.75$

$(1+IM/100) = 1.25$, với IM = 25%

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

ω : Diện tích đường ảnh hưởng.

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

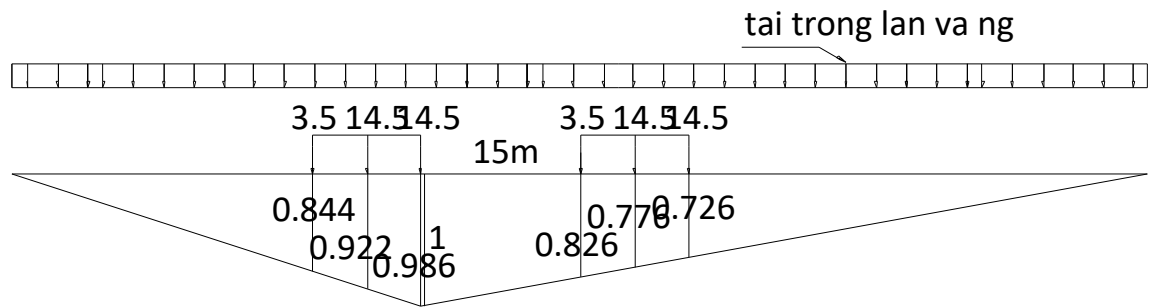
+PL : Tải trọng người, 3 KN/m² ⇒ Tải trọng người bộ hành dọc cầu

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

- Tính phản lực lên mô do hoạt tải

+ Chiều dài tính toán của nhịp L = 126 m

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



Sơ đồ xếp tải ảnh hưởng lên trụ 1

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

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

$$LL_{HL-93K} = 14.5 * (1+0.922+0.776+0.726) + 3.5 * (0.844+0.826) + 70.5 * (2*0.45+0.93) = 183.673 \text{ T}$$

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

$$LL_{HL-93M} = 11 * (1+0.986) + 70.5 * 0.93 = 87.411 \text{ T}$$

$$\Rightarrow LL_{\max} = \text{Max}(LL_{HL-93K}; LL_{HL-93M}) = LL_{HL-93K} = 183.673 \text{ T}$$

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

$$LL = 2 * 1 * 1.75 * 1.25 * [14.5 * (1+0.922+0.776+0.726) + 3.5 * (0.844+0.826) + 1.75 * 70.5 * (2*0.45+0.93)] = 468.56 \text{ T}$$

Tổng tải trọng tác dụng lên đáy đài

Vậy :

$$P_{\text{Đáy đài}} = 2329.53 + 2354.28 + 356.497 + 468.56 = 5508.87 \text{ T}$$

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

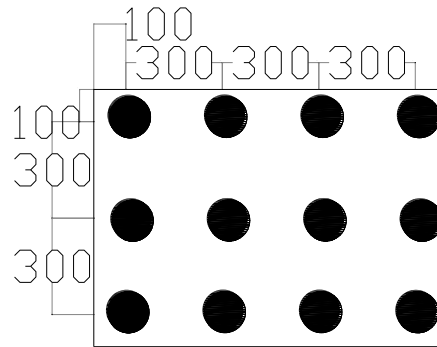
Phản lực ở gối do tổ hợp tải trọng ở cường độ giới hạn I là

$$P_{S,y @ \mu_i} = 5508.87 \text{ T}$$

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

$$\text{Vậy số lượng cọc sơ bộ là } n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 1.5 \times \frac{5508.87}{733} = 11.14 \text{ (cọc)}$$

Dùng 12 cọc như hình



Mặt bằng móng trụ T1

3.2. Xác định số cọc tại trụ T3

- Xác định tải trọng lên trụ T3

- Do tính tải

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

$$g_1 = 1,25 \cdot \frac{195.629 \times 2,5 + 566.2016 \times 2,5}{55 + 35} = 26,45 \text{ (T/m)}$$

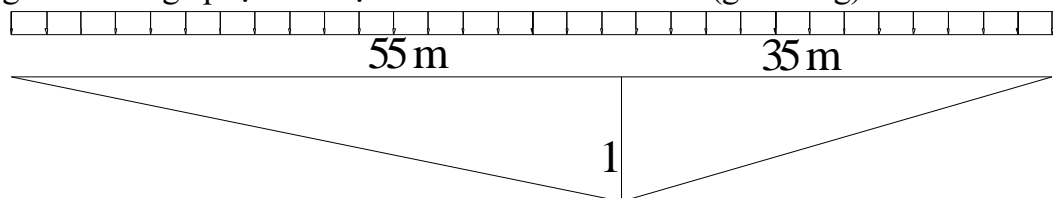
- Tính tải lớp phủ và lan can, gờ chắn phân bố đều trên nhịp

$$g_2 = 1.5 \times (0.232375 + 0.16875 + 2.97) = 5.0567 \text{ (T/m)}$$

- Tổng tính tải phân bố đều là:

$$g = g_1 + g_2 = 26,45 + 5.0567 = 31.506 \text{ (T/m)}$$

Ta có đường ảnh hưởng áp lực lên trụ do tính tải như hình vẽ (gần đúng):



Đường ảnh hưởng áp lực lên trụ T3

- Diện tích đường ảnh hưởng áp lực gô: $\omega = 45 \text{ m}^2$

+ Phản lực do tính tải nhịp

$$DC_{nhịp} = 45 \times 26.45 = 1190.25 \text{ T}$$

+ Phản lực do tính tải bản thân trụ

$$DC_{trụ} = 1.25 \times 436.9 \times 2.5 = 1638.375 \text{ T}$$

+ Phản lực do tính tải lớp phủ và lan can

$$DW = 45 \times 5.0567 = 277.55 \text{ T}$$

► **Do hoạt tải**

- Do tải trọng HL93 + người (LL + PL)

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

Trong đó

n : Số làn xe , n = 2.

m: Hệ số làn xe, m = 1

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

γ : Hệ số tải trọng, $\gamma = 1.75$

$(1+IM/100) = 1.25$, với IM = 25%

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

ω : Diện tích đường ảnh hưởng.

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

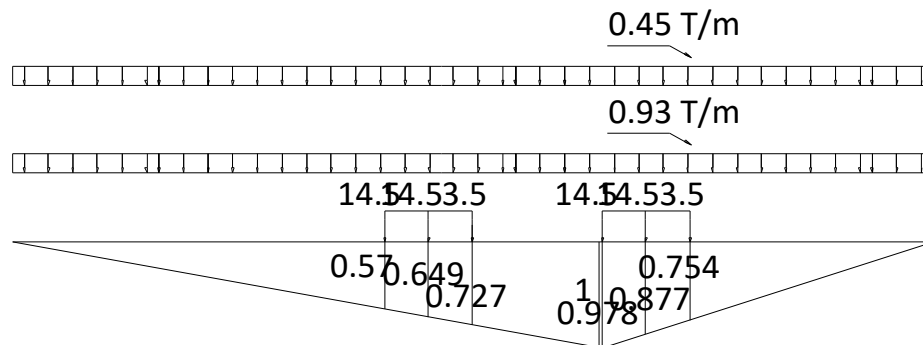
+PL : Tải trọng người, 3 KN/m² \Rightarrow Tải trọng người bộ hành dọc cầu

là PL = (1.5*3) = 4.5 KN/m=0.45 T/m

- Tính phản lực lên mô do hoạt tải

+ Chiều dài tính toán của nhịp L =90 m

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



Sơ đồ xếp tải ảnh hưởng lên trụ 3

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

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

$$LL_{HL-93K} = 14.5 * (1+0.887+0.649+0.571) + 3.5 * (0.754+0.727)+45 * (2*0.45+0.93)=132.44 T$$

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

$$LL_{HL-93M} = 11 * (1+0.978) + 45*0.93 =63.608 T$$

$$\Rightarrow LL_{\max} = \text{Max}(LL_{\text{HL-93K}}; LL_{\text{HL-93M}}) = LL_{\text{HL-93K}} = 132.44 \text{ T}$$

- Khi xếp 2 lần xe bắt lợi hơn ta có phản lực lên mô do hoạt tải

$$LL = 2 \cdot 1 \cdot 1.75 \cdot 1.25 \cdot [14.5 \cdot (1 + 0.877 + 0.649 + 0.571) + 3.5 \cdot (0.754 + 0.727) + 1.75 \cdot 45 \cdot (2 \cdot 0.45 + 0.93)] = 362.578 \text{ T}$$

Tổng tải trọng tác dụng lên đáy đài

Vậy :

$$P_{\text{Đáy đài}} = 1190.25 + 1638.375 + 227.55 + 362.578 = 3418.75 \text{ T}$$

- *Xác định số lượng cọc khoan nhồi cho móng trụ T3*

Dự kiến chiều dài cọc là : 12.7 m

+Theo vật liệu làm cọc:

Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đường kính $D = 1 \text{ m}$, khoan xuyên qua các lớp cát thô sạn có góc ma sát φ_f , lớp sét cát nâu có góc ma sát φ_f và lớp cuội sỏi, cát có góc ma sát φ_f

Bê tông mác 300 có $R_n = 130 \text{ kg/cm}^2 = 1300 \text{ T/m}^2$

Cốt chịu lực 18 25 AII có $F = 88,36 \text{ cm}^2$, $R_a = 2400 \text{ kg/cm}^2 = 24000 \text{ T/m}^2$

Xác định sức chịu tải của cọc

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

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

Trong đó :

- : hệ số uốn dọc = 1
- m_1 : hệ số điều kiện làm việc, do cọc được nhồi bê tông theo phương đứng nên $m_1 = 0,85$
- m_2 : hệ số điều kiện làm việc kể đến biện pháp thi công $m_2 = 0,7$
- F_b : Diện tích tiết diện cọc $F_{bt} = 0.785 \text{ m}^2$
- R_n : Cường độ chịu nén của bê tông cọc
- R_a : Cường độ của thép chịu lực
- F_a : Diện tích cốt thép chịu lực

$$\Rightarrow P_{VL}^c = 0,85 \cdot 0,7 \cdot (0,13 \cdot (\pi \times 50^2) + 2,4 \times 88,36) = 733.68 \text{ (T)}$$

Theo nền đất

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

$$Q_R = \varphi Q_n = \varphi q_p A_p$$

Với $Q_p = q_p A_p$;

Trong đó:

Q_p Sức kháng đỡ mũi cọc

q_p Sức kháng đơn vị mũi cọc

φ_{qp} Hệ số kháng = 0,5

A_p Diện tích mũi cọc (mm²)

Xác định sức kháng đơn vị mũi cọc:

Trong đó: $q_p = 3 q_u K_{sp} d$

K_{sp} Khả năng chịu tải không thứ nguyên

d hệ số chiều sâu không thứ nguyên

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{S_d}{D}}{10 \sqrt{1 + 300 \cdot \frac{t_d}{S_d}}}$$

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

q_u Cường độ nén dọc trục trung bình của lõi đá (MPa) = 26MPa

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

S_d : Khoảng cách các đường nứt (mm). Lấy $S_d = 400$ mm.

t_d : Chiều rộng các đường nứt (mm). Lấy $t_d = 6$ mm.

D : Chiều rộng cọc (mm); $D = 1000$ mm.

H_s : Chiều sâu chôn cọc trong hố đá (mm). $H_s = 2000$ mm.

D_s : Đường kính hố đá (mm). $D_s = 1200$ mm

Tính được: $d = 1.67$

$$K_{sp} = 0.145$$

$$\text{Vậy } q_p = 3 * 26 * 0.145 * 1.67 = 18.885 \text{Mp} = 1888.5 \text{ T/m}^2$$

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

$$Q_R = \cdot Q_n = q_p \cdot A_p = 0.5 \cdot 1888.5 \cdot 0.5^2 \cdot \pi = 741.6 \text{ (T)}$$

Trong đó:

Q_R : Sức kháng tính toán của các cọc.

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

A_s : Diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc

- *Xác định số lượng cọc khoan nhồi cho móng trụ T3*

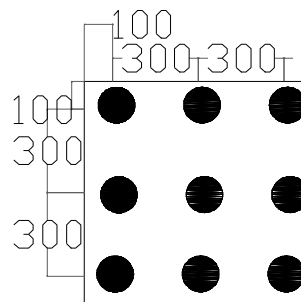
Phản lực ở gối do tổ hợp tải trọng ở cường độ giới hạn I là

$$P_{S,y @ \mu_i} = 3418.75 \text{ T}$$

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

Vậy số lượng cọc sơ bộ là $n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 1.5 \frac{3418.75}{733} = 6.9 \text{ (cọc)}$

Dùng 9 cọc như hình



Mặt bằng móng trụ T3

Xác định số cọc trong mô M2

- Lực tính toán được xác định theo công thức

$$= \sum y_i Q_i$$

Trong đó: Q_i = Tải trọng tiêu chuẩn

y_i : Hệ số điều chỉnh và hệ số tải trọng

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

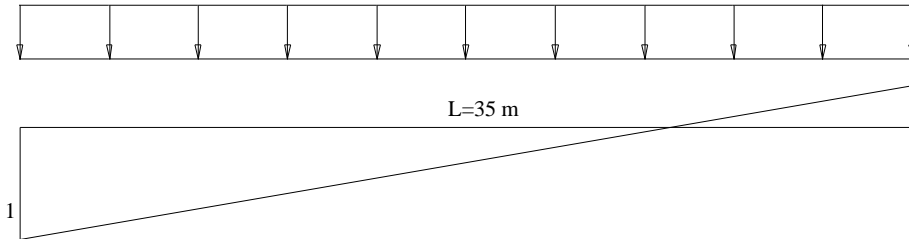
- Tính tải kết cấu nhịp biên phân bố đều trên nhịp

$$g_1 = 1.25 \times 195.629 \times 2.5 / 35 = 17.467 \text{ (T/m)}$$

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

$$g_2 = 1.5 \times (0.232375 + 0.16875 + 2.97) = 5.0567 \text{ (T/m)}$$

Tổng tải phân bố đều là: $g = g_1 + g_2 = 17.467 + 5.0567 = 22.524 \text{ (T/m)}$



Đường ảnh hưởng áp lực lên mố M2

- Diện tích đường ảnh hưởng áp lực mố: $\omega = 17.5 \text{ m}^2$

+ Phản lực do tĩnh tải nhịp

$$DC_{nhịp} = 17.5 \times 17.467 = 305.67 \text{ T}$$

+ Phản lực do tĩnh tải bản thân mố

$$DC_{mố} = 387.5625 \times 2.5 \times 1.25 = 1211.13 \text{ (T)}$$

+ Phản lực do tĩnh tải lớp phủ và lan can

$$DW = 17.15 \times 5.0567 = 88.4923 \text{ (T)}$$

➤ **Do hoạt tải**

- Do tải trọng HL93 + người (LL + PL)

$$LL = n.m. \gamma (1 + IM/100). (P_i \cdot y_i) + 1.75. \omega (PL + WL)$$

Trong đó

n : Số làn xe, $n = 2$.

m: Hệ số làn xe, $m = 1$.

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

γ : Hệ số tải trọng, $\gamma = 1.75$

$(1 + IM/100) = 1.25$, với $IM = 25\%$

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

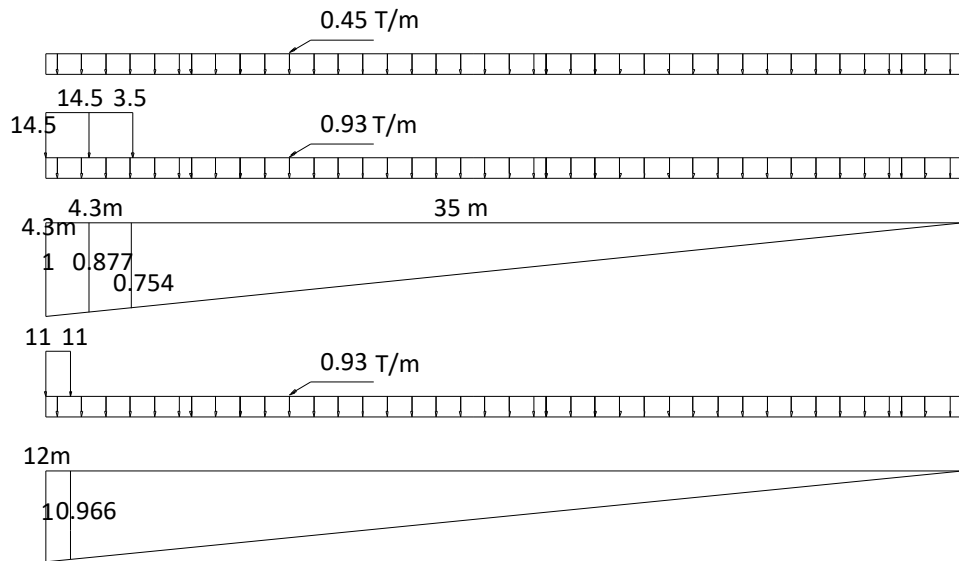
ω : Diện tích đường ảnh hưởng.

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

+PL : Tải trọng người, $3 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow$ Tải trọng người bộ hành phân bố dọc cầu

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

+ Chiều dài tính toán của nhịp $L = 35 \text{ m}$



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

Sơ đồ xếp tải lên đường ảnh hưởng của mô

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

$$\begin{aligned} \text{Với tổ hợp HL-93K (xe tải thiết kế + tải trọng người + tải trọng làn)} \quad LL_{\text{HL-93K}} &= \\ 14.5 \cdot (1 + 0.877) + 3.5 \cdot 0.754 + 17.5 \cdot (2 \cdot 0.45 + 0.93) &= \\ = 62.749 \text{ (T)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Với tổ hợp HL-93M (xe hai trục + tải trọng người + tải trọng làn)} \quad LL_{\text{HL-93M}} &= \\ 11 \cdot (1 + 0.966) + 17.5 \cdot 0.93 &= \\ = 37.901 \text{ (T)} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow LL_{\text{max}} = \text{Max}(LL_{\text{HL-93K}}; LL_{\text{HL-93M}}) = LL_{\text{HL-93K}} = 62.749 \text{ T}$$

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

$$\begin{aligned} LL &= 2 \cdot 1 \cdot (1 + 0.25) \cdot [14.5 \cdot (1 + 0.877) + 3.5 \cdot 0.754] + 1.75 \cdot 17.5 \cdot (2 \cdot 1.38) \\ &= 159.1637 \text{ (T)} \end{aligned}$$

Tổng tải trọng tác dụng lên đáy đài

$$P_{\text{Đáy đài}} = 305.67 + 1211.13 + 88.4923 + 159.1637 = 1764.46 \text{ T}$$

- Xác định sức chịu tải của cọc:

Dự kiến chiều dài cọc là : 20.5m

+Theo vật liệu làm cọc:

- Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đường kính $D = 1 \text{ m}$, khoan xuyên qua các lớp cát thô sạn có góc ma sát $(\varphi_f)_i$, lớp sét cát nâu có góc ma sát $\varphi_f =$ và lớp cuội sỏi, cát gma sát $\varphi_f =$

Bê tông mác 300 có $R_n = 130 \text{ kg/cm}^2 = 1300\text{T/m}^2$

Cốt chịu lực 20 Ø25 AII có $F = 98.17 \text{ cm}^2$, $R_a = 2400 \text{ kg/cm}^2 = 24000\text{T/m}^2$

Xác định sức chịu tải của cọc

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

Xác định sức chịu tải của cọc

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

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

Trong đó

- : hệ số uốn dọc = 1

- m_1 : hệ số điều kiện làm việc, do cọc được nhồi bê tông theo phương đứng nên

$$m_1 = 0,85$$

- m_2 : hệ số điều kiện làm việc kể đến biện pháp thi công $m_2 = 0,7$

- F_b : Diện tích tiết diện cọc $F_{bt} = 0.785 \text{ m}^2$

- R_n : Cường độ chịu nén của bê tông cọc

- R_a : Cường độ của thép chịu lực

- F_a : Diện tích cốt thép chịu lực

$$\Rightarrow P_{VL}^c = 0,85 \cdot 0,7 \cdot (0,13 \cdot (\pi \times 50^2) + 2,4 \cdot 98,17) = 733,68(T)$$

Theo nền đất

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

$$Q_R = \varphi Q_n = \varphi q_p A_p$$

$$\text{Với } Q_p = q_p A_p;$$

Trong đó:

Q_p Sức kháng đỡ mũi cọc

q_p Sức kháng đơn vị mũi cọc

φ_{qp} Hệ số kháng = 0,5

A_p Diện tích mũi cọc (mm^2)

Xác định sức kháng mũi cọc :

Trong đó: $q_p = 3q_u K_{sp} d$

K_{sp} Khả năng chịu tải không thứ nguyên
 d hệ số chiều sâu không thứ nguyên

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{S_d}{D}}{10 \sqrt{1 + 300 \cdot \frac{t_d}{S_d}}}$$

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

q_u Cường độ nén dọc trục trung bình của lõi đá (MPa) = 26MPa

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

S_d : Khoảng cách các đường nứt (mm). Lấy $S_d = 400$ mm.

t_d : Chiều rộng các đường nứt (mm). Lấy $t_d = 6$ mm. D : Chiều rộng cọc (mm); $D = 1000$ mm.

H_s : Chiều sâu chôn cọc trong hố đá (mm). $H_s = 1000$ mm. D_s : Đường kính hố đá (mm). $D_s = 1200$ mm.

Tính được: $d = 1.33$

$$K_{SP} = 0.145$$

$$\text{Vậy } q_p = 3 * 26 * 0.145 * 1.33 = 15.0423 \text{ Mp} = 1504.23 \text{ T/m}^2$$

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

$$Q_R = .Q_n = q_p \cdot A_p = 0.5 * 1504.23 * 0.5^2 * \pi = 590.71 \text{ (T)}$$

Trong đó:

Q_R : Sức kháng tính toán của các cọc.

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

A_s : Diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc

- Xác định số lượng cọc khoan nhồi cho móng móng M_1

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

$$R_{\text{Dây đai}} = 1764.46 \text{ T}$$

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

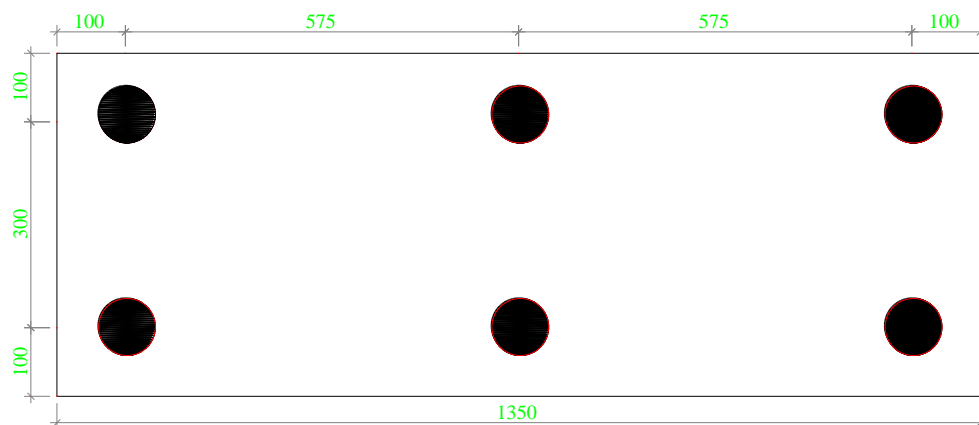
$$\text{Với } P = 590.71 \text{ T}$$

Vậy số lượng cọc sơ bộ là :

$$n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 2 \times \frac{1764.46}{590.71} = 5.97 \text{ (cọc)}$$

Với β là hệ số kinh nghiệm lực ngang và momen $\beta = 2$

Dùng 6 cọc khoan nhồi $\varnothing 1,2 \text{ m}$ bố trí trên hình vẽ



Mặt bằng móng mố M2

II . Phương án sơ bộ 2 :Phương án cầu dầm BTCT Liên tục Đúc hẫng cân bằng.

II.1 Mặt cắt ngang và sơ đồ nhịp :

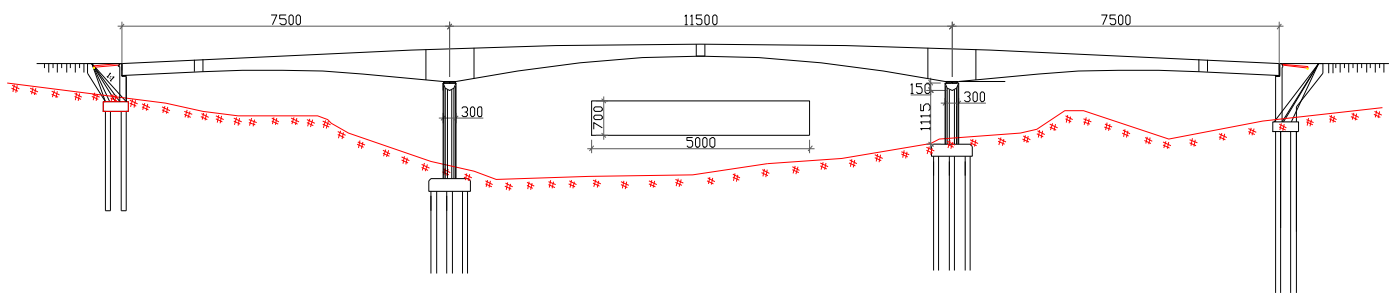
-Khổ cầu :Cầu được thiết kế

$$K = 8 + 1,5 \times 2 = 11 \text{ (m)}$$

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

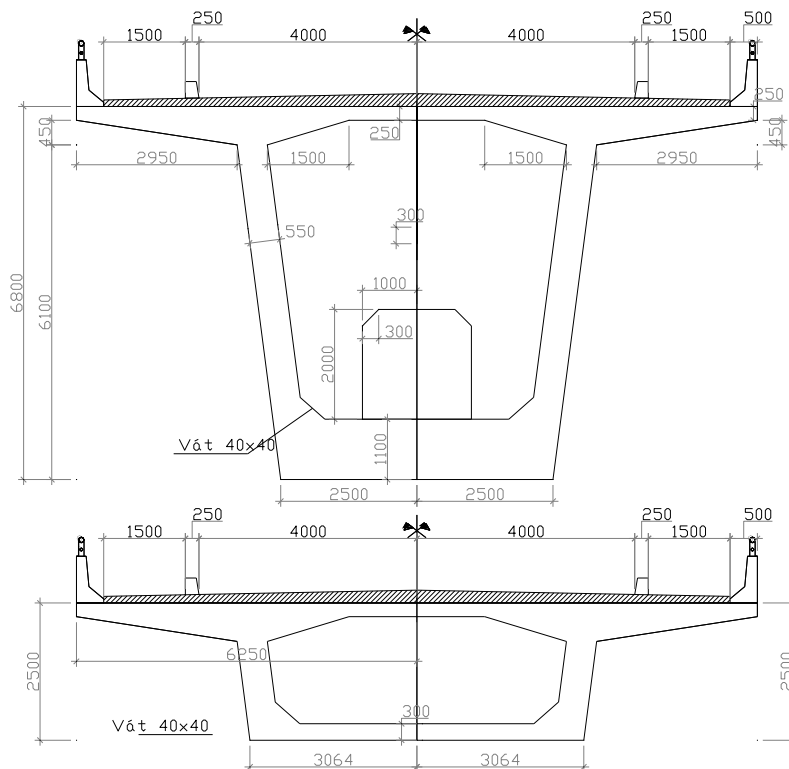
$$B = 8 + 1,5 \times 2 + 2 \times 0,5 + 2 \times 0,25 = 12,5 \text{ (m)}$$

-Sơ đồ nhịp $75 + 115 + 75 = 265 \text{ (m)}$



II.2 Tính toán sơ bộ khối lượng kết cấu nhịp :

II.2.1 Kết cấu nhịp liên tục



GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

Dầm Hộp Có tiết diện thay đổi với phương trình chiều cao dầm theo công thức :

$$y = \frac{H_p - h_m}{L^2} \cdot Lx^2 + h_m$$

Trong đó :

$H_p = (1/12 : 1/17)L = (6,76 : 9,58) \text{ m}$ lấy $= 6.8 \text{ m}$ (Chiều cao dầm tại gối).

$H_m = (1/40 : 1/60)L = (1,92 : 2,875) \text{ m}$ lấy $= 2.5 \text{ m}$, (Chiều cao dầm tại giữa nhịp)

L : Phần dài của cánh hằng $L = \frac{115-2}{2} - 1,5 = 55 \text{ m}$

Thay số ta có

$$y = \frac{6,8 - 2,5}{55^2} Lx^2 + 2,5 = 0,00142 Lx^2 + 2$$

Bề dày tại bản đáy hộp tại vị trí bất kì cách giữa nhịp 1 khoảng L_x được tính theo công thức sau :

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

Trong đó;

$H_1 = 0,3$ Bề dày bản đáy ở giữa nhịp

$H_2 = 1,1$ Bề dày bản đáy ở đỉnh trụ

L Chiều dài phân cách hằng

$$\text{Thay số vào phương trình bậc nhất } H_x = 0,3 + \frac{1,1-0,3}{55} L_x$$

Việc tính toán khối lượng kết cấu nhịp sẽ được thực hiện bằng cách chia dầm bằng các đốt nhỏ thì công việc tính toán (tính diện tích các nút Từ đó tính thể tích các nút 1 cách tương đối bằng cách nhân diện tích trung bình của mỗi đốt với chiều dài của nó .

Phân chia các đốt dầm như sau :

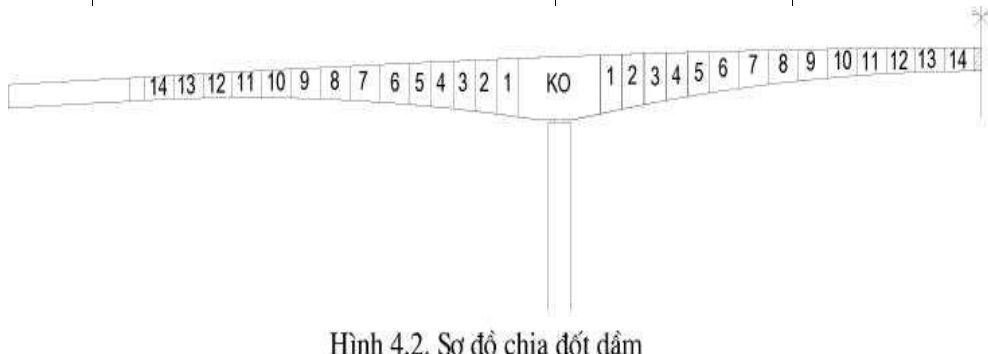
+Khối K_0 Trên đỉnh trụ dài 11 m

+Đốt hợp long K_c dài 2,0 m

+Số đốt trung gian $n = 3 \times 4 + 6 \times 4 \text{ m}$

+Khối đúc trên giàn giáo $l = 75 - 56,5 - 2 = 16,5 \text{ m}$

Tên đôt	Lđôt (m)
1/2 Đôt K0	5.5
Đôt K1	3
Đôt K2	3
Đôt K3	3
Đôt K4	3
Đôt K5	3
Đôt K6	4
Đôt K7	4
Đôt K8	4
Đôt K9	4
Đôt K10	4
Đôt K11	4
Đôt K12	4
Đôt K13	4
Đôt K14	4



Hình 4.2. Sơ đồ chia đôt dầm

- Tính chiều cao tổng đôt đáy dầm hộp biên ngoài Đường cong có phương trình là :

$$Y_1 = A_1 X^2 + b_1$$

$$a_1 = \frac{6,8 - 2,5}{55^2} = 1,42 \times 10^{-3} \text{ m}$$

- Xác Định bề rộng đáy dầm tại mỗi mặt cắt giữa dầm 1 đoạn là Lx

$$b_{ai} = b_{ao} + 2(H_0 - H_i)^v$$

- + Với b_{ao} Là bề rộng đáy dầm tại mỗi mặt cắt đầu dầm
- + Với b_{ai} Là bề rộng đáy dầm mặt cắt i
- + Với H_0 là chiều cao dầm tại mặt cắt sát trụ (đầu dầm)
- + Với H_i là chiều cao dầm tại mặt cắt I
- + Với v là khẩu độ xiên của thành = 8/61

Tính khối lượng các khối đúc :

+Thể tích = Diện tích trung bình x chiều dài

+Khối lượng bằng thể tích x 2,5 T/m³ (trọng lượng riêng của bê tông)

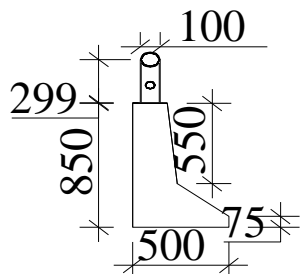
Bảng xác định khối lượng các đốt

Stt	Tên đốt	Tên mặt cắt	X (m)	Chiều cao hộp (m)	Chiều dài đốt (m)	Chiều dày bản đáy (m)	Chiều rộng bản đáy (m)	Diện tích mặt cắt tb (m ²)	Thể tích V (m ³)	Khối lượng (T)	
1	1/8K0	S0 _a	55.75	6.80	1.5	1.1000	5.0000	16.99	25.49	63.71	
2	3/8K0	S0 _b	53.00	6.49	4	1.0709	5.0809	16.61	66.43	166.07	
3	1/2K1	S1	49.50	5.98	3	1.0200	5.2146	15.97	47.91	119.77	
4	1/2K2	S2	46.50	5.57	3	0.9764	5.3220	15.42	46.26	115.66	
5	1/2K3	S3	43.50	5.19	3	0.9327	5.4226	14.90	44.70	111.74	
6	1/2K4	S4	40.50	4.83	3	0.8891	5.5165	14.38	43.15	107.89	
7	1/2K5	S5	37.50	4.50	3	0.8455	5.6037	13.89	41.66	104.15	
8	1/2K6	S6	34.00	4.14	4	0.7945	5.6970	13.33	53.32	133.31	
9	1/2K7	S7	30.00	3.78	4	0.7364	5.7924	12.71	50.86	127.15	
10	1/2K8	S8	26.00	3.46	4	0.6782	5.8759	12.14	48.55	121.37	
11	1/2K9	S9	22.00	3.19	4	0.6200	5.9475	11.59	46.37	115.93	
12	1/2K10	S10	18.00	2.96	4	0.5618	6.0071	11.08	44.34	110.85	
13	1/2K11	S11	14.00	2.78	4	0.5036	6.0548	10.61	42.46	106.15	
14	1/2K12	S12	10.00	2.64	4	0.4455	6.0906	10.18	40.72	101.81	
15	1/2K13	S13	6.00	2.55	4	0.3873	6.1145	9.79	39.18	97.95	
16	1/2K14	S14	2.00	2.51	4	0.3291	6.1264	9.45	37.80	94.51	
17	KN(hộp long)					2	0.3000	6.1280	9.30	18.60	46.50
18	KT(Đúc trên ĐG)					16.5		9.30	153.44	383.61	
19	Tổng tnh cho một nhịp biên					75			891.23	2228.09	
20	Tổng tnh cho một nhịp giữa					115			1456.99	3642.46	
21	Tổng tnh cho toàn nhịp liên tục					265			3239.45	8098.63	

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

$$V_1 = 3239.45 \text{ m}^3$$

Khối Lượng lan can sơ bộ lấy



$$g_{lc} = \frac{P_{lc.2}}{n} = \frac{0,582.2}{5} = 0,232775 \text{ (T/m)}$$

- $P_{lc} = 0,582 \text{ (t/m)}$

$$V_{lc} = 0,232775. 266.2 = 123,623 \text{ (m}^3\text{)}$$

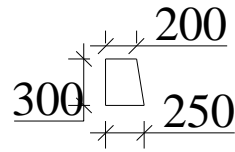
GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

⇒ Cốt thép lan can $M_{lc} = 0,165 \times 123,623 = 20,3978$ (T)
– Trọng lượng của gờ chắn



$$G_{gc} = 0.225 \times 0.3 \times 2.5 = 0.16875 \text{ T/m. } V_{\text{gờ chắn}} = 0.225 \times 0.3 \times 266 = 17.955 \text{ (m}^3\text{)}$$

⇒ cốt thép gờ chắn : $m_{gc} = 0.165 \times 17.955 = 2.9625$ (T) Trọng lượng lớp phủ mặt cầu:

Gồm 5 lớp:

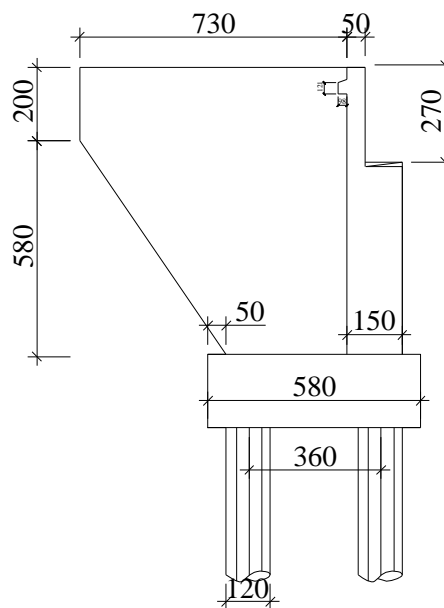
Bê tông alpha: 5 cm; Lớp bảo vệ: 3 cm; Lớp phòng nước: 2 cm
Lớp đệm tạo dốc 2 cm

Trên 1 m^2 của kết cấu mặt đường và phần bộ hành lấy sơ bộ : $g_{lp} = 0.12 \times 2.25 \times 11 = 2.97 \text{ T/m}$

II.2.2 Tính toán khối lượng móng móng và trụ cầu :

2.1 Móng móng

Khối lượng móng M1



Thể tích tường cánh:

Chiều dày tường cánh sau: $d = 0.5$ m

$$V_{tc} = 2 \times 0.5 (2 \times 7.3 + 5.8 \times 3.3 + 5.8 \times 4/2) = 45.34 \text{ m}^3$$

- Thể tích thân móng:
GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

$$V_{th} = (0.5 \cdot 2.7 + 5.1 \cdot 1.5) \cdot 12.5 = 112.5 \text{ m}^3$$

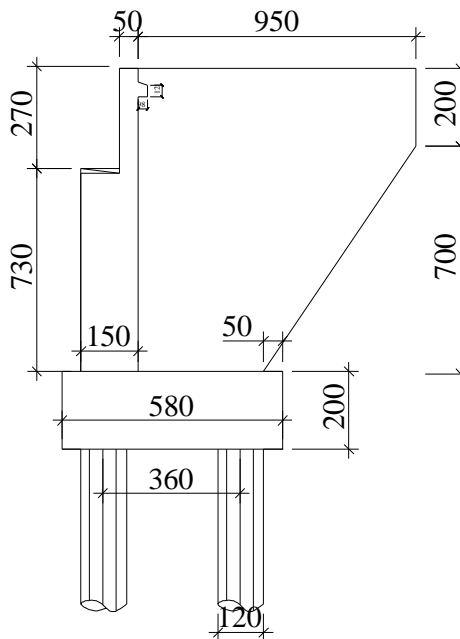
- Thể tích bệ móng:

$$V_b = 2 \cdot 14.7 \cdot 5.8 = 170.52 \text{ m}^3$$

=> Thể tích móng M1:

$$V_{m\acute{o}1} = 45.34 + 112.5 + 170.52 = 328.36 \text{ (m}^3\text{)}$$

+ Khối lượng móng M2



Thể tích tường cánh:

Chiều dày tường cánh sau: $d = 0.5 \text{ m}$

$$V_{tc} = 2 \cdot 0.5 (2 \cdot 9.5 + 7 \cdot 6.2 / 2 + 8 \cdot 3.3) = 67.1 \text{ m}^3$$

- Thể tích thân móng:

$$V_{th} = (0.5 \cdot 2.7 + 7.3 \cdot 1.5) \cdot 12.5 = 153.75 \text{ m}^3$$

- Thể tích bệ móng:

$$V_b = 2 \cdot 14.7 \cdot 5.8 = 170.52 \text{ m}^3$$

=> Thể tích móng M2:

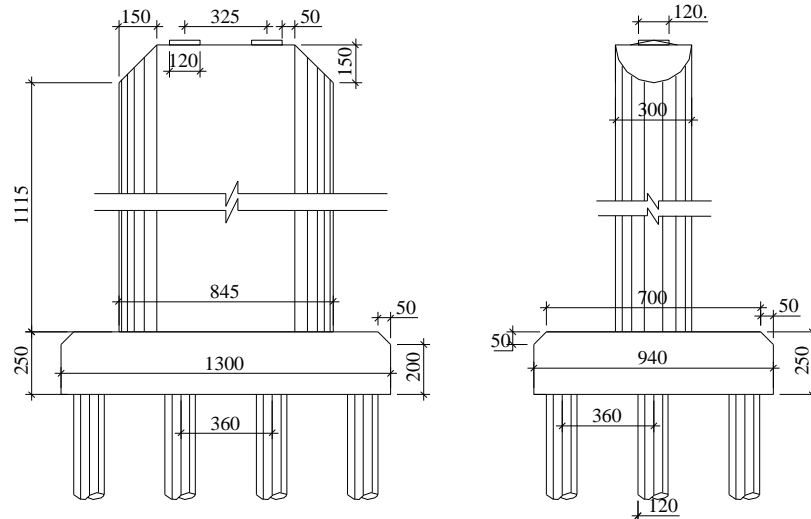
$$V_{m\acute{o}2} = 67.1 + 153.75 + 170.52 = 391.37 \text{ m}^3$$

Tổng thể tích 2 móng là: $V = 328.56 + 391.37 = 719.93 \text{ (m}^3\text{)}$ Sơ bộ chọn hàm lượng cốt thép trong móng 165 kg / m^3

Khối lượng cốt thép trong 2 mô là : $m_{th} 0.165 \times 719.93 = 118.79 T$

2.2 Các công tác trụ cầu

Khối lượng trụ cầu



Khối lượng trụ T1:

+Khối lượng thân trụ :

$$V_{tt} = (\pi \times 1.5^2 + 5.45 \times 3) \times 19.71 = 461,51 (m^3)$$

+Khối lượng móng trụ : $V_{mt} = 12 \times 8.45 \times 2 + 0.5 \times 12.5 \times 8.95 = 258,73 (m^3)$

+Khối lượng trụ V1 = $461,51 + 258,73 = 720,24 (m^3)$

Khối lượng trụ T2:

+Khối lượng thân trụ :

$$V_{tt} = (\pi \times 1.5^2 + 5.45 \times 3) \times 12,65 = 296,2 (m^3)$$

+Khối lượng móng trụ : $V_{mt} = 12 \times 8.45 \times 2 + 0.5 \times 12.5 \times 8.95 = 258,73 (m^3)$

+Khối lượng trụ V2 = $296,2 + 258,73 = 554,93 (m^3)$

Tổng khối lượng 2 trụ $V = 720,24 + 554,93 = 1275,17 (m^3)$

Sơ bộ hàm lượng cốt thép thân trụ là $165 kg/m^3$

Khối lượng trong trụ là $G = 1275,17 \times 0,165 = 210,4 (T)$

II.2.3 Tính toán sơ bộ lượng cọc trong móng

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

3.1 Xác định tải trọng tác dụng lên móng

Xác định số cọc trong móng M2

- Lực tính toán được xác định theo công thức

$$= \sum Q_i \gamma_i$$

Trong đó: Q_i = Tải trọng tiêu chuẩn

γ_i : Hệ số điều chỉnh và hệ số tải trọng

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

Do tĩnh tải

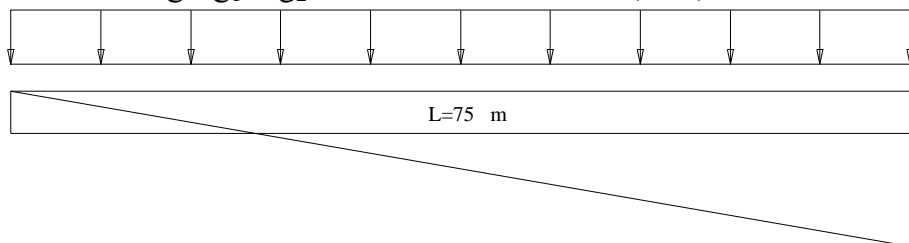
-Tĩnh tải kết cấu nhịp biên phân bố đều trên nhịp

$$g_1 = 1.25 \times 2228.09 / 75 = 37.13 \text{ (T/m)}$$

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

$$g_2 = 1.5 \times (0.232375 + 0.16875 + 2.97) = 5.0567 \text{ (T/m)}$$

Tổng tĩnh tải phân bố đều là: $g = g_1 + g_2 = 37.13 + 5.0567 = 42.18 \text{ (T/m)}$



Đường ảnh hưởng áp lực lên móng M2

- Diện tích đường ảnh hưởng áp lực móng: $\omega = 37.5 \text{ m}^2$

+ Phản lực do tĩnh tải nhịp

$$DC_{nhịp} = 37.5 \times 37.13 = 1392.38 \text{ T}$$

+ Phản lực do tĩnh tải bản thân móng

$$DC_{mố} = 391.37 \times 2.5 \times 1.25 = 1223.03 \text{ (T)}$$

+ Phản lực do tĩnh tải lớp phủ và lan can

$$DW = 37.5 \times 5.0567 = 189.62 \text{ (T)}$$

➤ **Do hoạt tải**

- Do tải trọng HL93 + người (LL + PL)

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

$$LL = n.m. \gamma (1+IM/100).(P_i y_i) + 1.75. \omega (PL + WL)$$

Trong đó

n : Số làn xe , n = 2.

m: Hệ số làn xe, m = 1.

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

γ : Hệ số tải trọng, $\gamma = 1.75$

$(1+IM/100) = 1.25$, với IM = 25%

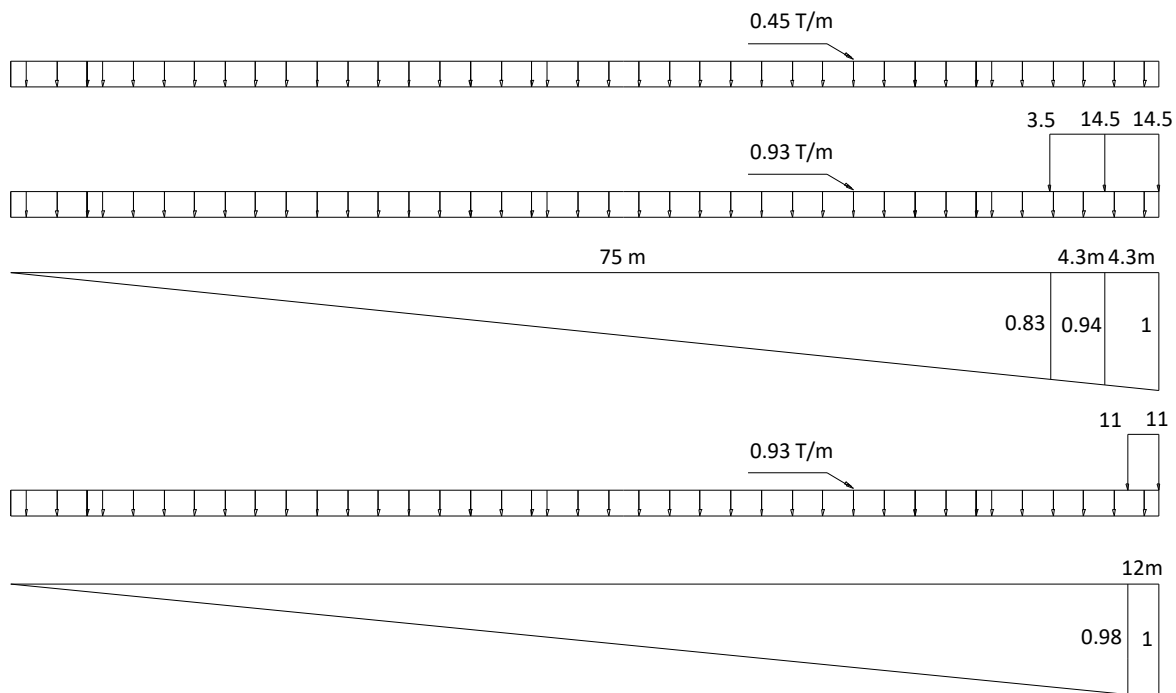
P_i, y_i : Tải trọng trục xe, tung độ đường ảnh hưởng.

ω : Diện tích đường ảnh hưởng.

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

+PL : Tải trọng người, $3 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow$ Tải trọng người bộ hành phân bố dọc cầu là $PL = (1.5*3) = 4.5 \text{ KN/m} = 0.45 \text{ T/m}$

+ Chiều dài tính toán của nhịp $L = 75 \text{ m}$



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

Sơ đồ xếp tải lên đường ảnh hưởng của mô

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

$$\text{Với tổ hợp HL-93K (xe tải thiết kế + tải trọng người + tải trọng làn)} LL_{HL-93K} = 14.5*(1+0.943) + 3.5*0.885 + 37.5*(2*0.45+0.93)$$

$$= 99.89(T)$$

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

- Với tổ hợp HL-93M (xe hai trục + tải trọng người+ tải trọng làn) $LL_{HL-93M} = 11 \cdot (1+0.984) + 37.5 \cdot 0.93$

$$= 56.7 \text{ (T)}$$

$$\Rightarrow LL_{\max} = \text{Max}(LL_{HL-93K}; LL_{HL-93M}) = LL_{HL-93K} = 99.89 \text{ T}$$

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

$$LL = 2 \cdot 1 \cdot (1+0.25) \cdot [14.5 \cdot (1+0.943) + 3.5 \cdot 0.885] + 1.75 \cdot 37.5 \cdot (2 \cdot 1.38)$$

$$= 259.3 \text{ (T)}$$

Tổng tải trọng tác dụng lên đáy đài

$$P_{\text{Đáy đài}} = 1392.38 + 1223 + 189.62 + 259.3 = 3064.3 \text{ T}$$

- Xác định sức chịu tải của cọc:

Dự kiến chiều dài cọc là :20.5m

+Theo vật liệu làm cọc:

- Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đường kính $D = 1.2\text{m}$, khoan xuyên qua các lớp cát thô sạn có góc ma sát φ_f , lớp sét cát nâu có góc ma sát $\varphi_f =$ và lớp cuội sỏi, cát gma sát $\varphi_f =$

Bê tông mác 300 có $R_n = 130 \text{ kg/cm}^2 = 1300\text{T/m}^2$

Cốt chịu lực 20 25 AII có $F = 98.17 \text{ cm}^2$, $R_a = 2400 \text{ kg/cm}^2 = 24000\text{T/m}^2$

Xác định sức chịu tải của cọc

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

Xác định sức chịu tải của cọc

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

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

Trong đó

- φ : hệ số uốn dọc= 1

- m_1 : hệ số điều kiện làm việc, do cọc được nhồi bê tông theo phương đứng nên

$$m_1 = 0,85$$

- m_2 : hệ số điều kiện làm việc kể đến biện pháp thi công $m_2 = 0,7$

- F_b : Diện tích tiết diện cọc $F_{bt} = 1.13 \text{ m}^2$

-

- R_n : Cường độ chịu nén của bê tông cọc

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

-

- Cường độ của thép chịu lực

- F_a : Diện tích cốt thép chịu lực

$$\Rightarrow P_{VL}^c = 0,85 \cdot 0,7 \cdot \left(0,13 \cdot \left(\frac{\pi \cdot 120^2}{4} \right) + 2,4 \cdot 98,17 \right) = 1000,5(T)$$

Theo nền đất

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

$$Q_R = \varphi Q_n = \varphi q_p A_p$$

Với $Q_p = q_p A_p$;

Trong đó:

Q_p Sức kháng đỡ mũi cọc

Q_p Sức kháng đơn vị mũi cọc

φ_{qp} Hệ số kháng = 0,5

A_p Diện tích mũi cọc (mm²)

Xác định sức kháng mũi cọc :

Trong đó: $q_p = 3q_u K_{sp} d$

K_{sp} Khả năng chịu tải không thứ nguyên

d hệ số chiều sâu không thứ nguyên

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{S_d}{D}}{10 \sqrt{1 + 300 \cdot \frac{t_d}{S_d}}}$$

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

q_u Cường độ nén dọc trục trung bình của lõi đá (MPa) = 26MPa

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

S_d : Khoảng cách các đường nứt (mm). Lấy $S_d = 400$ mm.

t_d : Chiều rộng các đường nứt (mm). Lấy $t_d = 6$ mm. D : D :

Chiều rộng cọc (mm); $D = 1200$ mm.

H_s : Chiều sâu chôn cọc trong hố đá (mm). $H_s = 1000$ mm. D_s : D_s :

Đường kính hố đá (mm). $D_s = 1600$ mm.

Tính được : $d=1.2857$

$$K_{SP} = 0.14$$

$$\text{Vậy } q_p = 3 \cdot 26 \cdot 0.1421 \cdot 1.2857 = 1 \text{Mp} = 14.25 \text{T/m}^2$$

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

$$Q_R = \cdot Q_n = q_p \cdot A_p = 0.5 \cdot 1425 \cdot 0.62^2 \cdot \pi = 860 \text{(T)}$$

Trong đó:

Q_R : Sức kháng tính toán của các cọc.

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

A_s : Diện tích mặt cắt ngang mũi cọc

- *Xác định số lượng cọc khoan nhồi cho móng mố M₁*

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

$$R_{\text{Đáy dài}} = 3020.8 \text{ T}$$

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

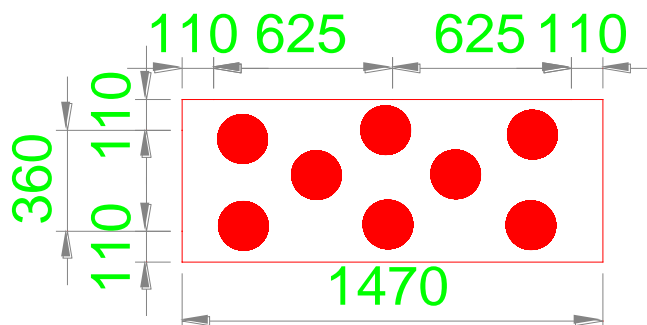
Đường kính cọc khoan nhồi). Ta có :

$$\text{Với } P = 860 \text{ T}$$

$$\text{Vậy số lượng cọc sơ bộ là : } n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 2 \times \frac{3064.3}{860} = 7.12 \text{ (cọc)}$$

Với β là hệ số kinh nghiệm lực ngang và momen $\beta = 2$

Dùng 8 cọc khoan nhồi $\varnothing 1,2 \text{ m}$ bố trí trên hình vẽ



Mặt bằng móng mố M2

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

3.2. Xác định số cọc tại trụ T1

- Xác định tải trọng lên trụ T1

- Do tĩnh tải

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

$$g_1 = 1,25 \cdot \frac{891,234 \times 2,5 + 1456,98 \times 2,5}{75 + 115} = 38,62 \text{ (T/m)}$$

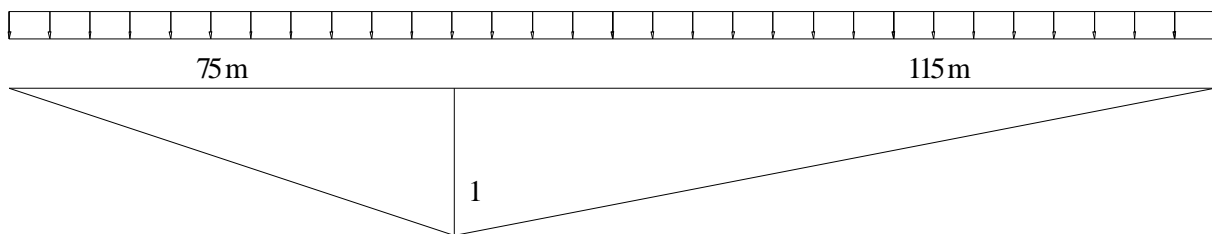
- Tĩnh tải lớp phủ và lan can, gờ chắn phân bố đều trên nhịp

$$g_2 = 1,5 \times (0,232375 + 0,16875 + 2,97) = 5,0567 \text{ (T/m)}$$

- Tổng tĩnh tải phân bố đều là:

$$g = g_1 + g_2 = 38,62 + 5,0567 = 4,6767 \text{ (T/m)}$$

Ta có đường ảnh hưởng áp lực lên trụ do tĩnh tải như hình vẽ (gần đúng):



Đường ảnh hưởng áp lực lên trụ T1

- Diện tích đường ảnh hưởng áp lực gối: $\omega = 95 \text{ m}^2$

+ Phản lực do tĩnh tải nhịp

$$DC_{nhịp} = 95 \times 38,62 = 3668,9 \text{ T}$$

+ Phản lực do tĩnh tải bản thân trụ

$$DC_{trụ} = 1,25 \times 734,05 \times 2,5 = 2293,9 \text{ T}$$

+ Phản lực do tĩnh tải lớp phủ và lan can

$$DW = 95 \times 5,0567 = 480,38 \text{ T}$$

➤ Do hoạt tải

- Do tải trọng HL93 + người (LL + PL)

$$LL = n \cdot m \gamma \cdot (1 + IM/100) \cdot (\sum P_i \cdot y_i) + 1,75 \omega (PL + W)$$

Trong đó

n : Số làn xe , n = 2.

m: Hệ số làn xe, m = 1

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

γ : Hệ số tải trọng, $\gamma = 1,75$

$(1 + IM/100) = 1,25$, với IM = 25%

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

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

ω : Diện tích đường ảnh hưởng.

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

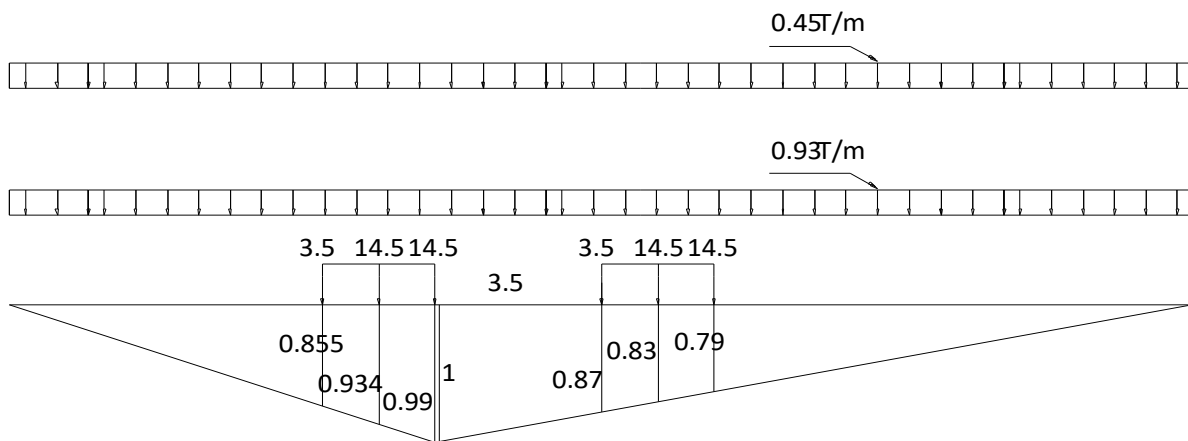
+PL : Tải trọng người, 3 KN/m² \Rightarrow Tải trọng người bộ hành dọc cầu

là PL = (1.5*3) = 4.5 KN/m=0.45 T/m

- Tính phản lực lên mô do hoạt tải

+ Chiều dài tính toán của nhịp L =190 m

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



Sơ đồ xếp tải ảnh hưởng lên trụ 1

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

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

$$LL_{HL-93K} = 14.5 * (1+0.943+0.795+0.832) + 3.5 * (0.885+0.87) + 95 * (2*0.45+0.93) = 231.76 T$$

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

$$LL_{HL-93M} = 11 * (1+0.99) + 45 * 0.93 = 63.74 T$$

$$\Rightarrow LL_{max} = \text{Max}(LL_{HL-93K}; LL_{HL-93M}) = LL_{HL-93K} = 231.76 T$$

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

$$LL = 2 * 1 * 1.75 * 1.25 * [14.5 * (1+0.943+0.795+0.832) + 3.5 * (0.885+0.87) + 1.75 * 95 * (2*0.45+0.93)] = 557.58 T$$

Tổng tải trọng tác dụng lên dầm đài

Vậy :

$$P_{\text{Dầm đài}} = 3668.9 + 2293.9 + 480.38 + 557.58 = 7000.76 T$$

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

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

Dự kiến chiều dài cọc là :17m

+Theo vật liệu làm cọc:

Chọn cọc khoan nhồi bằng BTCT đường kính $D = 1.2\text{m}$, khoan xuyên qua các lớp cát thô sạn có góc ma sát φ_f), lớp sét cát nâu có góc ma sát $\varphi_f =$ và lớp cuội sỏi, cát có góc ma sát $\varphi_f =$

Bê tông mác 300 có $R_n = 130 \text{ kg/cm}^2 = 1300\text{T/m}^2$

Cốt chịu lực 18 25 AII có $F = 88,36 \text{ cm}^2$, $R_a = 2400 \text{ kg/cm}^2 = 24000\text{T/m}^2$

Xác định sức chịu tải của cọc

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

Xác định sức chịu tải của cọc

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

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

Trong đó :

- : hệ số uốn dọc= 1
- m_1 : hệ số điều kiện làm việc, do cọc được nhồi bê tông theo phương đứng nên $m_1 = 0,85$
- m_2 : hệ số điều kiện làm việc kể đến biện pháp thi công $m_2 = 0,7$
- F_b : Diện tích tiết diện cọc $F_{bt} = 1.13 \text{ m}^2$
- R_n : Cường độ chịu nén của bê tông cọc
- R_a : Cường độ của thép chịu lực
- F_a : Diện tích cốt thép chịu lực

$$\Rightarrow P_{VL}^c = 0,85 \cdot 0,7 \cdot \left(0,13 \cdot \left(\frac{\pi 120^2}{4} \right) + 2,4 \times 88,36 \right) = 1000,5(T)$$

Theo nền đất

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

$$Q_R = \varphi Q_n = \varphi q_p Q_p$$

$$\text{Với } Q_p = q_p A_p;$$

Trong đó:

Q_p Sức kháng đỡ mũi cọc

q_p Sức kháng đơn vị mũi cọc

φ_{qp} Hệ số kháng = 0,5

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

A_p Diện tích mũi cọc (mm²)

Xác định sức kháng mũi cọc :

Trong đó: $q_p = 3q_u K_{sp} d$

K_{sp} Khả năng chịu tải không thứ nguyên
 d hệ số chiều sâu không thứ nguyên

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{S_d}{D}}{10 \sqrt{1 + 300 \cdot \frac{t_d}{S_d}}}$$

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

q_u Cường độ nén dọc trục trung bình của lõi đá (MPa) = 26MPa

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

S_d : Khoảng cách các đường nứt (mm). Lấy $S_d = 400$ mm.

t_d : Chiều rộng các đường 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). $H_s = 1000$ mm.

D_s : Đường kính hố đá (mm). $D_s = 1600$ mm

Tính được: $d = 1.5$

$$K_{SP} = 0.14$$

$$\text{Vậy } q_p = 3 * 26 * 0.1421 * 1.5 = 1 \text{Mp} = 16.63 \text{T/m}^2$$

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

$$Q_R = .Q_n = q_p \cdot A_p = 0.5 * 1663 * 0.62^2 * \pi = 940 \text{(T)}$$

Trong đó:

Q_R : Sức kháng tính toán của các cọc.

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

A_s : Diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc

- Xác định số lượng cọc khoan nhồi cho móng mố M_1

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

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

$$R_{\text{Đáy đài}} = 7000.76 \text{ T}$$

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

Đường kính cọc khoan nhồi). Ta có :

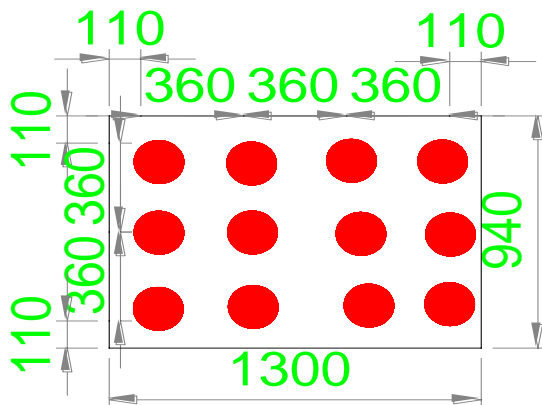
$$\text{Với } P = 940 \text{ T}$$

Vậy số lượng cọc sơ bộ là :

$$n_c = \beta \times \frac{R}{P} = 1,5 \times \frac{7000,76}{940} = 11,17 \text{ (cọc)}$$

Với β là hệ số kinh nghiệm lực ngang và momen $\beta = 2$

Dùng 12 cọc khoan nhồi $\varnothing 1,2 \text{ m}$ bố trí trên hình vẽ



Mặt bằng móng trụ T1

CHƯƠNG VI LỰA CHỌN PHƯƠNG ÁN KẾT CẤU CẦU

6.1 phương án 1 : Nhịp liên tục và nhịp dẫn đơn giản

6.1.1 ưu điểm

- Giảm thiểu được kinh phí vượt nhịp quá lớn
- Dáng cầu đẹp phù hợp với cảnh quan thành phố
- Không cần mặt bằng thi công rộng do đúc hẫng tại chỗ
- Kết cấu hiện đại, có ứng dụng các tiến bộ khoa học kỹ thuật, phù hợp với công nghệ thi công hiện nay cũng như phù hợp với xu thế phát triển của ngành cầu, đảm bảo giao thông thủy tốt, mặt bằng cầu thông thoáng.
- Khắc phục được các nhược điểm của cầu thép. Cầu BTCT bảo dưỡng ít hơn rất nhiều so c thép

-Tận dụng được vật liệu địa phương

-Mặt bằng cầu thông thoáng

-Trong sơ đồ cầu có nhiều nhịp giản đơn chỉ tồn tại momen dương (M+) làm căng thớ dưới
Nếu nối các nhịp đơn giản thành nhịp liên tục suất hiện momen âm làm giảm chỉ số momen dương
Tại mặt cắt giữa nhịp làm giảm kích thước và vật liệu tại khả năng vượt nhịp lớn

-Khi nối như vậy sẽ giảm được kích thước mũ trụ do chỉ bố trí 1 gối cầu dầm liên tục chịu tải trọng thẳng đứng hướng tâm và làm giảm momen lệch của tâm trụ , làm giảm được kích thước thân trụ và nền móng

-Đường đàn hồi của thân trụ là dạng đường cong chuyển tiếp dẫn đến sự khái thác êm thuận đặc biệt có ý nghĩa rất lớn trên đường cao tốc

-Do sự phối hợp phân phối tải trọng các nhịp liên kế mà momen hoạt tải của cấu kiện liên tục giảm đi 20 % so với cấu kiện đơn giản có cùng chiều dài nhịp

-giảm chi phí khi thi công tất cả các nhịp liên tục

6.1.2 nhược điểm

-Thời gian thi công lâu

-Dùng vật liệu bê tông lên trọng lượng bản thân lớn

-Phải nhập ngoại 1 số cấu kiện như cáp , gối cầu

-Tồn kém hệ giàn giáo

-Do liên tục lên kết cấu siêu tĩnh phát sinh ứng lực do : Lún mô trụ , Chênh lệch nhiệt độ , Co ngót từ biệt

-Tính toán thiết kế khó khăn

-Lực ngang tác dụng lên trụ có bố trí cố định lớn hơn

-Khe biến dạng của dầm liên tục dồn về một phía sẽ cấu tạo phức tạp và gây xung kích lớn

6.2 phương án 2 : Nhịp liên tục

6.2.1 ưu điểm

-Trong sơ đồ cầu có nhiều nhịp giản đơn chỉ tồn tại momen dương (M+) làm căng thớ dưới
Nếu nối các nhịp đơn giản thành nhịp liên tục suất hiện momen âm làm giảm chỉ số momen dương
Tại mặt cắt giữa nhịp làm giảm kích thước và vật liệu tại khả năng vượt nhịp lớn

GIAO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

-Khi nối như vậy sẽ giảm được kích thước mũ trụ do chỉ bố trí 1 gối cầu dầm liên tục chịu tải trọng thẳng đứng hướng tâm và làm giảm momen lệch của tâm trụ, làm giảm được kích thước thân trụ và nền móng

-Đường đàn hồi của thân trụ là dạng đường cong chuyển tiếp dẫn đến sự khái thác êm thuận đặc biệt có ý nghĩa rất lớn trên đường cao tốc

-Do sự phối hợp phân phối tải trọng các nhịp liên kề mà momen hoạt tải của cầu kiện liên tục giảm đi 20 % so với cầu kiện đơn giản có cùng chiều dài nhịp

6.2.2 nhược điểm

Thời gian thi công lâu

-Dùng vật liệu bê tông lên trọng lượng bản thân lớn

-Phải nhập ngoại 1 số cấu kiện như cáp, gối cầu

-Tốn kém hệ giàn giáo

-Do liên tục lên kết cấu siêu tĩnh phát sinh ứng lực do : Lún mô trụ, Chênh lệch nhiệt độ, Co ngót từ biết

-Tính toán thiết kế khó khăn

-Lực ngang tác dụng lên trụ có bố trí cố định lớn hơn

-Khe biến dạng của dầm liên tục dồn về một phía sẽ cấu tạo phức tạp và gây xung kích lớn

-Tốn kém khi vượt nhịp quá lớn khi không cần thiết.

Lựa chọn phương án và kiến nghị

Qua so sánh, phân tích ưu, nhược điểm, chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật của các phương án. Xét năng lực, trình độ công nghệ, khả năng vật tư thiết bị của các đơn vị xây lắp trong nước, nhằm nâng cao trình độ, tiếp cận với công nghệ thiết kế và thi công tiên tiến, đáp ứng cả hiện tại và tương lai phát triển của khu kinh tế. Cảnh quan kiến trúc xung quanh. Nhận thấy phương án 1 là hợp lý. Cầu thi công theo công nghệ đúc hẫng cân bằng là công nghệ khá phổ biến hiện nay mà không cần vượt nhịp quá lớn nhờ nhịp dẫn đơn giản. Do đó có thể tận dụng tốt kinh nghiệm của các nhà thầu trong nước.

Kiến nghị: Xây dựng cầu theo phương án 1

Cầu liên tục 3 nhịp liên tục+nhịp dẫn : $55+86+55+35+35$ m có tiết diện với chiều cao thay đổi. Tổng chiều dài toàn cầu là 266 m.

CHƯƠNG VII:

THIẾT KẾ DẦM CHỦ DẦM BIÊN CHỮ TBTCT DƯỠNG SAU NHỊP 35m

*Số liệu thiết kế:

- Chiều dài dầm: $L = 35\text{m}$.
- Chiều dài tính toán:
- Chiều dài tính toán cầu dầm đơn giản một nhịp:

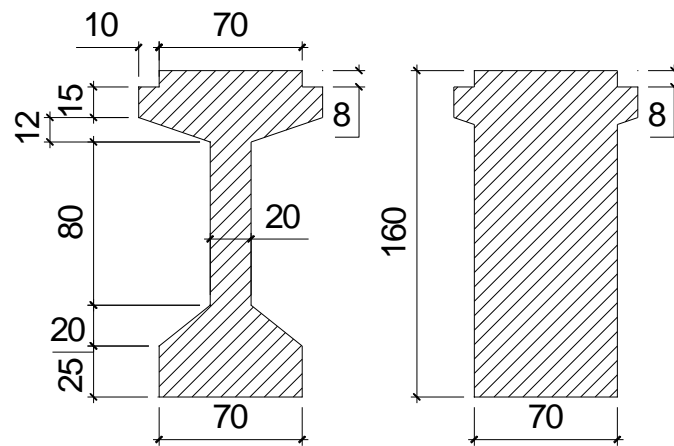
$$l_{\text{tính toán}} = L_{\text{toàn dầm}} - 2a.$$

Trong đó:

- + a : Khoảng cách từ đầu dầm đến tim gối; Chọn $a = 40\text{cm}$.
- + $L_{\text{Toàn dầm}}$: Chiều dài toàn dầm; $L = 35\text{m}$.
- + $l_{\text{Tính toán}} = 35 - 2 \times 0,4 = 34,2\text{m}$.
- Tải trọng thiết kế:
 - + Hoạt tải: $0,65\text{HL93}$.
 - + Tải trọng người đi: $PL = 3,9\text{KN/m}^2$.
- Bề rộng đường xe chạy: $B_1 = 9,5\text{m}$.
- Số lượng và khoảng cách giữa các dầm chủ: Chọn :
 - + Số dầm chủ là 6 dầm.
 - + Khoảng cách giữa các dầm chủ là 230cm .
- Chiều cao dầm chủ: $h_{\text{DC}} = 160\text{cm}$.
- Chiều rộng sườn dầm: $b = 20\text{cm}$.
- Chiều dày bản mặt cầu: $h_f = 20\text{cm}$.
- Vạch sơn : $B = 25\text{cm}$.
- Bề rộng lề người đi: $T = 1,5\text{m}$.
- Lan can tay vịn: 50cm .
- Số làn xe thiết kế: $n = 2$
- Dạng kết cấu nhịp: Cầu dầm.
- Dạng mặt cắt: Chữ I.
- Vật liệu kết cấu: BTCT dự ứng lực.
- Công nghệ chế tạo: Căng sau.
- Cấp Bê tông:

- + Dầm chủ: $f'_c = 40\text{MPa}$.
- + Bản mặt cầu: $f'_c = 30\text{MPa}$.
- Tỷ trọng bê tông: $\gamma_c = 2,5 \times 10 = 25\text{KN/m}^3$.
- Loại cốt thép dự ứng lực: Tào thép 7 sợi xoắn đường kính 15,2 mm.
- Cường độ chịu kéo tiêu chuẩn: $f_{pu} = 1860\text{MPa}$ (theo ASTM A461M).
- Thép thường G60: $f_u = 620\text{MPa}$; $f_y = 420\text{MPa}$.
- Phân cánh hẫng: $S_k = 1,25$ m.
- Tiêu chuẩn thiết kế: 22TCN272-05.

7.1. Cấu tạo dầm chủ:



Hình 7.1: Cấu tạo dầm chủ.

7.2. Lựa chọn các hệ số:

7.2.1. Hệ số làn:

- + Số làn thiết kế: $n=2$ làn
- + Hệ số làn: $m=1,0$.

7.2.2. Các hệ số do tĩnh tải:

*Bảng 7.1: Các hệ số tĩnh tải.

Loại tải trọng	TTGH cường độ 1	TTGH sử dụng
GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN DC	1,25/0,9	1 SINH VIÊN THỰC HIỆN

DW	1,5/0,65	1
----	----------	---

7.2.3. Hệ số sức kháng :

Trạng thái giới hạn cường độ thi công theo phương pháp thông thường: ϕ

- Dùng cho uốn và kéo BTCT: 0,90
- Dùng cho uốn và kéo BTCT dự ứng lực : 1,00
- Dùng cho cắt và xoắn : 0,90
- Nén tại neo: 0,80
- Trạng thái giới hạn khác : 1,00

7.2.4. Hệ số phân bố ngang của hoạt tải theo làn:

7.2.4.1. Tỷ số môđun đàn hồi giữa dầm và bản:

$$n = \frac{E_{cdam}}{E_{cbản}}$$

Mô đun đàn hồi của dầm: $E_{cdam} = 0,043 \cdot y_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_c'} = 0,043 \cdot 2500^{1,5} \cdot \sqrt{40} = 33994 \text{MPa}$

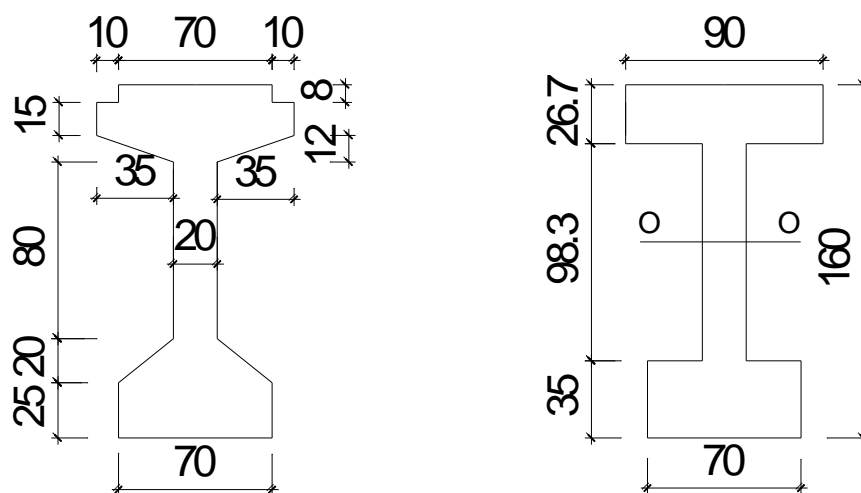
Mô đun đàn hồi của bản mặt cầu: $E_{cbản} = 0,043 \cdot y_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_c'} = 0,043 \cdot 2500^{1,5} \cdot \sqrt{30} = 29440 \text{MPa}$

Trong đó: $y_c = 2500 \text{kg/m}^3$ là tỷ trọng bê tông.

$$\Rightarrow n = \frac{E_{cdam}}{E_{cbản}} = \sqrt{\frac{f_{cB}'}{f_{cD}'}} = \sqrt{\frac{40}{30}} = 1,155$$

7.2.4.2. Tính hệ số Kg:

Để tính được hệ số Kg ta cần tính khoảng cách từ trọng tâm của bản đến trọng tâm của dầm chủ. Qui đổi tiết diện dầm chủ CHỮ T về tiết diện tính toán như hình dưới :



GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

Hình 7.2. Tiết diện quy đổi.

Diện tích mặt cắt ngang dầm tính đổi: $A_g = 0,9 \cdot 0,267 + 0,2 \cdot 0,983 + 0,35 \cdot 0,70 = 0,682 \text{ m}^2$

Momen tĩnh $S_x = 0,7 \cdot 0,35 \cdot 0,175 + 0,2 \cdot 0,983 \cdot 0,8415 + 0,9 \cdot 0,267 \cdot 1,4665 = 0,561 \text{ m}^3$

Tung độ của trục trung hòa so với đáy dầm cầu:

$$y_d = \frac{S_x}{A} = \frac{0,561}{0,682} = 0,822 \text{ (m)} = 822 \text{ (mm)}$$

$$\Rightarrow y_d = \frac{S_{x-x}}{A} = 0,822 = 822 \text{ mm} \Rightarrow y_t = d - y_d = 778 \text{ mm}$$

Khoảng cách giữa trọng tâm dầm đến trọng tâm bản mặt cầu:

$$e_g = d - y_d + t_s/2 = 1600 - 822 + 200/2 = 878 \text{ mm} = 0,878 \text{ m}$$

Mômen quán tính của dầm là đối với trục trung hòa I-I :

$$I_{x-x} = \frac{0,2 \cdot 1,6^3}{12} + 0,2 \cdot 1,6(0,822 - 1,6/2)^2 + (0,9 - 0,2) \cdot \frac{0,267^3}{12} + (0,9 - 0,2) \cdot 0,267 \cdot (0,778 - 0,267/2)^2 + (0,7 - 0,2) \cdot \frac{0,35^3}{12} + (0,7 - 0,2) \cdot 0,35 \cdot (0,822 - 0,35/2)^2 = 0,222 \text{ m}^4$$

$$I_{I-I} = 0,222 \text{ m}^4$$

Tham số độ cứng dọc: $K_g = n \cdot (I + A_g \cdot e_g^2) = 1,155 \cdot (0,222 + 0,682 \cdot 0,878^2)$

$$K_g = 0,864 \text{ m}^4 = 8,64 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4.$$

7.2.4.3. Tính hệ số phân bố ngang của hoạt tải đối với moment :

* **Đối với dầm trong:**

Một làn xe chất tải; hệ số phân bố ngang m_g được xác định theo công thức:

$$m_g^{SI} = 0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \cdot \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0,1}$$

$$= 0,06 + \left(\frac{2300}{4300}\right)^{0,4} \cdot \left(\frac{2300}{35200}\right)^{0,3} \cdot \left(\frac{8,64 \cdot 10^{11}}{35200 \cdot 200^3}\right)^{0,1} = 0,45$$

Hai làn xe chất tải; hệ số phân phối ngang m_g được xác định theo công thức:

$$m_g^{MI} = 0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \cdot \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0,1}$$

$$= 0,075 + \left(\frac{2300}{2900}\right)^{0,6} \cdot \left(\frac{2300}{35200}\right)^{0,2} \cdot \left(\frac{8,64 \cdot 10^{11}}{35200 \cdot 200^3}\right)^{0,1} = 0,64$$

Chú ý rằng: hệ số phân phối tải trọng tính ở trên cho một làn chất tải đã bao gồm hệ số làn xe 1,2, vì vậy giá trị này chỉ được sử dụng cho trạng thái giới hạn cường độ và sử dụng. Hệ số làn xe này không được dùng cho trạng thái giới hạn mỏi, khi tính cho trạng thái giới hạn mỏi thì hệ số làn xe

phải được chia cho 1,2.

$$mg_M = \max(mg_M^{SI}, mg_M^{MI}) = 0,64$$

Đối với tải trọng người đi bộ thì : $g_{PL}^M = \frac{2T}{N_b} = \frac{2 \times 1,5}{6} = 0,5$

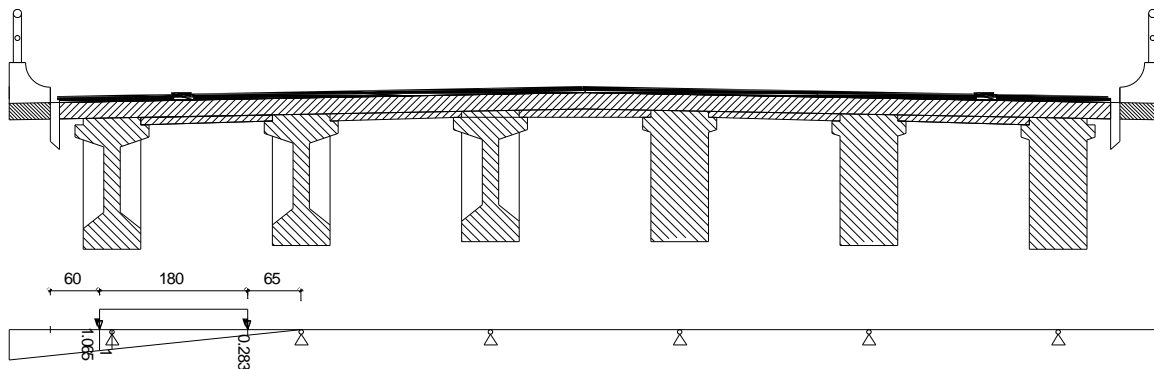
b. Đối với dầm biên:

- Trường hợp 1 làn chất tải:

Đối với trường hợp này, theo tiêu chuẩn ta áp dụng phương pháp đòn bẩy để tính toán và hệ số PPTT đối với xe tải 2 trục và 3 trục là như nhau, cụ thể tính toán được trình bày như sau:

$$mg_M = \frac{1}{2}(1.065 + 0.283) = 0,674$$

Khi tính toán theo phương pháp đòn bẩy ta phải xét hệ số làn m, với một làn xe ta có m=1,2 nên hệ số phân phối tải trọng là $mg_M = 0,674 \cdot 1,2 = 0,809$



Hình : Đường ảnh hưởng của dầm biên

- Trường hợp 2 làn thiết kế chịu tải:

Đối với trường hợp này, theo tiêu chuẩn ta xác định hệ số phân phối tải trọng như nhau:

$$mg_M = e \cdot mg_M(\text{giữa})$$

Trong đó: $e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$, với d_e là khoảng cách từ tim dầm biên đến mép bệ lan can, phạm vi áp dụng là $-300 \leq d_e \leq 1700$. Với trường hợp này, ta có $d_e = 750$

Suy ra : $e = 0,77 + \frac{750}{2800} = 1,04$

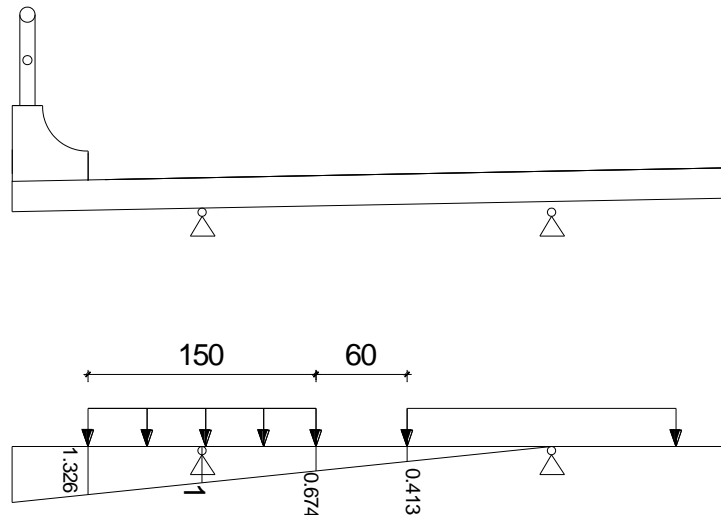
$$\Rightarrow mg_M^{ME} = 1,04 \times 0,64 = 0,66$$

Vậy ta chọn giá trị lớn nhất trong hai giá trị 1 làn xe và 2 làn xe thiết kế

$$mg_M = \max(mg_M^{MEI}; mg_M^{MEH}) = 0,809$$

Trường hợp xe và người đi bộ đi đúng phần của mình.

Cách xếp tải trọng tuân theo quy định 3.6.1.3 22TCN272-2005.



Đối với trường hợp này, theo tiêu chuẩn ta áp dụng phương pháp đòn bẩy để tính toán và hệ số PPTT đối với xe tải 2 trục và 3 trục là như nhau, cụ thể tính toán được trình bày như sau:

$$mg_M = \frac{1}{2} * 0.413 = 0,206$$

Với người bộ hành.

$$g_{PL} = \Sigma \omega^+ = (1,326 + 0,674) * 1,5 / 2 = 1,5$$

Khi tính toán theo phương pháp đòn bẩy ta phải xét hệ số làn m, với một làn xe ta có m=1,2 nên hệ số phân phối tải trọng là $mg_M = 0,206 * 1,2 = 0,248$

7.2.4.4. Tính hệ số phân bố ngang của hoạt tải đối với lực cắt :

* **Đối với dầm trong:**

$$\text{Trường hợp 1 làn chất tải: } mg_V^{1lan} = 0,36 + \frac{S}{7600} = 0,36 + \frac{2300}{7600} = 0,663$$

Trường hợp 2 làn chất tải:

$$mg_V^{2lan} = 0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^2 = 0,2 + \frac{2300}{3600} - \left(\frac{2300}{10700} \right)^2 = 0,79$$

$$mg_V = \max(mg_V^{1lan}, mg_V^{2lan}) = 0,79$$

$$\text{Đối với tải trọng người đi bộ thì: } g_{PL}^M = \frac{2T}{N_b} = \frac{2 * 1,5}{6} = 0,5$$

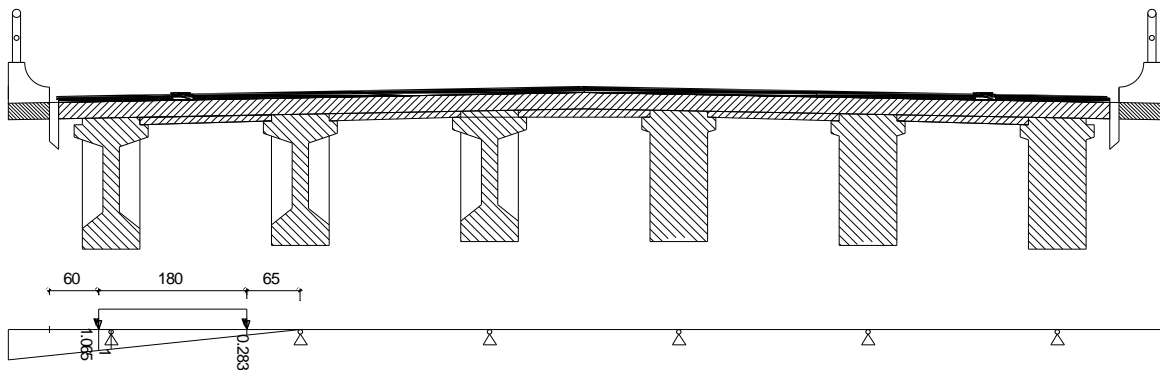
b. Đối với dầm biên:

-Trường hợp 1 làn chất tải:

Đối với trường hợp này, ta áp dụng phương pháp đòn bẩy để tính toán và hệ số PPTT đối với xe tải 2 trục và 3 trục là như nhau, cụ thể tính toán được trình bày như phần trên:

$$mg_v = 0,674$$

Khi tính toán theo phương pháp đòn bẩy ta phải xét hệ số làn m, với một làn xe ta có $m=1,2$ nên hệ số phân phối tải trọng là $m_v=0,674.1,2=0,809$



Hình : Đường ảnh hưởng của dầm biên

-Trường hợp 2 làn thiết kế chịu tải:

Đối với trường hợp này, theo tiêu chuẩn ta xác định hệ số phân phối tải trọng như nhau:

$$mg_v = e.mg_{v(\text{giữa})}$$

Trong đó: $e = 0,6 + \frac{d_e}{2800}$, với d_e là khoảng cách từ tim dầm biên đến mép đá vữa, phạm vi áp dụng

là $-300 \leq d_e \leq 1700$. Với trường hợp này, ta có $d_e = 750$

Suy ra : $e = 0,77 + \frac{750}{2800} = 1,04 < 1$

$$\Rightarrow mg_M^{ME} = 1,04 \times 0,79 = 0,822$$

Vậy ta chọn giá trị lớn nhất trong hai giá trị 1 làn xe và 2 làn xe thiết kế

$$mg_M = \max(mg_M^{MEI}; mg_M^{MEII}) = 0,822$$

7.3. Hệ số điều chỉnh tải trọng:

$$\eta = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1: \text{ hệ số điều chỉnh tải trọng}$$

η_D = hệ số liên quan tính dẻo, $\eta_D = 1,00$.

η_R = Hệ số liên quan đến tính dư, $\eta_R = 1,00$.

η_I = Hệ số liên quan đến tầm quan trọng trong khai thác, $\eta_I = 1,00$.

$$\eta = \frac{1}{1,00 \times 1,00 \times 1} = 1 \leq 1.$$

7.4. Xác định nội lực tại các mặt cắt đặc trưng:

7.4.1. Xác định tĩnh tải tác dụng lên dầm chủ:

- Tĩnh tải giai đoạn 1 (dầm chủ) :

$$DC_1 = \frac{3886,05 + 249,06}{6 \times 36} = 19,14 \text{ kN/m}$$

- Tĩnh tải giai đoạn 2 (bản mặt cầu+tấm đan+dầm ngang):

$$DC_2 = \frac{(79,13 + 2395,01) + 557,75 + (5,73 + 172,68)}{6 \times 36} = 14,86 \text{ KN/m}$$

- Tĩnh tải giai đoạn 3:(lan can tay vịn):

$$DC_3 = \frac{(350,75 + 11,61)}{6 \times 36} = 1,68 \text{ kN/m.}$$

- Tĩnh tải các lớp mặt cầu:

$$DC_{DW} = \frac{28,73}{6} = 4,79 \text{ kN/m.}$$

7.5. Đường ảnh hưởng mômen và lực cắt tại các mặt cắt đặc trưng:

7.5.1. Xác định các mặt cắt đặc trưng:

+ Mặt cắt tại gối $x_0 = 0$.

+ Mặt cắt $L/8$, $x_2 = 4,4\text{m}$.

+ Mặt cắt $L/4$, $x_3 = 8,8\text{m}$.

+ Mặt cắt $3L/8$, $x_4 = 13,2\text{m}$.

+ Mặt cắt $L/2$, $x_5 = 17,6\text{m}$.

7.5.2. Đường ảnh hưởng mô men, lực cắt và sơ đồ xếp tải lên đường ảnh hưởng tại các mặt cắt đặc trưng:

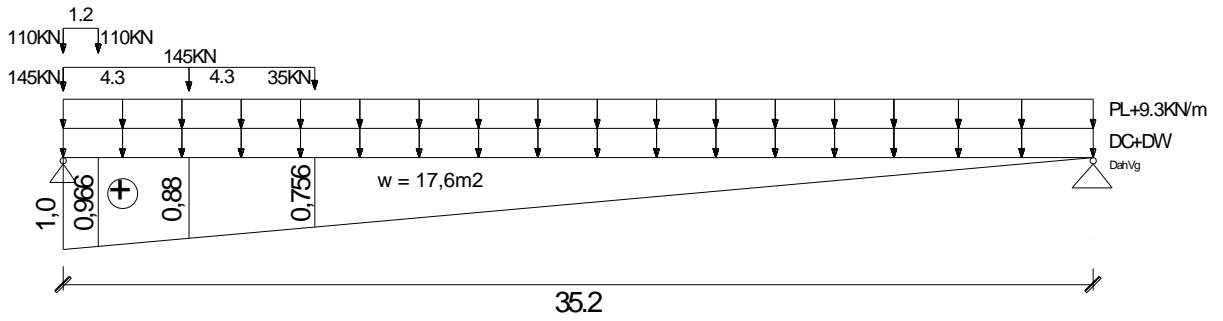
GIÁO TRÌNH HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

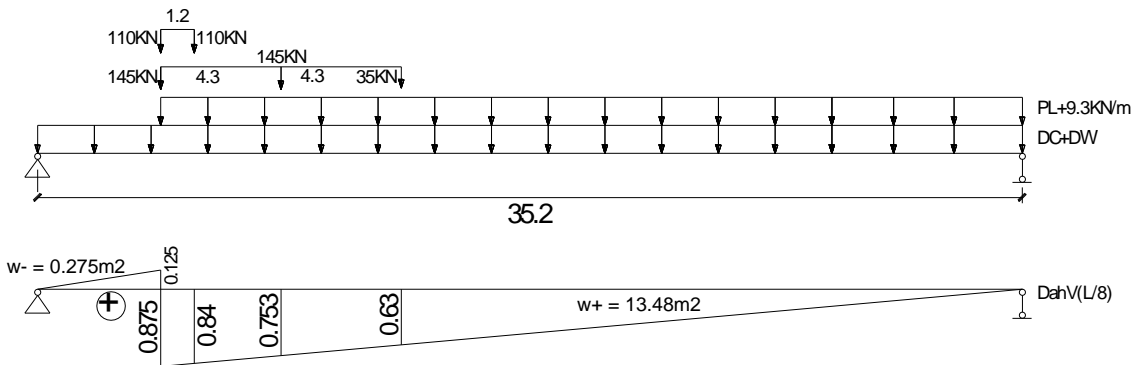
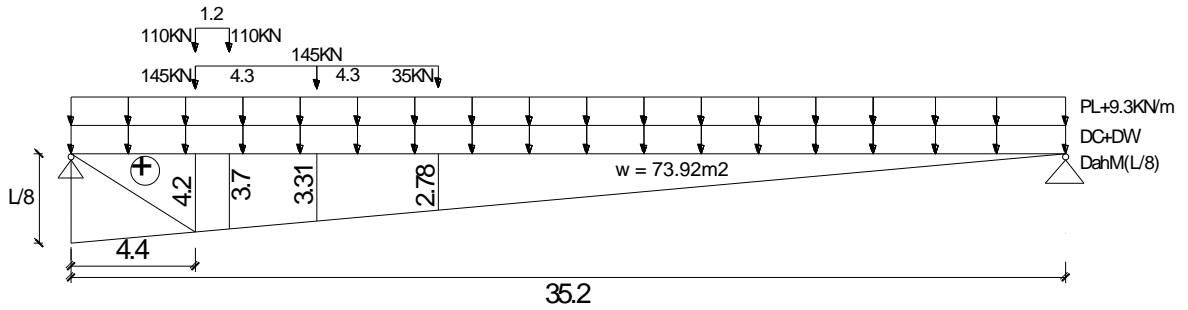
Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

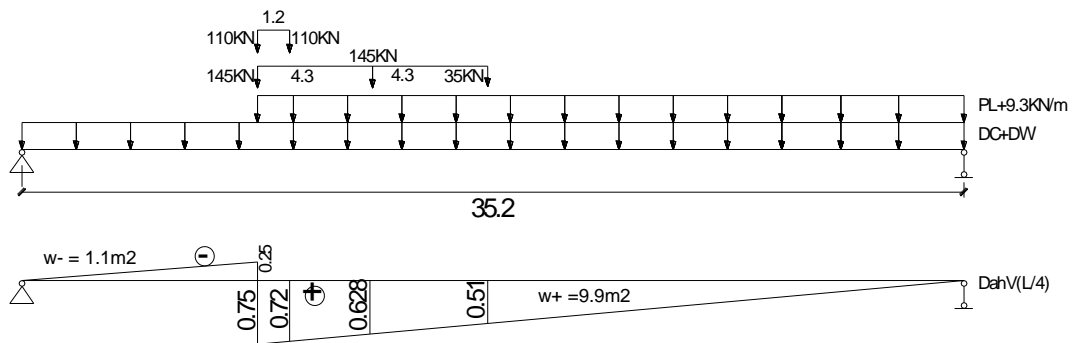
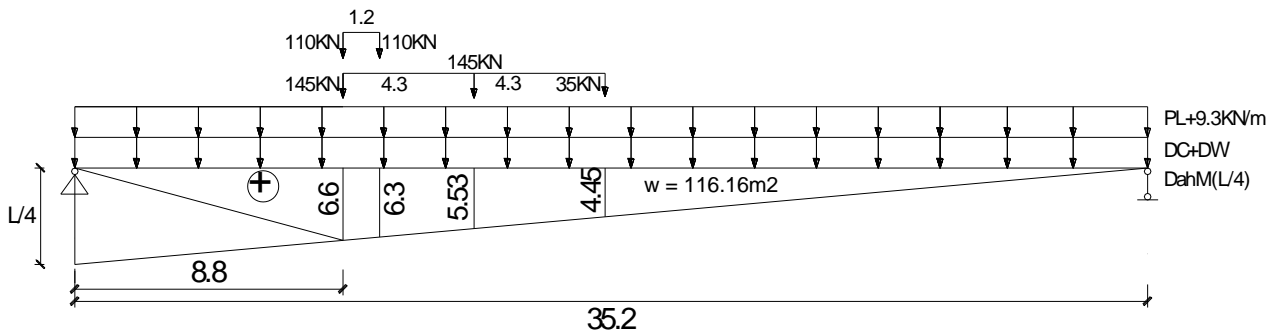
+ Mặt cắt tại gối. $x_0 = 0$, (Mô men = 0)



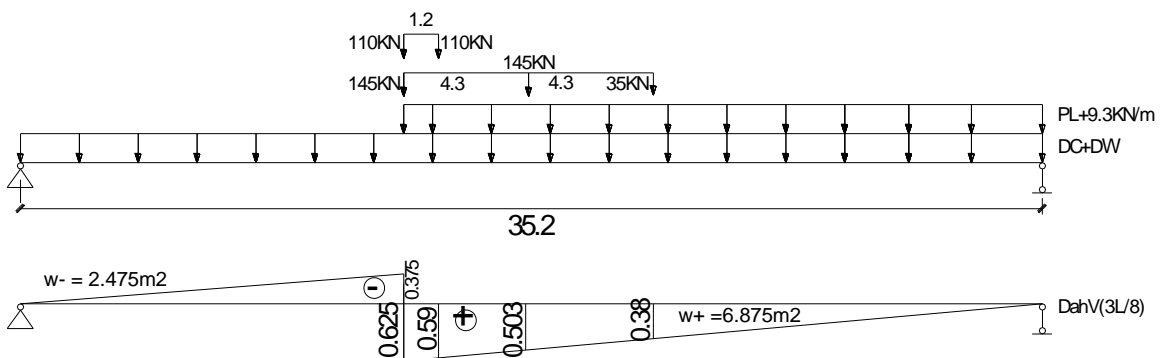
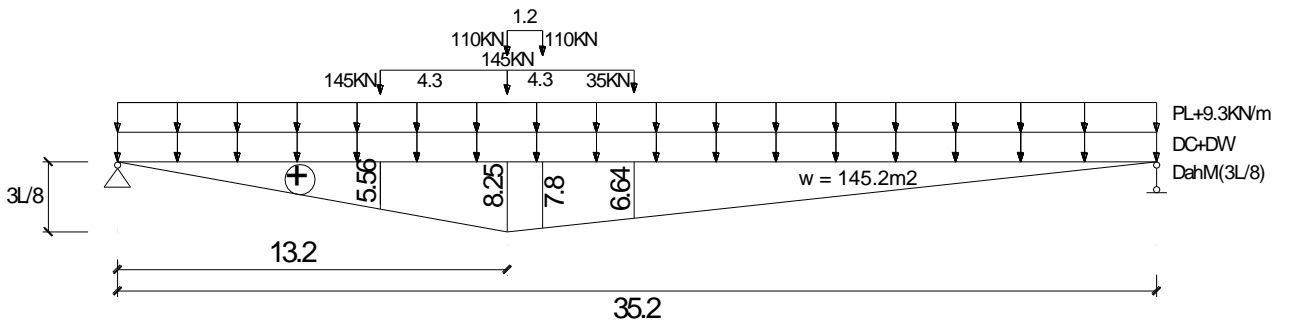
+ Mặt cắt $L/8$ $x_1 = 4,4$ m.



+ Mặt cắt $L/4$. $X_2 = 8,8$ m.



+ Mặt cắt 3L/8. $X_3 = 13,2\text{m}$.



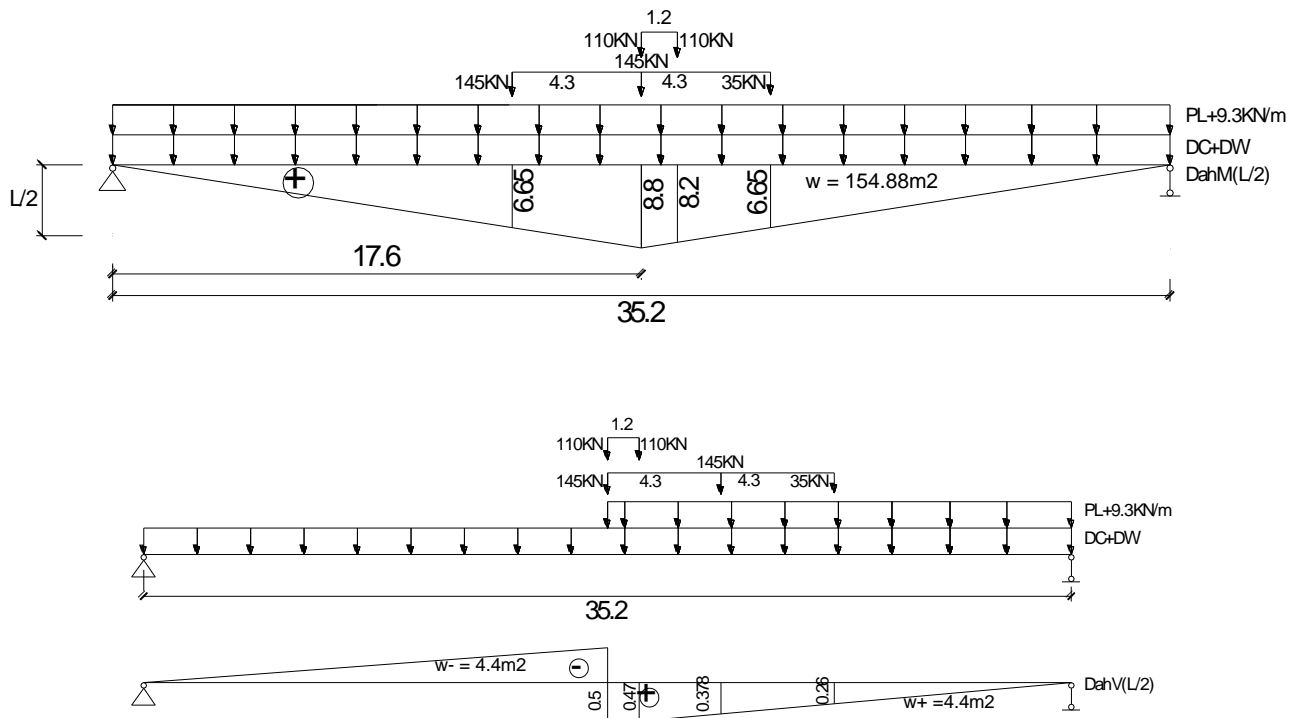
GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

+ Mặt cắt L/2. $X_4 = 17,6m$.



7.6. Tổ hợp nội lực do tĩnh tải tác dụng lên dầm theo TTGH cường độ 1, TTGHSD:

7.6.1. Mô men do tĩnh tải tác dụng lên dầm:

$$M_{DC+DW}^{CD1} = \eta(\gamma_{DC1} \cdot DC_1 + \gamma_{DC2} \cdot DC_2 + \gamma_{DC3} \cdot DC_3 + \gamma_{DW} \cdot DW) \cdot \omega$$

Trong đó: $\gamma_{DC1} = \gamma_{DC2} = \gamma_{DC3} = 1,25; \gamma_{DW} = 1,5$

$$M_{DC+DW}^{SD} = \eta(\gamma_{DC1} \cdot DC_1 + \gamma_{DC2} \cdot DC_2 + \gamma_{DC3} \cdot DC_3 + \gamma_{DW} \cdot DW) \cdot \omega$$

Trong đó: $\gamma_{DC1} = \gamma_{DC2} = \gamma_{DC3} = 1,0; \gamma_{DW} = 1,0$

***Bảng 7.2: Bảng tổng hợp mô men do tĩnh tải tác dụng lên dầm theo TTGHCD1 và TTGHSD:**

Mặt cắt	η	γ_{DC}	γ_{DW}	DC1 (KN/m)	DC2 (KN/m)	DC3 (KN/m)	DW (KN/m)	Dt d.a.h (m ²)	M_{DC+DW}^{CD1} (KN.m)	M_{DC+DW}^{SD} (KN.m)
X ₀	1	1.25	1.5	19.14	14.86	1.68	4.79	0	0	0
X ₁	1	1.25	1.5	19.14	14.86	1.68	4.79	67.76	3508.95	2742.25

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

X ₂	1	1.25	1.5	19.14	14.86	1.68	4.79	116.16	6015.35	4701
X ₃	1	1.25	1.5	19.14	14.86	1.68	4.79	145.2	7519.18	5876.24
X ₄	1	1.25	1.5	19.14	14.86	1.68	4.79	154.88	8020.46	6268

7.6.2. Lực cắt do tĩnh tải tác dụng lên dầm:

$$V_{DC+DW}^{CD1} = \eta(\gamma_{DC1} \cdot DC_1 + \gamma_{DC2} \cdot DC_2 + \gamma_{DC3} \cdot DC_3 + \gamma_{DW} \cdot DW) \cdot \sum \omega$$

Trong đó: $\gamma_{DC1} = \gamma_{DC2} = \gamma_{DC3} = 1,25; \gamma_{DW} = 1,5$

$$V_{DC+DW}^{SD} = \eta(\gamma_{DC1} \cdot DC_1 + \gamma_{DC2} \cdot DC_2 + \gamma_{DC3} \cdot DC_3 + \gamma_{DW} \cdot DW) \cdot \sum \omega$$

Trong đó: $\gamma_{DC1} = \gamma_{DC2} = \gamma_{DC3} = 1,0; \gamma_{DW} = 1,0$

***Bảng 7.3. Bảng tổng hợp lực cắt do tĩnh tải tác dụng lên dầm theo TTGHCD1 và TTGHSD:**

Mặt cắt	η	γ_{DC}	γ_{DW}	DC ₁	DC ₂	DC ₃	DW	Diện tích đ.a.h(m ²)			V _{DC+DW} ^{CD1} KN.m	V _{DC+DW} ^{SD} KN.m
				(KN/m)	(KN/m)	(KN/m)	(KN/m)	$\omega^{(+)}$	$\omega^{(-)}$	$\sum \omega$	(KN.m)	(KN.m)
X ₀	1	1.25	1.5	19.14	14.86	1.68	4.79	17.6	0	17.6	911.42	712.27
X ₁	1	1.25	1.5	19.14	14.86	1.68	4.79	13.17	0.28	12.89	683.56	534.2
X ₂	1	1.25	1.5	19.14	14.86	1.68	4.79	9.62	1.07	8.55	455.71	356.14
X ₃	1	1.25	1.5	19.14	14.86	1.68	4.79	6.68	2.4	4.28	227.85	178.07
X ₄	1	1.25	1.5	19.14	14.86	1.68	4.79	4.275	4.275	0	0	0

7.7. Tổ hợp nội lực do hoạt tải tác dụng lên dầm theo TTGH cường độ 1, TTGHSD:

7.7.1. Tổ hợp mô men do hoạt tải gây ra:

$$M_{LL+PL}^{CD1} = \eta \{ \gamma_{LL} \times mg_{LL}^M (1 + IM) \sum P_i \times y_i + \gamma_{LL} \times mg_{LL}^M \times 9,3 \times \omega + \gamma_{PL} \times g_{PL}^M \times PL \times \omega \}$$

Trong đó:

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

$$\sum P_i y_i = \max(0,65 \sum_{3Tr} P_i y_i; 0,65 \sum_{2Tr} P_i y_i)$$

=max{0,65(145y₁+145y₃+35y₄);0,65(110y₁+110y₂)}=0,65(145y₁+145y₃+35y₄) =>chọn xe 3 trục để tính toán.

***Bảng 7.4: Bảng tổng hợp mô men do hoạt tải tác dụng lên dầm theo TTGHCD1 và TTGHSD:**

Mặt cắt	η	Hệ số xung kích 1+IM	Hệ số phân bố tải trọng		TTL (KN/m)	PL (KN/m ²)	γ_{LL}	γ_{PL}	Diện tích Đ.A. H ω (m ²)	Tung độ đường ảnh hưởng(m)			M_{LL+PL}^{CD1} (KN.m)	M_{LL+PL}^{SD} (KN.m)
			mg_{LL}^M	g_{PL}^M						y1	y2	y3		
X ₀	1	1.25	0.81	0.5	9.3	3.9	1.75	1.75	0	0	0	0	0	0
X ₁	1	1.25	0.81	0.5	9.3	3.9	1.75	1.75	63.59 4	3.74	3.2	2.67	2260.5 5	1291.7 4
X ₂	1	1.25	0.81	0.5	9.3	3.9	1.75	1.75	109.6 1	6.41	5.34	4.26	3837.1 9	2192.6 8
X ₃	1	1.25	0.81	0.5	9.3	3.9	1.75	1.75	137.1 4	8.02	6.4	5.33	4615.4 2	2637.3 8
X ₄	1	1.25	0.81	0.5	9.3	3.9	1.75	1.75	146.2 1	8.55	6.4	6.4	5025.4 6	2871.6 9

7.7.2. Tổ hợp lực cắt do hoạt tải gây ra:

$$V_{LL+PL}^{CD1} = \eta \{ \gamma_{LL} \times mg_{LL}^V (1+IM) \sum P_i \times y_i + \gamma_{LL} \times mg_{LL}^V \times 9,3 \times \omega^+ + \gamma_{PL} \times g_{PL}^V \times PL \times \omega^+ \}$$

Trong đó:

$$\sum P_i y_i = \max(0,65 \sum_{3Tr} P_i y_i; 0,65 \sum_{2Tr} P_i y_i) = \max\{0,65(145y_1+145y_3+35y_4);0,65(110y_1+110y_2)\}$$

=0,65(145y₁+145y₃+35y₄) =>chọn xe 3 trục để tính toán.

***Bảng 7.5. Bảng tổng hợp lực cắt do hoạt tải tác dụng lên dầm theo TTGHCD1 và TTGHSD:**

Mặt cắt	n	Hệ số xung kích	Hệ số phân bố tải trọng		TTL	PL	γ_{LL}	γ_{PL}	Diện tích Đ.A.H	Tung độ đường ảnh hưởng(m)			V_{LL+PL}^{CD1}	V_{LL+PL}^{SD}
			1+IM	mg_{LL}^V						g_{PL}^V	KN/m	KN/m ²		
X ₀	1	1.25	0.822	0.5	9.3	3.9	1.75	1.75	17.1	1	0.874	0.747	644.67	368.38
X ₁	1	1.25	0.822	0.5	9.3	3.9	1.75	1.75	13.17	0.88	0.75	0.62	527.93	301.67
X ₂	1	1.25	0.822	0.5	9.3	3.9	1.75	1.75	9.62	0.75	0.625	0.5	420.42	240.24
X ₃	1	1.25	0.822	0.5	9.3	3.9	1.75	1.75	6.68	0.625	0.5	0.37	322.15	184.08
X ₄	1	1.25	0.822	0.5	9.3	3.9	1.75	1.75	4.275	0.5	0.375	0.25	233.11	133.2

7.8. Tổ hợp nội lực do tĩnh tải và hoạt tải tác dụng lên dầm theo TTGHCD1 và TTGHSD tại các mặt cắt đặc trưng:

***Mômen:**

$$M_u^{CD1} = M_{DC+DW}^{CD1} + M_{LL+PL}^{CD1}$$

$$M_u^{SD} = M_{DC+DW}^{SD} + M_{LL+PL}^{SD}$$

***Bảng 7.6: Bảng tổ hợp nội lực do tĩnh tải và hoạt tải(M)**

Mặt cắt	M_{DC+DW}^{CD1}	M_{DC+DW}^{SD}	M_{LL+PL}^{CD1}	M_{LL+PL}^{SD}	M_u^{CD1}	M_u^{SD}
	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)
X ₀	0	0	0	0	0	0
X ₁	3508.95	2742.25	2260.55	1291.74	5769.5	4034
X ₂	6015.35	4701	3837.19	2192.68	9852.5	6893.7
X ₃	7519.18	5876.24	4615.42	2637.38	12135	8513.6
X ₄	8020.46	6268	5025.46	2871.69	13046	9139.7

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

***Lực cắt:**

$$V_u^{CD1} = V_{DC+DW}^{CD1} + V_{LL+PL}^{CD1}$$

$$V_u^{SD} = V_{DC+DW}^{SD} + V_{LL+PL}^{SD}$$

***Bảng 7.7: Bảng tổ hợp nội lực do tĩnh tải và hoạt tải(V)**

Mặt cắt	V_{DC+DW}^{CD1}	V_{DC+DW}^{SD}	V_{LL+PL}^{CD1}	V_{LL+PL}^{SD}	V_u^{CD1}	V_u^{SD}
	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)
X ₀	911.42	712.27	644.67	368.38	1556.1	1080.7
X ₁	683.56	534.2	527.93	301.67	1211.5	835.87
X ₂	455.71	356.14	420.42	240.24	876.13	596.38
X ₃	227.85	178.07	322.15	184.08	550	362.15
X ₄	0	0	233.11	133.2	233.11	133.2

7.9. Tính toán và bố trí cốt thép:

7.9.1. Chọn sơ bộ số lượng cáp dự ứng lực:

*** Đặc trưng vật liệu:**

- Dùng loại tao thép tự chùng thấp $D_{PS} = 15,2$ mm theo tiêu chuẩn ASTM A416M
- Loại cốt thép dự ứng lực: tao thép 7 sợi xoắn đường kính 15,2 mm.
- Cường độ chịu kéo tiêu chuẩn: $f_{pu} = 1860MPa$ (theo ASTM A461M).
- Thép thường G60 : $f_u = 620MPa$; $f_y = 420MPa$.
- Hệ số qui đổi ứng suất: $\Phi = 0,9$.
- Giới hạn chảy: $f_{py} = 0,9.f_{pu} = 0,9 \times 1860 = 1674MPa$.
- Ứng suất trong cốt thép dự ứng lực khi kích: $0,75f_{pu} = 0,75 \times 1860 = 1395MPa$.
- Diện tích một tao cáp: $A_{ps1} = 140 \text{ mm}^2$.
- Mô đun đàn hồi của cáp: $E_p = 197000MPa$.
- Cường độ chịu nén của bê tông đầm: $f'_c = 40MPa$.
- Cường độ chịu nén của bê tông bản: $f'_c = 30MPa$.

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

- Lấy hệ số sức kháng $\Phi = 1,0$ đối với cấu kiện BTCT chịu uốn và chịu kéo DƯL

Ta có: A_{psg} : Diện tích mặt cắt ngang cốt thép dự ứng lực tính theo kinh nghiệm. Có thể tính gần đúng diện tích cốt thép theo công thức kinh nghiệm sau:

$$A_{psg} = \frac{M_u}{0,85 \cdot f_{pu} \cdot 0,9 \cdot H} = \frac{13046 \cdot 10^6}{0,85 \cdot 1860 \cdot 0,9 \cdot 1600} = 5730,37 \text{ mm}^2.$$

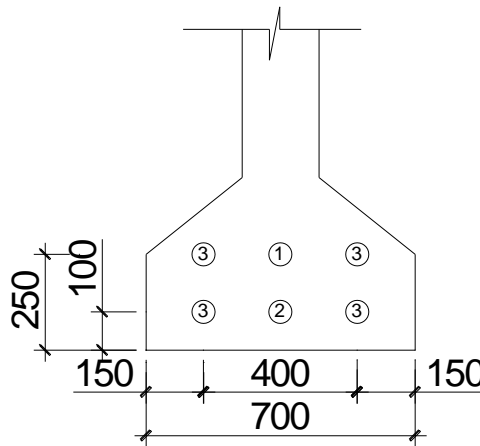
Số tao cáp dự ứng lực cần thiết theo công thức trên là:

$$n_{cg} = \frac{A_{psg}}{A_{ps1}} = \frac{5730,37}{140} = 40,93$$

Chọn số tao cáp: $n = 42$ tao. Chọn 1 bó cáp gồm 7 tao 15,2 mm, đường kính bó 60mm vậy bố trí thành 6 bó.

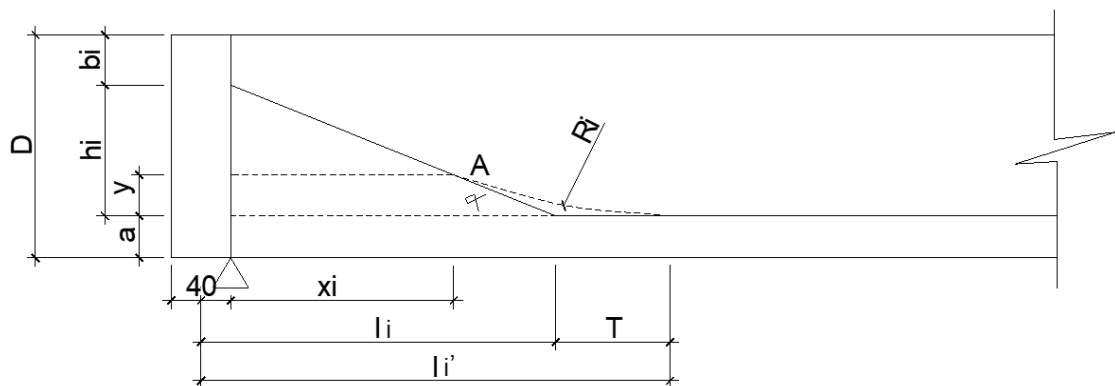
Diện tích thép dự ứng lực trong dầm: $42 \times 140 = 5880 \text{ mm}^2$.

Ta bố trí các bó cáp trong bầu dầm như hình vẽ dưới đây:



Hình 7.3: Bố trí cáp DƯL tại mặt cắt giữa nhịp

Ta bố trí cáp DƯL trong tiết diện ngang và chính diện dầm như sau:



$$+ \operatorname{tg} \alpha = \frac{h_i}{l_i} \Rightarrow \alpha$$

+ Độ dài đường tang $T = R \times \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2}$

+ Độ dài cung tròn $d = \frac{2\pi \cdot R}{360^\circ} \cdot \alpha$

+ Tung độ tại mặt cắt cách gôì một khoảng x là: $y = (li' - xi) \operatorname{tg} \alpha$ (phần nghiêng bó cáp)

$hi = D - bi - a$

$li = 0,4L_{tt} - 2m$

Nếu y nằm trong phần cung tròn: $y = R - \sqrt{R^2 - (li + T - xi)^2}$.

***Bảng 7.8: Thông số cung tròn nối**

Bó cáp số	1	2
L (mm)	11000	9000
h (mm)	1100	900
α (độ)	5 ⁰ 42'38"	5 ⁰ 42'38"
$\operatorname{tg}(\alpha/2)$	0.05	0.05
R (mm)	42000	42000
T (mm)	2100	2100
d (mm)	4186.1	4186.1

7.9.2. Tọa độ trọng tâm các bó cáp DUL tính từ đáy dầm tại các mặt cắt tính toán:

Tọa độ trọng tâm các bó cáp DUL tại các tiết diện tính từ đáy dầm:

$$a_p^{xi} = \frac{1 \times y_1^{xi} + 1 \times y_2^{xi} + 2 \times y_3^{xi} + 2 \times y_4^{xi}}{6}$$

Bảng 7.9: Bảng tính tọa độ trọng tâm của các bó cáp DUL tính từ đáy dầm

Gôì	a_p^{x0}	$= (1 \cdot 1,33 + 1 \cdot 0,98 + 2 \cdot 0,1 + 2 \cdot 0,25) / 6$	$= 0,5m$
$L/8 = 4,4$	$a_p^{x4,4}$	$= (1 \cdot 0,89 + 1 \cdot 0,54 + 2 \cdot 0,1 + 2 \cdot 0,25) / 6$	$= 0,355m$
$L/4 = 8,8$	$a_p^{x8,8}$	$= (1 \cdot 0,465 + 1 \cdot 0,16 + 2 \cdot 0,1 + 2 \cdot 0,25) / 6$	$= 0,22m$
$3L/8 = 13,2$	$a_p^{x13,2}$	$= (1 \cdot 0,25 + 1 \cdot 0,1 + 2 \cdot 0,1 + 2 \cdot 0,25) / 6$	$= 0,175m$

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

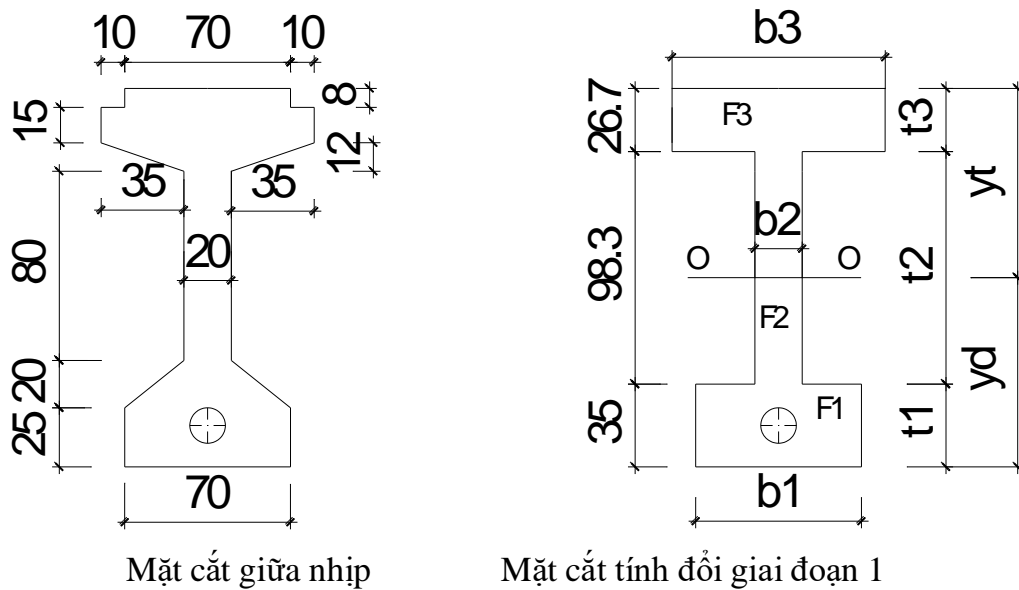
$L/2=17,6$	$a_p^{x17,6}$	$= (1*0,25+1*0,1+2*0,1+2*0,25)/6$	$=0,175m$
------------	---------------	-----------------------------------	-----------

7.10. Kiểm toán dầm chủ:

7.10.1. Tính đặc trưng hình học của dầm chủ:

a. Giai đoạn 1:

Trong thời gian chưa căng kéo cốt thép mặt cắt dầm chịu lực là mặt cắt giảm yếu bởi các lỗ chứa các bó cáp dự ứng lực.



Hình 7.4: Mặt cắt tính đổi dùng để tính đặc trưng hình học

***Bảng 7.11: Bảng mặt cắt ngang quy đổi của dầm chủ.**

Tại gối			Giữa nhịp		
b1	b2	b3	b1	b2	b3
70	70	90	70	20	90
t ₁	t ₂	t ₃	t ₁	t ₂	t ₃
35	108.5	16.5	35	98.3	26.7
F1	F2	F3	F1	F2	F3
2450	7595	1485	2450	1966	2403
Σh (cm) =	160	ΣF (cm ²) = 11530	Σh (cm) =	160	ΣF (cm ²) = 6819

Trục trung hoà trong giai đoạn 1 là trục 0-0:

- Diện tích mặt cắt bị giảm yếu:

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

$$A_0 = F_1 + F_2 + F_3 - A_{l\delta}$$

- Mô men tĩnh đối với mép dưới của tiết diện (trục x-x)

$$Q_0^{x-x} = F_1 \times \frac{t_1}{2} + F_2 \times \left(t_1 + \frac{t_2}{2} \right) + F_3 \times \left(t_1 + t_2 + \frac{t_3}{2} \right) - A_{l\delta} \times a_p$$

- Khoảng cách từ trục 0-0 của mặt cắt đến mép trên và mép dưới của tiết diện:

$$y_d^0 = \frac{Q_0^{x-x}}{A_0}; y_t^0 = (t_1 + t_2 + t_3) - y_d^0$$

- Mô men quán tính tĩnh đối có xét đến giảm yếu:

$$I_0 = \frac{b_1 \cdot t_1^3}{12} + F_1 \cdot \left(y_d^0 - \frac{t_1}{2} \right)^2 + \frac{b_2 \cdot t_2^3}{12} + F_2 \cdot \left(y_d^0 - t_1 - \frac{t_2}{2} \right)^2 + \frac{b_3 \cdot t_3^3}{12} + F_3 \cdot \left(y_d^0 - \frac{t_3}{2} \right)^2 - A_{l\delta} \cdot (y_d^0 - a_{ps})^2$$

(Ở đây ta bỏ qua cốt thép thường ở thớ chịu kéo và chịu nén)

- Mô men chống uốn của tiết diện:

$$S_0^d = \frac{I_0}{y_d^0}; S_0^t = \frac{I_0}{y_t^0}$$

+ Độ lệch tâm bó cáp so với trục trung hòa 0-0:

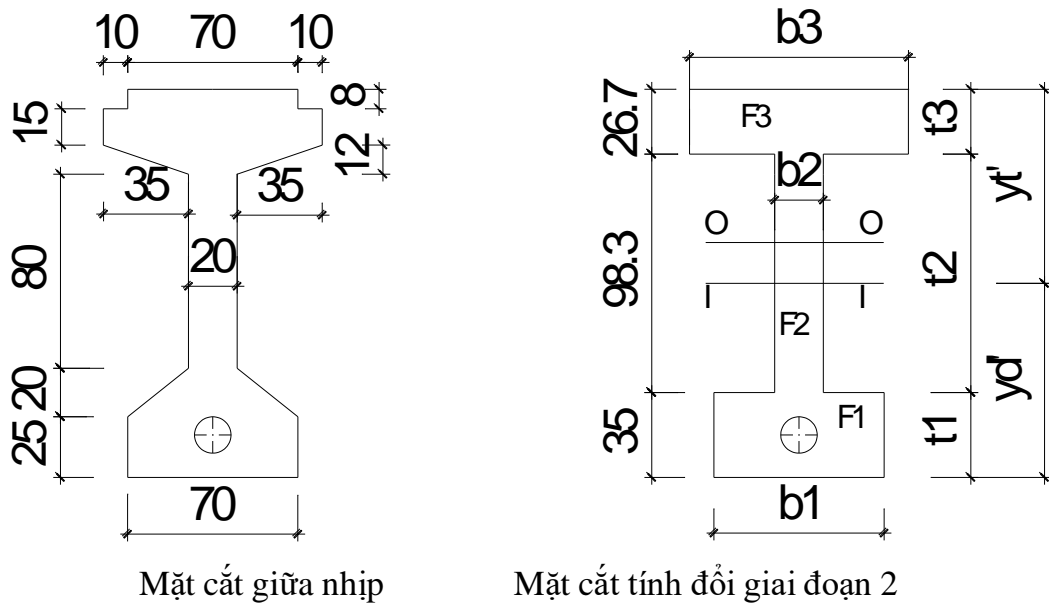
$$e^0 = y_d^0 - a_{ps}$$

- Với $A_{l\delta} = 6x \frac{3,14xd^2}{4} = 6x \frac{3,14x6^2}{4} = 169,56 \text{ cm}^2$

***Bảng 7.12: Đặc trưng hình học giai đoạn 1.**

Mặt cắt	A_0 (cm^2)	a_{ps} (cm)	Q^{x-x}_0 (cm^3)	y_d^0 (cm)	y_t^0 (cm)	I_0 (cm^4)	S_0^t (cm^3)	S_0^d (cm^3)	e^0 (cm)
Tại gối	11360	50	937600	82.53	77.47	25374246	307447.5	327544.8	32.53
L/8 = 4.4m	6649.4	35.5	554694	83.42	76.58	21841263	261823.7	285207.4	47.92
L/4 = 8.8m	6649.4	22	563705	84.78	75.23	21562444	254349.8	286638.4	62.77
3L/8 = 13.2m	6649.4	17.5	564468	84.89	75.11	21460593	252806.2	285720.3	67.39
L/2 = 17.6m	6649.4	17.5	564468	84.89	75.11	21460593	252806.2	285720.3	67.39

b. Giai đoạn 2 (sau khi bơm vữa đạt cường độ):



Hình 7.5: Mặt cắt tính đổi dùng để tính đặc trưng hình học.

Trục trung hoà trong giai đoạn 2 là trục I – I:

Trong thời gian vận chuyển và lắp ráp, mặt cắt chưa liên hợp chịu lực với mặt cắt tính đổi có kể cả cốt thép dự ứng lực

Các đặc trưng hình học tính theo công thức sau:

+ Diện tích mặt cắt tính đổi:

$$A_{td} = A_0 + n.A_{ps}$$

+ Khoảng cách giữa các trục 0-0 và I-I:

$$c = \frac{Q_{A_{ps}}^{0-0}}{A_{td}}$$

- Mô men tĩnh của cốt thép đối với trục 0-0:

$$Q_{A_{ps}}^{0-0} = n.A_{ps} \cdot (y_d^0 - a_{ps})$$

- Mô men quán tính tính đổi có xét đến giảm yếu:

$$I_{td} = I_0 + A_0 \cdot c^2 + n.A_{ps} \cdot (y_d^I - a_{ps})^2$$

+ Diện tích cốt thép dự ứng lực: $A_{ps} = 42 \times 140 = 5880 \text{mm}^2 = 58,8 \text{cm}^2$

+ Mô men chống uốn của tiết diện:

$$S_{td}^d = \frac{I_{td}}{y_d^I}; S_{td}^t = \frac{I_{td}}{y_t^I}$$

+ Độ lệch tâm bó cáp so với trục trung hòa I-I

$$e^I = y_d^I - a_{ps}$$

Hệ số tính đổi từ thép sang bê tông: $n = E_{thép} / E_c$

Mô đun đàn hồi của thép: $E_{thép}=197000\text{MPa}$

Mô đun đàn hồi của bê tông đầm:

$$E_c = 0,043 \cdot \gamma_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_c} = 0,043 \cdot (2500)^{1,5} \cdot \sqrt{40} = 33994\text{MPa}$$

Suy ra: $n=197000/33994=5,795$

***Bảng 7.13: Đặc trưng hình học giai đoạn 2.**

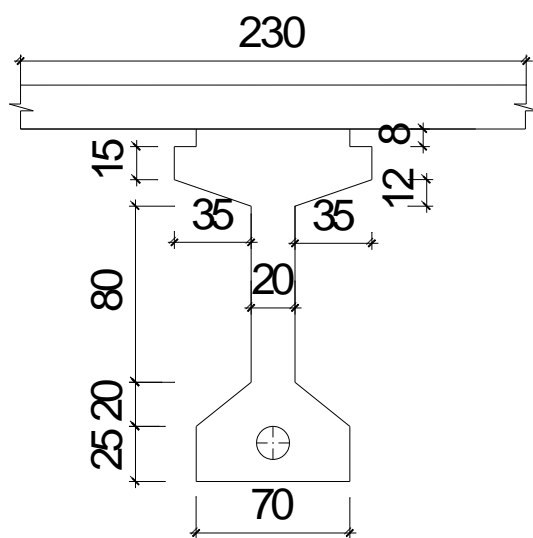
Mặt cắt	A_{td} (cm^2)	$Q_{A_{ps}}^{0-0}$ (cm^3)	y_d^I (cm)	y_t^I (cm)	C (cm)	S_{td}^t (cm^3)	S_{td}^d (cm^3)	I_{td} (cm^4)	e^I (cm)
Tại gối	12167.54	12004.74	81.32	78.68	0.99	336234	325319	26454921	29.12
L/8 =4.4m	7482.537	17000.4	78.87	81.13	2.27	285529	293711	23164988	40.37
L/4 =8.8m	7482.537	22247.24	78.53	81.47	2.97	287120	297869	23391660	52.83
3L/8 =13.2m	7482.537	24252.68	78.39	81.61	3.24	287896	299722	23495178	57.59
L/2 =17.6m	7482.537	24296.53	78.39	81.61	3.25	287924	299751	23497488	57.69

c. Giai đoạn 3 (Bản bê tông đông cứng):

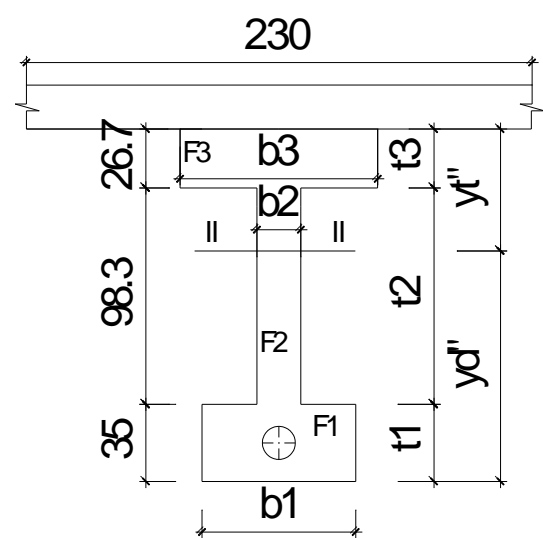
Bề rộng cánh có hiệu của bản (TCN4.6.2.6), lấy giá trị nhỏ nhất trong các giá trị sau:

- $\frac{1}{4} L_{tt} = 34,2/4 = 8,55$ (m)
- $12 \cdot h_4 + \max(b_{Suôn}; 0,5 \cdot b_3) = 12 \cdot 0,2 + \max(0,2; 0,5 \cdot 0,9) = 2,85$ (m)
- Khoảng cách dầm =2,3m

→ $b_4 = 2,3$ m



Mặt cắt giữa nhịp



Mặt cắt tính đổi giai đoạn 3

Hình 7.6: Mặt cắt tính đổi dùng để tính đặc trưng hình học.

Bảng 7.14 Mặt cắt tính đối dung để tính đặc trưng hình học

TẠI GÓI				GIỮA NHỊP			
b1	b2	b3	b4	b1	b2	b3	b4
70	70	90	230	70	20	90	230
t ₁	t ₂	t ₃	t ₄	t ₁	t ₂	t ₃	t ₄
35	108.5	16.5	20	35	98.3	26.7	20
F1	F2	F3	F4	F1	F2	F3	F4
2450	7595	1485	4600	2450	1966	2403	4600
$\sum h$ (cm) =	180	$\sum F$ (cm ²) =	16130	$\sum h$ (cm) =	180	$\sum F$ (cm ²) =	11419

Khi đó có tải trọng sử dụng tác động lên kết cấu vì lúc đó đã hình thành mặt cắt dầm liên hợp với bản phía trên có kích thước $b_4 \times t_4$.

+ Diện tích mặt cắt tính đối:

$$A_{td} = A_{td} + n_c \cdot A_{ban}$$

+ Mô men tĩnh bản mặt cầu đối với trục I-I của tiết diện:

$$Q_{A_{ps}}^{I-I} = n \cdot A_{ban} \left(y_t^I + \frac{1}{2} t_4 \right)$$

+ Khoảng cách giữa các trục I-I và II-II:

$$c_2 = \frac{Q_{bmc}^{I-I}}{A_{td}}$$

+ Khoảng cách từ trục II - II của mặt cắt đến mép trên và mép dưới của tiết diện:

$$y_d^{II} = y_d^I + c_2; y_t^{II} = y_t^I - c_2$$

+ Mô men quán tính tính đối có xét đến giảm yếu:

$$I_{td} = I_{td}^{I-I} + A_{td} \cdot c_2^2 + n \cdot \frac{b_4 \cdot t_4^3}{12} + n \cdot A_{ban} \cdot \left(y_t^{II} + \frac{t_4}{2} \right)^2$$

+ Mô men chống uốn của tiết diện:

$$S_{td}^d = \frac{I_{td}^d}{y_d^{II}}; S_{td}^t = \frac{I_{td}^t}{y_t^{II}}$$

+ Độ lệch tâm bó cáp so với trục trung hòa II-II

$$e^{II} = y_d^{II} - a_{ps}$$

Hệ số qui đổi bê tông bản sang bê tông dầm : $n = E_{\text{bản}}/E_{\text{dầm}}$

Mô đun đàn hồi của dầm: $E_{c_{\text{dầm}}} = 0,043 \cdot y_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_c'} = 33994 \text{MPa}$

Mô đun đàn hồi của bản mặt cầu: $E_{c_{\text{bản}}} = 0,043 \cdot y_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_c'} = 29440 \text{MPa}$

Suy ra: $n = 29440/33994 = 0,866$

***Bảng 7.15: Đặc trưng hình học giai đoạn 3.**

Mặt cắt	$A_{td'}$ (cm ²)	Q^{I-I}_{bmc} (cm ³)	y''_d (cm)	y''_t (cm)	c_2 (cm)	$S^t_{td'}$ (cm ³)	$S^d_{td'}$ (cm ³)	$I_{td'}$ (cm ⁴)	e'' (cm)
Tại gối	15455	35228 7	104.3 6	55.64	22.8	881345	469889. 1	4903776 7	54.36
L/8 =4.4m	10744	35452 3	114	46	33	928056. 4	374453	4268848 9	78.5
L/4 =8.8m	10744	35210 8	114.3 8	45.62	32.8	937327	373806. 1	4275734 7	92.38
3L/8 =13.2m	10744	35257 7	114.3 1	45.69	32.8	939655. 1	375587. 3	4293322 6	96.81
L/2 =17.6m	10744	35257 7	114.3 1	45.69	32.8	939655. 1	375587. 3	4293322 6	96.81

7.10.2. Tính mất mát ứng suất:

Tổng mất mát ứng suất trước trong kết cấu căng sau được xác định theo TCN5.9.5.1:

$$\Delta f_{PT} = \Delta f_{PF} + \Delta f_{PA} + \Delta f_{PES} + \Delta f_{PSR} + \Delta f_{PCR} + \Delta f_{PR}$$

Trong đó:

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 tự chùng của cốt thép DƯ'L (MPa)

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

a. Do ma sát:

Mất mát do ma sát giữa các bó thép ứng suất và ống bọc được tính theo công thức (TCN5.9.2.2):

$$\Delta f_{PF} = f_{PJ} \cdot \left(1 - e^{-(KX + \mu\alpha)} \right)$$

Trong đó:

- f_{PJ} : ứng suất trong bó thép ứng suất trước tại thời điểm kích, giả định $f_{pj} = 0,75f_{pu} = 1395 \text{MPa}$.
- X : chiều dài bó thép ứng suất trước từ đầu kích đến điểm đang xét (mm)
- K : hệ số ma sát lấy theo bảng 5.9.5.2.2b-1; $K = 6,6 \cdot 10^{-7}$
- μ : hệ số ma sát lấy theo bảng 5.9.5.2.2b-1; $\mu = 0,23$
- α : tổng giá trị tuyệt đối thay đổi góc của đường cáp ứng suất trước từ đầu kích gần nhất đến điểm đang xét.

Vị trí	độ	phút	giây	radian	tg(a/2)
1	5	42	38	0,09975	0,05
2	4	17	21	0,09975	0,05

Bó 1:

Mặt cắt	$L_{tt}/2 =$ 17.6m	$3L_{tt}/8 =$ 13.2m	$L_{tt}/4 =$ 8.8m	$L_{tt}/8 =$ 4.4m	Điểm đặt kích
K/C tính từ điểm đặt kích (mm)	17800	13400	9000	4600	200
x (mm)	17851	13451	9043	4622	201
α (radian)	0	0	0.0998	0.0998	0.0998
$(k \cdot x + \mu \cdot \alpha)$	0.01178	0.0089	0.0289	0.026	0.0231
$1 - e^{-(k \cdot x + \mu \cdot \alpha)}$	0.01172	0.0088	0.0285	0.0257	0.0228
f_{pj} (MPa)	1395	1395	1395	1395	1395

Δf_{PF} (MPa)	16.35	12.34	39.78	35.82	31.84
-----------------------	-------	-------	-------	-------	-------

Bó 2:

Mặt cắt	$L_{tt}/2 = 17.6m$	$3L_{tt}/8 = 13.2m$	$L_{tt}/4 = 8.8m$	$L_{tt}/8 = 4.4m$	Điểm đặt kích
K/C tính từ điểm đặt kích (mm)	17800	13400	9000	4600	200
x (mm)	17840	13440	9040	4622	201
α (radian)	0	0	0.0998	0.0998	0.0998
$(k.x + \mu.\alpha)$	0.0118	0.0089	0.0289	0.026	0.0231
$1 - e^{-(k.x + \mu.\alpha)}$	0.0117	0.0088	0.0285	0.0257	0.0228
f_{pj} (MPa)	1395	1395	1395	1395	1395
Δf_{PF} (MPa)	16.34	12.33	39.78	35.82	31.84

Bó 3-3,4-4:

Mặt cắt	$L_{tt}/2 = 17.6m$	$3L_{tt}/8 = 13.2m$	$L_{tt}/4 = 8.8m$	$L_{tt}/8 = 4.4m$	Điểm đặt kích
K/C tính từ điểm đặt kích (mm)	17800	13400	9000	4600	200
x (mm)	17851	13451	9043	4622	201
α (radian)	0	0	0	0	0
$(k.x + \mu.\alpha)$	0.01178	0.0089	0.006	0.0031	0.0001
$1 - e^{-(k.x + \mu.\alpha)}$	0.01172	0.0088	0.006	0.003	0.0001
f_{pj} (MPa)	1395	1395	1395	1395	1395
Δf_{PF} (MPa)	16.35	12.34	8.31	4.25	0.185

***Bảng 7.16: Bảng tổng hợp MSUS do ma sát**

Mặt cắt	$L_{tt}/2 =$	$3L_{tt}/8 =$	$L_{tt}/4 =$	$L_{tt}/8 =$	Điểm đặt
---------	--------------	---------------	--------------	--------------	----------

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

	17.6m	13.2m	8.8m	4.4m	kích
K/C tính từ điểm đặt kích (mm)	17800	13400	9000	4600	200
Bó 1	16.35	12.34	39.78	35.82	31.84
Bó 2	16.34	12.33	31.74	35.82	31.84
Bó 3	16.35	12.34	8.31	4.25	0.185
Bó 4	16.35	12.34	8.31	4.25	0.185
$\sum \Delta f_{PF}$ (MPa)	98.09	74.03	104.76	88.64	64.42

b. Do thiết bị neo:

Mất mát do thiết bị neo tính theo công thức sau (TCN5.9.2.1):

$$\Delta f_{PA} = \Delta L.(E / L)$$

Trong đó:

ΔL : Tổng biến dạng của neo và bê tông dưới neo, lấy bằng 2mm.

L: Chiều dài trung bình của bó cáp.

E: mô đun đàn hồi của thép, E=197000Mpa

***Bảng 7.17: Bảng tổng hợp mất mát do thiết bị neo:**

Bó cáp số	1	2	4-4	5-5
ΔL (mm)	2	2	2	2
L (mm)	35764	35764	35764	35764
Δf_{pA} (mm)	11,38	11,38	11,38	11,38

c. Do nén đàn hồi của bê tông:

Mất mát do co ngắn đàn hồi về bản chất là khi căng bó sau gây ra mất mát cho bó trước (các đặc trưng hình học sẽ được tính cho giai đoạn 1):

$$\Delta f_{PES} = \frac{N-1}{2N} \cdot \frac{E_p}{E_{ci}} \cdot f_{cgp}$$

Trong đó:

N: số lượng các bó cáp dự ứng lực giống nhau

E_p : mô đun đàn hồi của thép DUL (MPa) $E_p = 197000$ MPa

E_{ci} : mô đun đàn hồi của bê tông lúc truyền lực (MPa),

f'_{ci} : cường độ nén bê tông lúc căng cốt thép;

$$f'_{ci} = 0,75 \times f'_c = 0,75 \times 40 = 30 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow E_{ci} = 0,043 \times 2500^{1.5} \cdot \sqrt{30} = 29440 \text{ MPa}$$

f_{cgp} : tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm các bó thép dự ứng lực do lực dự ứng lực sau khi kích và tải trọng của cầu kiện ở các mặt cắt mô men max (MPa). Đối với kết cấu kéo sau với các bó cáp được dính bám lấy tại mặt cắt giữa nhịp

$$f_{cgp} = \frac{F}{A_{td}} + \frac{F \cdot (e^1)^2}{I_{td}} - \frac{M_{DCI}}{I_{td}}$$

F: lực nén trong bê tông do ứng suất trước gây ra tại thời điểm sau kích, tức là đã xảy ra do ma sát và tụt neo.

$$F = (f_{pj} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pA}) A_{PS}$$

e: độ lệch tâm của trọng tâm các bó thép so với trục trung hoà của tiết diện

A_{ps} : tổng diện tích của các bó cáp ứng suất trước

A_0 : diện tích mặt cắt ngang dầm.

M_{DCI} : mô men do trọng lượng bản thân dầm (giai đoạn 1)

***Bảng 7.18: Bảng kết quả lực nén trong bê tông:**

Mặt cắt	$L_{tt}/2 =$ 17.6m	$3L_{tt}/8 =$ 13.2m	$L_{tt}/4 =$ 8.8m	$L_{tt}/8 =$ 4.4m	Điểm đặt kích
f_{pj} (MPa)	1395	1395	1395	1395	1395
Δf_{PF} (MPa)	98.09	74.03	104.76	88.64	64.42
Δf_{PA} (Mpa)	11.38	11.38	11.38	11.38	11.38
A_{ps} (mm ²)	5880	5880	5880	5880	5880
F (KN)	7559	7700	7520	7615	7757

***Bảng 7.19: Bảng tổng hợp ứng suất:**

Mặt cắt	$L_{tt}/2 =$ 17.6m	$3L_{tt}/8 =$ 13.2m	$L_{tt}/4 =$ 8.8m	$L_{tt}/8 =$ 4.4m	Điểm đặt kích
F (KN)	7559	7700	7520	7615	7757
A_{td} (cm ²)	6760.2	6760.2	6760.2	6760.2	11471.2
e^I (cm)	63.99276	63.99276	59.610616	45.50435	31.56563
I_{td} (cm ⁴)	23165257	23165257	23041635	22703215	25780956
M_{DC1} (KN.cm)	296440.3	277912.8	222330.24	129692.6	0
f_{cgp} (KN/cm ²)	2.44	2.49	2.26	1.82	0.976
f_{cgp} (Mpa)	24.4	24.9	22.6	18.2	9.76

***Bảng 7.20: Bảng kết quả ứng suất:**

Mặt cắt	$L_{tt}/2 =$	$3L_{tt}/8 =$	$L_{tt}/4 =$	$L_{tt}/8 =$	Điểm đặt
---------	--------------	---------------	--------------	--------------	----------

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

	17.1m	12.825m	8.55m	4.275m	kích
Ep/Eci	6.69	6.69	6.69	6.69	6.69
N	6	6	6	6	6
f _{cgp} (Mpa)	24.4	24.9	22.6	18.2	9.76
Δf _{PES} (MPa)	68.02	69.41	62.998	50.73	27.21

d. Do co ngót:

Mất mát do co ngót bê tông trong cầu kiện kéo sau được xác định theo công thức:

$$\Delta f_{pSR} = 93 - 0,85 \cdot H \quad (\text{TCN } 5.9.5.4.2-2)$$

Trong đó: H là độ ẩm tương đối của môi trường, lấy trung bình hằng năm (%). Ở đây ta lấy H=85%.

Vậy: $\Delta f_{pSR} = 93 - 0,85 \cdot 85 = 20,75 \text{ (MPa)}$

e. Do từ biến của bê tông:

Mất mát dự ứng suất do từ biến có thể lấy bằng:

$$\Delta f_{pCR} = 12 \cdot f_{cgp} - 7 \cdot \Delta f_{cdp} \geq 0 \quad (22\text{TCN}272-05 \text{ } 5.9.5.4.3-1)$$

Trong đó:

f_{cgp}: ứng suất bê tông tại trọng tâm thép dự ứng lực lúc truyền lực (MPa)

Δf_{cdp}: thay đổi ứng suất bê tông tại trọng tâm thép dự ứng lực do tải trọng thường xuyên, trừ tải trọng tác động vào lúc thực hiện dự ứng lực. Giá trị Δf_{cdp} cần được tính ở cùng mặt cắt hoặc các mặt cắt được tính f_{cgp} (MPa).

Như vậy Δf_{cdp} là thay đổi ứng suất do tĩnh tải giai đoạn hai gây ra:

$$\Delta f_{cdp} = \frac{M_{DC2} \cdot e^I}{I_{td}} + \frac{M_{DW} \cdot e^{II}}{I_{td}}$$

***Bảng 7.21: Bảng tổng hợp mất mát ứng suất do từ biến của bê tông:**

Mặt cắt	L _{tt} /2 = 17.6m	3L _{tt} /8 = 13.2m	L _{tt} /4 = 8.8m	L _{tt} /8 = 4.4m	Điểm đặt kích
f _{cgp} (Mpa)	24.41619	24.88202	22.6246	18.15259	9.760096
M _{DC2} (KNcm)	256171.5	240160.8	192128.6	112075	0
M _{DW} (KNcm)	74187.52	69550.8	55640.64	32457.04	0
e ^{II} (cm)	96.80959	96.80959	92.38375	78.50227	54.3603
I _{td} (cm ⁴)	42933226	42933226	42757347	42688489	49037767

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

e^I (cm)	63.99276	63.99276	59.61062	45.50435	31.56563
I_{td} (cm ⁴)	23165257	23165257	23041635	22703215	25780956
Δf_{cdp} (MPa)	0.875	0.82	0.62	0.284	0
Δf_{pCR} (MPa)	286.87	292.84	267.17	215.84	117.12

f. Do tụt chùng của cáp DUL:

Đối với cấu kiện căng sau và thép dự ứng lực có độ chùng thấp phù hợp với AASHTO M 203M (ASTM A416) mất mát do dãn thép tính bằng:

$$\Delta f_{pR2} = \frac{30}{100} \cdot [138 - 0,3 \cdot \Delta f_{pF} - 0,4 \cdot \Delta f_{pES} - 0,2 \cdot (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})]$$

-Tại thời điểm truyền lực:

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24t)}{40} \cdot \left[\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0,55 \right] \cdot f_{pj}$$

+ t: thời gian từ lúc tạo ứng suất trước đến lúc truyền lực, t=5ngày

+ f_{pj} : ứng suất ban đầu trong bó thép vào cuối lúc kéo (MPa)

+ $f_{pj} = 0,75f_{pu} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pA}$

+ f_{py} : cường độ chảy quy định của thép dự ứng lực (MPa)

***Bảng 7.22: Bảng tổng hợp mất mát ứng suất do tụt chùng của cáp DUL:**

Mặt cắt	$L_{tt}/2 =$ 17.6m	$3L_{tt}/8 =$ 13.2m	$L_{tt}/4 =$ 8.8m	$L_{tt}/8 =$ 4.4m	Điểm đặt kích
f_{pu} (Mpa)	1860	1860	1860	1860	1860
Δf_{pES} (MPa)	68.015	69.40875	62.9975	50.7325	27.206
Δf_{pF} (MPa)	98.09	74.03	104.76	88.64	64.42
Δf_{pA} (MPa)	11.37676	11.38	11.38	11.38	11.38

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

f_{pj} (Mpa)	1124.518	1147.181	1122.863	1151.248	1198.994
f_{py} (Mpa)	1674	1674	1674	1674	1674
Δf_{pR1} (MPa)	7.117	8.07	7.05	8.24	10.36

-Sau khi truyền lực:

$$\Delta f_{pR2} = \frac{30}{100} \left[138 - 0,3 \cdot \Delta f_{pF} - 0,4 \Delta f_{pES} - 0,2 \cdot (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) \right]$$

***Bảng 7.23: Bảng tổng hợp mất mát ứng suất do tự chùng của cáp DUL:**

Mặt cắt	$L_{tt}/2 =$ 17.1m	$3L_{tt}/8 =$ 12.825m	$L_{tt}/4 =$ 8.55m	$L_{tt}/8 =$ 4.275m	Điểm đặt kích
Δf_{pF} (MPa)	98.09	74.03	104.76	88.64	64.42
Δf_{pES} (MPa)	68.015	69.409	62.998	50.73	27.21
Δf_{pSR} (MPa)	20.75	20.75	20.75	20.75	20.75
Δf_{pCR} (MPa)	286.87	292.84	267.17	215.8	117.1
Δf_{pR2} (MPa)	5.953	7.593	7.1364	13.14	24.07

g. Tổng hợp các mất mát ứng suất:

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

*** Bảng 7.24: Bảng tổng hợp mất mát ứng suất:**

Mặt cắt	$L_{tt}/2 =$ 17.6m	$3L_{tt}/8 =$ 13.2m	$L_{tt}/4 =$ 8.8m	$L_{tt}/8 =$ 4.4m	Điểm đặt kích
Δf_{pF} (MPa)	98.09	74.03	104.76	88.64	64.42
Δf_{pA} (MPa)	11.377	11.38	11.38	11.38	11.38
Δf_{pES} (MPa)	68.02	69.41	62.998	50.733	27.206
Δf_{pSR} (MPa)	20.75	20.75	20.75	20.75	20.75
Δf_{pCR} (MPa)	286.87	292.84	267.17	215.84	117.12
Δf_{pR1} (MPa)	7.12	8.07	7.049	8.242	10.361

Δf_{pR2} (MPa)	5.953	7.593	7.136	13.14	24.07
Δf_{pT} (MPa)	498.17	484.07	481.25	408.724	275.303

7.11. Kiểm toán dầm theo TTGH cường độ 1:

Trạng thái giới hạn cường độ phải được xem xét đến để đảm bảo cường độ và sự ổn định cả về cục bộ và toàn thể được dự phòng để chịu được các tổ hợp tải trọng quan trọng theo thống kê được định ra để cầu chịu được trong tuổi thọ thiết kế của nó.

7.11.1. Kiểm tra hàm lượng cốt thép ứng suất trước:

a. Lượng cốt thép tối đa (22TCN272-05 5.7.3.3.1)

Phải thỏa mãn điều kiện: $\frac{c}{d_e} \leq 0,42$

d_e : Khoảng cách từ mép chịu nén xa nhất đến trọng tâm cốt thép vùng chịu kéo

$$d_e = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot d_p + A_s \cdot f_y \cdot d_s}{A_{ps} \cdot f_{ps} + A_s \cdot f_y}$$

Bỏ qua cốt thép thường $\Rightarrow d_e = d_p = 1425 \text{ mm}$

d_p khoảng cách từ thứ ngoài cùng chịu nén đến trọng tâm các bó thép dự ứng lực (mm) $d_p = d - a_{ps} = 1600 - 175 = 1425 \text{ mm}$

c : khoảng cách từ thứ chịu nén ngoài cùng đến trục trung hoà

$$c = \frac{A_{ps} \cdot f_{pu} + A_s \cdot f_s - A'_s \cdot f'_y - 0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot (b - b_w) \cdot h_f}{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot b_w + k \cdot A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Bỏ qua sự làm việc của cốt thép thường, công thức viết lại:

$$c = \frac{A_{ps} \cdot f_{pu} - 0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot (b - b_w) \cdot h_f}{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot b_w + k \cdot A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Sau khi tính được c , nếu $c < h_f$ tức trục trung hoà đi qua bản cánh. Khi đó có thể coi là mặt cắt hình chữ nhật. Theo 22TCN272-05 5.7.3.2.3 khi chiều dày cánh chịu nén $h > c$ xác định theo phương trình trên thì sức kháng uốn danh định M_n có thể xác định theo các phương trình trên. Trong đó phải thay b_w bằng b .

Công thức xác định được viết lại:

$$c = \frac{A_{ps} \cdot f_{pu}}{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot b + k \cdot A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

+Xét tại mặt cắt giữa nhịp:

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right) = 0,764$$

+ A_{ps} : Diện tích cốt thép dự ứng lực trong vùng chịu kéo, $A_{ps} = 5880$ (mm^2).

+ f_{pu} : Cường độ chịu kéo tiêu chuẩn của thép dự ứng lực, $f_{pu} = 1860$ MPa.

+ A_s : Diện tích cốt thép thường chịu kéo, có thể chọn $A_s = 0$.

+ A'_s : Diện tích cốt thép thường chịu nén, có thể chọn $A'_s = 0$

+ $\beta_1 = 0,764$

+ b : Bề rộng cánh chịu nén, $b = 2300$ mm.

+ d_p : Khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng tới trọng tâm cốt thép dự ứng lực

+ f_{ps} : Ứng suất trung bình trong bó thép ứng suất trước ở sức kháng danh định

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

+ h_f : Chiều dày cánh chịu nén của cầu kiện, là chiều dày quy đổi từ cánh trên của dầm, $h_f = 200$ mm

+ b_w : Chiều rộng bản bụng, $b_w = 200$ mm.

Ứng suất trung bình trong tao cáp ứng suất trước f_{ps} có thể lấy như sau:

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - k \cdot \frac{c}{d_p} \right) \text{ (KN/m}^2 \text{)}.$$

$$k = 2 \cdot \left(1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) = 0,28$$

- Giới hạn chảy : $f_{py} = 1674$ MPa.

Thay số:

$$c = \frac{5880 \cdot 1860 - 0,85 \cdot 0,764 \cdot 40 \cdot (2300 - 200) \cdot 200}{0,85 \cdot 40 \cdot 0,764 \cdot 200 + 0,28 \cdot 5880 \cdot \frac{1860}{1425}} = 3,36$$

Ta thấy $c < h$, suy ra trục trung hoà qua cánh. Khi đó có thể coi là mặt cắt hình chữ nhật. Theo TCN 5.7.3.2.3 khi chiều dày cánh chịu nén $h > c$ xác định theo phương trình trên thì sức kháng uốn danh định M_n có thể xác định theo phương trình:

$$c = \frac{A_{ps} \cdot f_{pu} + A_s \cdot f_y - A'_c \cdot f'_y}{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot b_f + k \cdot A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

$$c = \frac{5880 \cdot 1860 + 0 - 0}{0,85 \cdot 40 \cdot 0,764 \cdot 2300 + 0,28 \cdot 5880 \cdot \frac{1860}{1425}} = 176,7(\text{mm})$$

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - k \cdot \frac{c}{d_p}\right) = 1860 \cdot \left(1 - 0,28 \cdot \frac{176,7}{1425}\right) = 1795,42(\text{MPa})$$

$$\Rightarrow \frac{c}{d_c} = \frac{176,7}{1425} = 0,124 \leq 0,42$$

Vây mặt cắt giữa nhịp thoả mãn về hàm lượng cốt thép tối đa.

b. Lượng cốt thép tối thiểu (22TCN272-05 5.7.3.3.2)

Phải thoả mãn điều kiện: $M_r > \min(1,2M_{cr}, 1,33M_u)$

Trong đó: Theo TCN 5.7.3.6.2-2: $M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_d}$

Trong đó: $f_r = 0,63 \cdot \sqrt{f'_c} = 0,63 \cdot \sqrt{40} = 3,98 \text{MPa}$

$y_d = y_0^d$: khoảng cách từ thớ chịu kéo ngoài cùng đến trục trung hoà(mm), $y_0^d = 84,89 \text{cm} = 848,9 \text{mm}$

$I_g = I_0$: mô men quán tính của mặt cắt nguyên đối với trọng tâm không tính cốt thép

$$I_0 = 21460593,2 \cdot 10^4 \text{mm}^4$$

$$\text{Suy ra: } M_{cr} = \frac{3,98 \cdot 21460593,2 \cdot 10^4}{848,9} = 100616 \cdot 10^4 \text{Nmm} = 1006,16 \text{KNm}$$

$$M_u = 13046 \text{KNm}$$

$$\Rightarrow \min(1,2M_{cr}; 1,33M_u) = \min(1,2 \cdot 1006,16; 1,33 \cdot 13046) = 1207,4 \text{KNm}$$

Xác định M_r :

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,764 \cdot 176,7 = 135 \text{mm}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \cdot \frac{c}{d_p}\right) = 1860 \left(1 - 0,28 \cdot \frac{176,7}{1425}\right) = 1795,42 \text{MPa}$$

$$M_n = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2}\right) = 5880 \cdot 1795,42 \cdot \left(1425 - \frac{135}{2}\right) \cdot 10^{-6} = 14331,23 (\text{KNm})$$

$$M_r = \phi \cdot M_n = 1 \cdot 14331,23 = 14331,23 \text{KNm.}$$

$$\Rightarrow M_r = 14331,23 \text{KNm} > 1207,4 \text{KNm}$$

Kết luận: Mặt cắt giữa nhịp thoả mãn hàm lượng cốt thép tối thiểu

7.11.2. Kiểm toán sức kháng uốn:

Công thức kiểm toán đối với trạng thái giới hạn cường độ 1:

$$M_u \leq \phi \cdot M_n$$

Mômen tính toán M_u trạng thái giới hạn cường độ 1

Sức kháng uốn tính toán

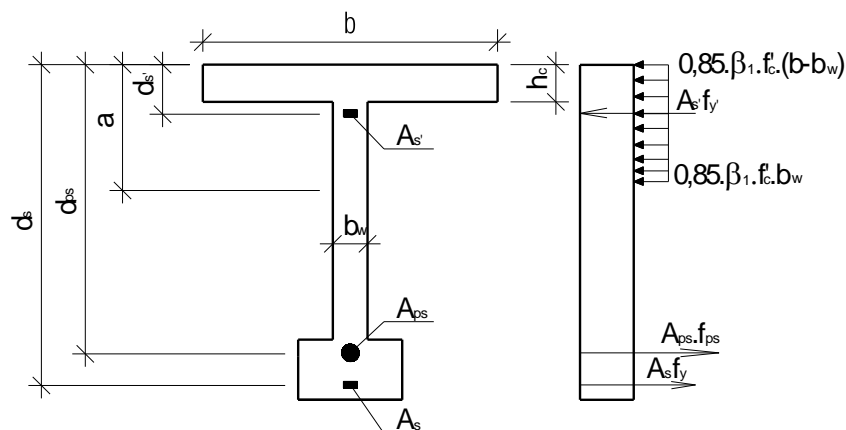
$$M_r = \phi \cdot M_n$$

Trong đó:

ϕ : hệ số kháng uốn được quy định ở 22TCN272-05 mục 5.5.4.2, dùng cho uốn và kéo bê tông cốt thép ứng suất trước. $\phi = 1,0$.

M_n : Sức kháng uốn danh định (tính toán sức kháng uốn danh định 22TCN272-05 mục 5.7.3.2)

Phân bố ứng suất theo hình chữ nhật (22TCN272-05 mục 5.7.2.2)



Hình 7.7: Phân bố ứng suất trên mặt cắt ngang dầm

Quan hệ tự nhiên giữa ứng suất bê tông chịu nén và có thể coi như một hình chữ nhật tương đương bằng $0,85 \cdot f_c'$ phân bố trên một giới hạn bởi mặt ngoài chịu nén của mặt cắt và đường thẳng song song với trục trung hoà cách thứ chịu nén ngoài cùng một khoảng cách

$a = \beta_1 \cdot c$. Khoảng cách c phải tính vuông góc với trục trung hoà. Hệ số β_1 lấy bằng 0,85 đối với bê tông có cường độ không lớn hơn 28 MPa với bê tông có cường độ lớn hơn 28 MPa, hệ số β_1 giảm theo tỷ lệ 0,05 cho từng 7 MPa vượt quá 28 MPa, nhưng không nhỏ hơn trị số 0,65.

Với bê tông có cường độ chịu nén khi uốn $f_c' = 40$ (MPa) > 28(MPa) thì hệ số:

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \left(\frac{f_c' - 28}{7} \right) = 0,764$$

Sức kháng uốn danh định: (đối với mặt cắt theo 22TCN272-05 mục 5.7.3.2.2.1)

$$M_n = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s \cdot f'_s \cdot \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0,85 \cdot f'_c \cdot (b - b_w) \cdot \beta_1 \cdot h_f \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

Coi mặt cắt chỉ có cốt thép ứng suất trước chịu lực khi đó:

$$M_n = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + 0,85 f'_c (b - b_w) \beta_1 \cdot h_f \cdot \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

Trong đó :

- + A_{ps} : Diện tích cốt thép dự ứng lực trong vùng chịu kéo, $A_{ps} = 5880$ (mm²).
- + f_{pu} : Cường độ chịu kéo tiêu chuẩn của thép dự ứng lực, $f_{pu} = 1860$ MPa.
- + A_s : Diện tích cốt thép thường chịu kéo, có thể chọn $A_s = 0$.
- + A'_s : Diện tích cốt thép thường chịu nén, có thể chọn $A'_s = 0$
- + $\beta_1 = 0,764$
- + b : Bề rộng cánh chịu nén, $b = 2300$ mm.
- + d_p : Khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng tới trọng tâm cốt thép dự ứng lực, $d_p = 1600 - 175 = 1425$ mm
- + f_{ps} : Ứng suất trung bình trong bó thép ứng suất trước ở sức kháng danh định

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

+ h_f : Chiều dày cánh chịu nén của cấu kiện, là chiều dày quy đổi từ cánh trên của dầm, $h_f = 200$ mm

+ b_w : Chiều rộng bản bụng, $b_w = 200$ mm.

Ứng suất trung bình trong tao cáp ứng suất trước f_{ps} có thể lấy như sau:

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - k \cdot \frac{c}{d_p} \right) \text{ (KN/m}^2\text{)}.$$

$$k = 2 \cdot \left(1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) = 0,28$$

+ Giới hạn chảy của tao thép cấp 270 $f_{py} = 0,9 \cdot f_{pu}$ (22TCN272-05 mục 5.4.4.1-1)

$$c = \frac{A_{ps} \cdot f_{pu} + A_s \cdot f_s - A'_s \cdot f'_s - 0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot (b - b_w) \cdot h_f}{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot b_w + k \cdot A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Bỏ qua sự làm việc của cốt thép thường, công thức viết lại:

$$c = \frac{A_{ps} \cdot f_{pu} - 0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot (b - b_w) \cdot h_f}{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot b_w + k \cdot A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Sau khi tính được c , nếu $c < h_f$ tức trục trung hoà đi qua bản cánh. Khi đó có thể coi là mặt cắt hình chữ nhật. Theo 22TCN272-05 5.7.3.2.3 khi chiều dày cánh chịu nén $h > c$ xác định theo phương trình trên thì sức kháng uốn danh định M_n có thể xác định theo các phương trình trên. Trong đó phải thay b_w bằng b .

Công thức xác định được viết lại:

$$c = \frac{A_{ps} \cdot f_{pu}}{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot b + k \cdot A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

+Xét tại mặt cắt giữa nhịp:

Thay số:

$$c = \frac{5880 \cdot 1860 + 0 - 0}{0,85 \cdot 40 \cdot 0,764 \cdot 2300 + 0,28 \cdot 5880 \cdot \frac{1860}{1425}} = 176,7 (mm)$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,764 \cdot 176,7 = 135 \text{ mm}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \cdot \frac{c}{d_p} \right) = 1860 \left(1 - 0,28 \cdot \frac{176,7}{1425} \right) = 1795,42 \text{ MPa}$$

$$M_n = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = 5880 \cdot 1795,42 \cdot \left(1425 - \frac{135}{2} \right) \cdot 10^{-6} = 14331,23 \text{ (KNm)}$$

$$M_r = \phi \cdot M_n = 1 \times 14331,23 = 14331,23 \text{ KNm} > M_u = 13460 \text{ KNm} \Rightarrow \text{Đạt}$$

Kết luận: Vậy mặt cắt thoả mãn về cường độ

Chú ý: Vì tại vị trí giữa nhịp có mômen lớn nhất nên chúng ta chỉ cần kiểm tra tại tiết diện giữa nhịp.

7.11.3. Kiểm tra dầm theo điều kiện sức kháng cắt:

***Xác định sức kháng cắt danh định: (TCN 5.8.3.3)**

Công thức tính sức kháng cắt:

$$V_r = \Phi \cdot V_n$$

Trong đó:

Φ : Hệ số sức kháng quy định trong TCN 5.5.4.2, $\Phi = 0,9$

V_n : sức kháng cắt danh định quy định theo TCN 5.8.3.3

Sức kháng cắt danh định, V_n , phải được xác định bằng trị số nhỏ hơn của:

$$V_n = \min \begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0,25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v + V_p \end{cases}$$

Sức kháng cắt có thể chia thành:

- sức kháng cắt do ứng suất kéo trong bê tông: $V_c = 0,083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$

- sức kháng cắt do cốt thép chịu cắt: $V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot \cot \theta}{s}$

Trong đó:

b_v : bề rộng bản bụng hữu hiệu lấy bằng bề rộng bản bụng nhỏ nhất trong chiều cao d_v được xác định trong Điều 5.8.2.7(mm)

d_v : chiều cao chịu cắt hữu hiệu được xác định trong Điều 5.8.2.7 (mm)

s : cự ly cốt thép đai (mm)

β : chỉ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo truyền lực kéo được quy định trong Điều 5.8.3.4

θ : góc nghiêng của ứng suất nén chéo được xác định trong Điều 5.8.3.4(độ)

A_v : diện tích cốt thép chịu cắt trong cự ly s (mm)

- Sức kháng cắt danh định do thành phần dự ứng lực thẳng đứng với ứng suất trong tao cáp sau khi trừ đi mất mát: $V_p = F \cdot \sin \alpha$ (α là góc hợp bởi phương nằm ngang và hướng cáp).

***Kiểm tra tại vị trí gối:**

Mặt cắt gối là mặt cắt có lực cắt lớn nhất, do đó ta xác định d_v theo mặt cắt này:

$$d_v = \max \begin{cases} d_e - a / 2 \\ 0,9d_e \\ 0,72h_d \end{cases}$$

$$d_p = h - 500 = 1800 - 500 = 1300 \text{ mm}$$

$$c = \frac{A_{ps} \cdot f_{pu}}{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot b + k \cdot A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_p}} = \frac{5880 \cdot 1860}{0,85 \cdot 0,764 \cdot 40 \cdot 2300 + 0,28 \cdot 5880 \cdot \frac{1860}{1300}} = 176,12 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,764 \cdot 176,12 = 134,55 \text{ mm}$$

$$\text{Ta có: } d_v = \max \begin{cases} d_e - a / 2 = 1300 - 134,55 / 2 = 1232,72 \text{ mm} \\ 0,9d_e = 0,9 \times 1300 = 1170 \text{ mm} \\ 0,72h = 0,72 \times 1800 = 1296 \text{ mm} \end{cases} = 1296 \text{ mm}$$

Lấy $b_v = 700 \text{ mm}$ ứng với $d_v = 1296 \text{ mm}$. Vậy mặt cắt là mặt cắt dùng để kiểm tra điều kiện về lực cắt. Dựa vào bao nội lực về lực cắt theo TTGH cường độ I, ta có giá trị lực cắt tại mặt cắt này là: $V_u = 1556,1 \text{ kN}$ và giá trị mô men uốn: $M_u = 0 \text{ kNm}$.

+ Xác định NHIỆM VỤ

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

$$V_p = A_{ps} \cdot f_p \cdot \sum \sin \alpha$$

Trong đó:

$$A_{ps}: \text{diện tích bó cáp(mm}^2\text{)}, A_{ps}=7 \times 140 = 980 \text{ mm}^2$$

$$f_p: \text{ ứng suất trong cáp sau mất mát, giá trị ứng với mỗi mặt cắt: } f_p = 0,8 f_{py} - \sum \text{matmat}$$

$$\text{Tại đầu dầm: } f_p = 0,8 \cdot 1674 - 275,3 = 1063,9 \text{ Mpa} = 1064 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Suy ra: } V_p = 980 \times 1064 \times (0,0995 + 0,0995) = 207501,28 \text{ N} = 207,5 \text{ KN}$$

+Xác định θ và β : Số liệu được tra từ bảng TCN 5.8.3.4.2, để xác định được θ và β ta thông qua các thông số sau: v/f'_c và ε_x :

Trong đó:

v : ứng suất cắt trong bê tông xác định theo công thức:

$$v = \frac{V_u - \varphi V_p}{\varphi b_v d_v}$$

$$v = \frac{(1556,1 - 0,9 \times 207,5) \times 10^3}{0,9 \times 700 \times 1152} = 1,89 \text{ MPa}$$

$$\frac{v}{f'_c} = \frac{1,89}{40} = 0,047 \leq 0,1$$

Theo A5.8.2.7-1, cự ly tối đa của cốt thép ngang phải xác định theo trị số sau:

$$S_{\max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 d_v = 0,8 \times 1296 = 1036,8 \text{ mm} \\ 700 \text{ mm} \end{array} \right\} = 700 \text{ mm}$$

- Lặp lần 1: cho $\theta = 40^\circ$, $f_p = 1064 \text{ MPa}$, $d_e = 1300 \text{ mm}$

Theo A5.8.3.4.2-2, biến dạng dọc trong cốt thép ở phía chịu kéo do uốn của cầu kiện:

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0,5 N_u + 0,5 V_u \cdot \cot g \theta - A_{ps} \cdot f_p}{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}}$$

$$\varepsilon_x = \frac{0,5 \times 1556,1 \times \cot g 40^\circ - 5880 \times 1064}{197000 \times 5880} = -5,4 \cdot 10^{-3}$$

Do ε_x là âm nên giá trị tuyệt đối phải được giảm theo phương trình A5.8.3.4.2-3:

$$F_\varepsilon = \frac{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}}{E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}}$$

Trong đó: A_c là diện tích bê tông ở phía chịu kéo do uốn của dầm xác định như bê tông phía dưới $h/2$ (hình A5.8.3.4.2.3):

$$h = 1800 \text{ mm}; h/2 = 900 \text{ mm}; A_c = 700 \times 900 = 630000 \text{ mm}^2; E_c = 33994 \text{ MPa}$$

$$F_\varepsilon = \frac{0 + 197000 \times 5880}{33994 \times 630000 + 0 + 197000 \times 5880} = 0,051$$

$$\varepsilon_x = (-5,4 \times 10^{-3}) \times 0,051 = -0,473 \cdot 10^{-3}$$

Dùng $v/f'_c = 0,047$ và $\varepsilon_x = -0,277 \times 10^{-3}$ tra theo hình 5.8.3.4.2-1 cho $\theta = 27^\circ$; $\cot \theta = 1,963$; $\beta = 6,78$. Nhận thấy với $\varepsilon_x = -0,277 \times 10^{-3} < -0,2 \times 10^{-3}$ nhiều nên ta có thể dùng: $\beta = 6,78$ và $\cot \theta = 1,963$ để tính toán.

Ta có: $V_c = 0,083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v = 0,083 \times 6,78 \times \sqrt{40} \times 700 \times 1296 = 3228797,6 \text{ N}$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} = \frac{226 \cdot 420 \cdot 1296 \cdot 1,963}{100} = 2414810 \text{ N}$$

Cốt đai được bố trí theo cấu tạo: $d_s = 12 \text{ mm}$, $A_v = 2 \cdot (113) = 226 \text{ mm}^2$

$$V_{n1} = V_c + V_s + V_p = 3228797,6 + 2414810 + 207501,28 = 5851108,9 \text{ N} = 5851,1 \text{ KN}$$

$$V_{n2} = 0,25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v + V_p = 0,25 \times 40 \times 700 \times 1296 + 207501,28 = 9279501 \text{ N} = 9279,5 \text{ KN}$$

$$V_n = \min(V_{n1}, V_{n2}) = 5851,1 \text{ KN}$$

Kiểm tra: $V_u = 1556,1 \text{ KN} \leq V_r = \Phi V_n = 0,9 \times 5851,1 = 5266 \text{ KN}$

Kết luận: Đạt (cốt thép bố trí theo cấu tạo)

- Kiểm tra cốt thép dọc theo A5.8.3.5:

$$A_s \cdot f_y + A_{ps} \cdot f_{ps} \geq \left\{ \frac{M_u}{d_v \cdot \phi_f} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0,5 \cdot V_s - V_p \right) \cot \theta \right\}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \cdot \frac{c}{d_p} \right) = 1860 \left(1 - 0,28 \cdot \frac{176,12}{1300} \right) = 1789,4 \text{ MPa}$$

$$0 + 5880 \cdot 1789,4 \geq \left\{ 0 + \left(\frac{1556100}{0,9} - 0,5 \times (2414810) - 207501,28 \right) \times 1,963 \right\}$$

$$10521928 \text{ N} > 6165666 \text{ N}$$

Kết luận: Đạt (hàm lượng thép DƯỠ đủ khả năng chịu lực)

***Kiểm tra tại vị trí L/8:**

$$d_v = \max \begin{cases} d_e - a/2 \\ 0,9d_e \\ 0,72h \end{cases}$$

$$d_p = h - 355 = 1800 - 355 = 1445 \text{ mm} = d_e$$

$$c = \frac{A_{ps} \cdot f_{pu} + A_s \cdot f_s - A_s' \cdot f_s'}{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot b + k \cdot A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_p}} \leq h_f = \frac{5880 \cdot 1860}{0,85 \cdot 0,764 \cdot 40 \cdot 2300 + 0,28 \cdot 5880 \cdot \frac{1860}{1445}}$$

$$= 176,8 \text{ mm}$$

$$a = c \cdot \beta_1 = 0,764 \times 176,8 = 135,07 \text{ mm}$$

$$\text{Ta có: } d_v = \max \left\{ \begin{array}{l} d_e - a / 2 = 1445 - 135,07 / 2 = 1377,47 \text{ mm} \\ 0,9d_e = 0,9 \times 1445 = 1300,5 \text{ mm} \\ 0,72h = 0,72 \times 1800 = 1296 \text{ mm} \end{array} \right\} = 1377,47 \text{ mm}$$

Tại vị trí L/8 ta có $b_v = 200$ ứng với $d_v = 1377,5 \text{ mm}$; $V_u = 1211,5 \text{ KN}$, $M_u = 5769,5 \text{ KNm}$

A_{ps} : diện tích bó cáp (mm^2), $A_{ps} = 9.140 = 980 \text{ mm}^2$

f_p : ứng suất trong cáp sau mất mát, giá trị ứng với mỗi mặt cắt: $f_p = 0,8f_{py} - \sum \text{matmat}$

Tại L/8: $f_p = 0,8.1674 - 408,72 = 930,48 \text{ MPa} = 930,48 \text{ N/mm}^2$

Suy ra: $V_p = 980.930,48.(0,095 + 0,095) = 181462,2 \text{ N}$

+ Xác định θ và β : Số liệu được tra từ bảng TCN 5.8.3.4, để xác định được θ và β ta thông qua các thông số sau: v/f'_c và ε_x :

Trong đó:

v : ứng suất cắt trong bê tông xác định theo công thức:

$$v = \frac{V_u - \varphi V_p}{\varphi b_v d_v}$$

$$v = \frac{(1211,5 - 0,9 \times 181,5) \times 10^3}{0,9 \times 200 \times 1377,5} = 4,23 \text{ MPa}$$

$$\frac{v}{f'_c} = \frac{4,23}{40} = 0,106$$

Theo A5.8.2.7-1, cự ly tối đa của cốt thép ngang phải xác định theo trị số sau:

$$S_{\max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8d_v = 0,8 \times 1377,5 = 1102 \text{ mm} \\ 700 \text{ mm} \end{array} \right\} = 700 \text{ mm}$$

- Lập lần 1: cho $\theta = 35^\circ$, $f_p = 930,48 \text{ MPa}$, $d_e = 1445 \text{ mm}$

Theo A5.8.3.4.2-2, ứng biến trong cốt thép ở phía chịu kéo do uốn của cầu kiện:

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0,5N_u + 0,5V_u \cdot \cot g\theta - A_{ps} \cdot f_p}{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}}$$

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{5769,5 \times 10^3}{1445} + 0,5 \times 1211,5 \times \cot g35^\circ - 5880 \times 930,48}{0 + 197000 \times 5880} = -4,72 \times 10^{-3}$$

Do ε_x là âm nên giá trị tuyệt đối phải được giảm theo phương trình A5.8.3.4.2-3:

$$F_\varepsilon = \frac{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}}{E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}}$$

Trong đó: A_c là diện tích bê tông ở phía chịu kéo do uốn của dầm xác định như bê tông phía dưới $h/2$ (hình A5.8.3.4.2.3):

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

$h=1800\text{mm}$; $h/2=900\text{mm}$; $A_c=350 \times 700 + 200 \times 550 = 355000\text{mm}^2$; $E_c=33994\text{MPa}$

$$F_\varepsilon = \frac{197000 \times 5880}{33994 \times 355000 + 197000 \times 5880} = 0,0876$$

$$\varepsilon_x = (-0,0047) \times 0,0876 = -0,41 \cdot 10^{-3}$$

Dùng $v/f_c=0,106$ và $\varepsilon_x = -0,41 \cdot 10^{-3}$ tra theo hình 5.8.3.4.2.2 cho $\theta=24^\circ$; $\cotg\theta=2,25$; $\beta=6,50$. Nhận thấy với $\varepsilon_x = -0,41 \cdot 10^{-3} < -0,2 \cdot 10^{-3}$ và $v/f_c=0,106 \geq 0,1$ nên ta nội suy ta có : $\beta=6,5$ và $\cotg\theta=2,25$ để tính toán.

Ta có: $V_c = 0,083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v = 0,083 \times 6,7 \times \sqrt{40} \times 200 \times 1152 = 810336,4\text{N}$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v (\cot g\theta + \cot g\alpha) \sin \alpha}{s} = \frac{226.420.1296.2,25}{150} = 1841995\text{N}$$

Chọn cốt đai: $d_s=10\text{mm}$, $A_v=2 \cdot (78,5)=157\text{mm}^2$

$V_{n1}=V_c + V_s + V_p=810336,4 + 1841995 + 181462,2=1346111\text{N}=2833,794\text{KN}$

$V_{n2}=0,25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v + V_p=0,25 \times 40 \times 200 \times 1377,5 + 181462,2 = 8259503,6\text{N}=2936,462\text{KN}$.

$V_n=\min(V_{n1}, V_{n2})= 2833,79\text{KN}$

Kiểm tra: $V_u=1211,5\text{KN} < V_r=\Phi V_n=0,9 \times 2833,79=2550,4\text{KN}$

Kết luận: **Đạt** (cốt thép bố trí theo cấu tạo)

- Kiểm tra cốt thép dọc theo A5.8.3.5:

$$A_s \cdot f_y + A_{ps} \cdot f_{ps} \geq \left\{ \frac{M_u}{d_v \cdot \phi_f} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0,5 \cdot V_s - V_p \right) \cot g\theta \right\}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \cdot \frac{c}{d_p} \right) = 1860 \left(1 - 0,28 \cdot \frac{176,8}{1445} \right) = 1796,3\text{MPa}$$

$$5880 \cdot 1796,3 \geq \left\{ \frac{5294,94 \times 10^6}{1377,5 \times 1} + \left(\frac{1211500}{0,9} + 0,5 \times 1841995 - 181462,2 \right) \times 2,25 \right\}$$

$$10562244\text{N} > 8536581\text{N}$$

Kết luận: **Đạt** (hàm lượng thép DƯỠ đủ khả năng chịu lực)

***Kiểm tra tại vị trí L/4:**

$$d_v = \max \begin{cases} d_e - a/2 \\ 0,9d_e \\ 0,72h \end{cases}$$

$$d_p = h - 252 = 1800 - 220 = 1580\text{mm}$$

$$c = \frac{A_{ps} \cdot f_{pu} + A_s \cdot f_s - A_s' \cdot f_s'}{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c' \cdot b + k \cdot A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_p}} \leq h_f = \frac{5880 \cdot 1860}{0,85 \cdot 0,764 \cdot 40 \cdot 2300 + 0,28 \cdot 5880 \cdot \frac{1860}{1580}}$$

$$= 177,3 \text{ mm} \leq 200 \text{ mm} = h_f$$

$$a = c \cdot \beta = 0,764 \times 177,3 = 135,46 \text{ mm}$$

$$\text{Ta có: } d_v = \max \left\{ \begin{array}{l} d_e - a / 2 = 1580 - 135,46 / 2 = 1512,27 \text{ mm} \\ 0,9d_e = 0,9 \times 1580 = 1422 \text{ mm} \\ 0,72h = 0,72 \times 1800 = 1296 \text{ mm} \end{array} \right\} = 1512,27 \text{ mm}$$

Tại vị trí L/4 ta có $b_v = 200$ ứng với $d_v = 1512,27 \text{ mm}$; $V_u = 876,13 \text{ kN}$, $M_u = 9852,5 \text{ kNm}$

A_{ps} : diện tích bó cáp (mm^2), $A_{ps} = 7.140 = 980 \text{ mm}^2$

f_p : ứng suất trong cáp sau mất mát, giá trị ứng với mỗi mặt cắt: $f_p = 0,8 f_{py} - \sum \text{matmat}$

Tại L/4: $f_p = 0,8 \cdot 1674 - 481,25 = 857,95 \text{ MPa} = 857,95 \text{ N/mm}^2$

Suy ra: $V_p = 980 \cdot 857,95 \cdot (0,0995 + 0,056) = 130743 \text{ N} = 130,74 \text{ kN}$

+ Xác định θ và β : Số liệu được tra từ bảng TCN 5.8.3.4.2-1, để xác định được θ và β ta thông qua các thông số sau: v/f_c' và ϵ_x :

Trong đó:

v : ứng suất cắt trong bê tông xác định theo công thức:

$$v = \frac{V_u - \varphi \cdot V_p}{\varphi \cdot b_v \cdot d_v}$$

$$v = \frac{(876,13 - 0,9 \times 130,47) \times 10^3}{0,9 \times 200 \times 1512,27} = 2,79 \text{ MPa}$$

$$\frac{v}{f_c'} = \frac{2,79}{40} = 0,07 \leq 0,1$$

Theo A5.8.2.7-1, cự ly tối đa của cốt thép ngang phải xác định theo trị số sau:

$$S_{\max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8d_v = 0,8 \times 1512,27 = 1209,8 \text{ mm} \\ 700 \text{ mm} \end{array} \right\} = 700 \text{ mm}$$

- Lập lần 1: cho $\theta = 30^\circ$, $f_p = 857,95 \text{ MPa}$, $d_e = 1580 \text{ mm}$

Theo A5.8.3.4.2-2, ứng biến trong cốt thép ở phía chịu kéo do uốn của cầu kiện:

$$\epsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0,5N_u + 0,5V_u \cdot \cot g\theta - A_{ps} \cdot f_p}{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}}$$

$$\epsilon_x = \frac{\frac{9852,5 \times 10^3}{1580} + 0,5 \times 876,13 \times \cot g 30^\circ - 5880 \times 857,95}{0 + 197000 \times 5880} = -4,35 \cdot 10^{-3}$$

Do ε_x là âm nên giá trị tuyệt đối phải được giảm theo phương trình A5.8.3.4.2-3:

$$F_\varepsilon = \frac{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}}{E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}}$$

Trong đó: A_c là diện tích bê tông ở phía chịu kéo do uốn của dầm xác định như bê tông phía dưới $h/2$ (hình A5.8.3.4.2.3):

$h=1800\text{mm}$; $h/2=900\text{mm}$; $A_c=700 \times 350 + 200 \times 550 = 355000\text{mm}^2$; $E_c=33994\text{MPa}$

$$F_\varepsilon = \frac{197000 \times 5880}{33994 \times 355000 + 197000 \times 5880} = 0,08$$

$$\varepsilon_x = (-0,00435) \times 0,08 = -0,35 \cdot 10^{-3}$$

Dùng $v/f'_c=0,07$ và $\varepsilon_x = -0,35 \times 10^{-3}$ tra theo hình 5.8.3.4.2-1 cho $\theta=27^\circ$; $\cotg\theta=1,963$; $\beta=6,78$. Nhận thấy với $\varepsilon_x = -0,35 \times 10^{-3} < -0,2 \times 10^{-3}$ nhiều nên ta có thể dùng: $\beta=6,78$ và $\cotg\theta=1,963$ để tính toán.

Ta có: $V_c = 0,083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v = 0,083 \times 6,78 \times \sqrt{40} \times 200 \times 1512,27 = 1076458\text{N}$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v (\cot g\theta + \cot g\alpha) \sin \alpha}{s} = \frac{226.420.1512,27.1,963}{200} = 1408891\text{N}$$

Cốt đai được bố trí theo cấu tạo: $d_s=10\text{mm}$, $A_v=2 \cdot (78,5)=157\text{mm}^2$

$V_{n1}=V_c + V_s + V_p=1076458+1408891+130743=2616092\text{N}=2616,1\text{KN}$

$V_{n2}=0,25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v + V_p=0,25 \times 40 \times 200 \times 1512,27 + 130743=3155283\text{N}=3155,28\text{KN}$.

$V_n=\min(V_{n1}, V_{n2})=2616,1\text{KN}$.

Kiểm tra: $V_u=767,96\text{KN}=V_r=\Phi V_n=0,9 \times 2616,1=2354,5\text{KN}$

Kết luận: **Đạt** (cốt thép bố trí theo cấu tạo)

- Kiểm tra cốt thép dọc theo A5.8.3.5:

$$A_s \cdot f_y + A_{ps} \cdot f_{ps} \geq \left\{ \frac{M_u}{d_v \cdot \phi_f} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0,5 \cdot V_s - V_p \right) \cot g\theta \right\}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \cdot \frac{c}{d_p} \right) = 1860 \left(1 - 0,28 \cdot \frac{135,46}{1580} \right) = 1815,35 \text{ MPa}$$

$$5880 \cdot 1815,35 \geq \left\{ \frac{6817,66 \times 10^6}{1512,27 \times 1} + \left(\frac{767960}{0,9} - 0,5 \times 1408891 - 130743 \right) \times 1,963 \right\}$$

$$10674256\text{N} > 4543760\text{N}$$

Kết luận: **Đạt** (hàm lượng thép DƯỠ đủ khả năng chịu lực)

7.12. Kiểm toán dầm theo TTGH sử dụng:

Các vấn đề phải kiểm tra theo trạng thái giới hạn sử dụng của bê tông ứng suất trước trong bê tông (22TCN272-05 5.9.4), biến dạng (độ võng).

7.12.1. Giới hạn ứng suất trong bê tông:

- Giới hạn ứng suất cho bó cốt thép:

$f_{pu}=1860$ MPa, độ chùng thấp 15,2mm tao 7 sợi, $A=140\text{mm}^2$; $E_p=197000$ MPa

Ứng suất trong bó thép sau khi mất mát ứng suất: $f_{pj}=0,8f_{py}=1339$ (MPa)

Sau khi truyền lực: $f_{py} = 0,9f_{pu}=1674$ (MPa)

$$f_{pt}=0,8f_{py} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pA}$$

- Giới hạn ứng suất cho bê tông:

Cường độ chịu nén BT ở tuổi 28 ngày: $f'_c=40$ MPa

Cường độ lúc căng cốt thép: $f'_{ci}=0,75.40 = 30$ MPa

-Lúc căng kéo:chỉ có tải trọng bản thân dầm DC1 và lực do ứng suất

+ Giới hạn ứng suất kéo: $0,25 \sqrt{f'_{ci}} = 0,25 \times \sqrt{30} = 1,37$ Mpa

+ Giới hạn ứng suất nén: $0,6f'_{ci}=0,6.30 = 18$ MPa

-Lúc khai thác sau các mất mát:

+ Giới hạn ứng suất nén: $0,45.f'_c=0,45.40= 18$ MPa(TCN 5.9.4.2.1-1)

+ Giới hạn ứng suất kéo: $0,5 \sqrt{f'_{ci}} = 0,5 \times \sqrt{30} = 2,74$ MPa (CTN 5.9.4.2.2-1)

► Kiểm tra lúc căng cốt thép:thở trên chịu kéo và thở dưới chịu nén

Giai đoạn căng kéo cốt thép, dầm chỉ chịu tải trọng bản thân dầm đã trừ đi giảm yếu và lực căng kéo cốt thép. Các đặc trưng hình học tính ở giai đoạn I

Ứng suất bê tông ở thở trên:

$$f_0^t = -\frac{F_{ps}}{A_0} + \frac{F_{ps} \cdot e^0}{I_0} y_0^t - \frac{M_{DC1}^{SD}}{I_0} y_0^t$$

Ứng suất bê tông ở thở dưới:

$$f_0^d = -\frac{F_{ps}}{A_0} - \frac{F_{ps} \cdot e^0}{I_0} y_0^d + \frac{M_{DC1}^{SD}}{I_0} y_0^d$$

Trong đó:

F: tổng lực kéo trong các bó cáp ứng suất trước đã trừ đi mất mát tức thời (KN)

M_{DC1} : mô men do trọng lượng bản thân dầm

A_0 : diện tích của mặt cắt dầm I giai đoạn I

I_0 : mô men quán tính của tiết diện dầm I giai đoạn I

e^0 : độ lệch tâm của trọng tâm các bó cáp dự ứng lực đến trục trung hoà tiết diện trong giai đoạn I

y_0^t : khoảng cách từ trục trung hoà đến thớ trên cùng của tiết diện

y_0^d : khoảng cách từ trục trung hoà đến thớ dưới cùng của tiết diện

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

Ta xét tại các mặt cắt đặc trưng:

Ta có:

$$f_{pt} = 0,8f_{py} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pF} - \Delta f_{pA}$$

$$F_{ps} = f_{pt} \cdot A_{ps}$$

***Bảng 7.25: Bảng kiểm tra ứng suất lúc căng cốt thép:**

Mặt cắt	$0,8f_{py}$	Δf_{pF}	Δf_{pA}	Δf_{pES}	f_{pt} (Mpa)	A_{ps} (mm ²)	F_{ps} (KN)
Tại gối	1339.2	98.09	11.38	27.206	1202.524	5880	7070,841
L/8 =4,4m	1339.2	74.03	11.38	50.7325	1203.058	5880	7073,978
L/4 =8,8m	1339.2	104.8	11.38	62.9975	1160.063	5880	6821,168
3L/8 =13,2	1339.2	88.64	11.38	69.40875	1169.771	5880	6878,255
L/2 =17,6m	1339.2	64.42	11.38	68.015	1195.385	5880	7028,864

Mặt cắt	A_0 (cm ²)	e^0	I_0 (cm ⁴)	y_t^0 (cm)	y_d^0 (cm)	M_{DC1}^{SD} (kN.cm)	f_t (KN/cm ²)	f_d (KN/cm ²)
Gối	11360	32.53	25374246.5	77.47	82.53	0	0.08	-1.37
L/8	6649.4	47.92	21841263.2	76.58	83.42	129693	-0.33	-1.86
L/4	6649.4	62.77	21562443.8	75.23	84.77	222330	-0.308	-1.84
3L/8	6649.4	67.39	21460593.2	75.11	84.89	277913	-0.385	-1.77
L/2	6649.4	67.39	21460593.2	75.11	84.89	296440	-0.437	-1.76

Kết luận ứng suất kéo của bê tông ở thớ trên tại tiết diện đặc trưng của dầm nhỏ hơn giá trị cho phép 1,37MPa: **Đạt**

Kết luận ứng suất nén của bê tông ở thớ dưới tại tiết diện đặc trưng của dầm nhỏ hơn giá trị cho phép 18MPa : **Đạt**

► **Kiểm tra ở giai đoạn khai thác :thớ trên chịu nén và thớ dưới chịu kéo**

Giai đoạn khai thác, dầm và bản mặt cầu đã liên hợp xong, đặc trưng hình học tính cho giai đoạn III, dầm chịu tĩnh tải dầm và lực căng kéo cốt thép trừ đi tổng mất mát ứng suất và tĩnh tải toàn hệ mặt cầu.

Ta có:

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

$$f_{pt} = 0,8f_{py} - \Delta f_{PT}$$

$$F = f_{pt} \cdot A_{ps}$$

+ Ứng suất nén trong BT ở thứ trên:

$$f^t = -\frac{F}{A_0} + \frac{F \cdot e^0}{I_0} y_t^0 - \frac{M_{DC1}^{SD}}{I_0} y_t^0 - \frac{M_{DC2}^{SD}}{I_{td}} y_t^I - \frac{M_{DC3+Dw}^{SD}}{I_{td}} y_t^{II} - \frac{M_{LL+PL}^{SD}}{I_{td}} y_t^{II}$$

+ Ứng suất kéo trong BT ở thứ dưới:

$$f^d = -\frac{F}{A_0} - \frac{F \cdot e^0}{I_0} y_d^0 + \frac{M_{DC1}^{SD}}{I_0} y_d^0 + \frac{M_{DC2}^{SD}}{I_{td}} y_d^I + \frac{M_{DC3+Dw}^{SD}}{I_{td}} y_d^{II} + \frac{M_{LL+PL}^{SD}}{I_{td}} y_d^{II}$$

Trong đó:

M_{DC1} : momen do trọng lượng của bản thân dầm chủ

M_{DC2} : momen do trọng lượng của tĩnh tải giai đoạn 2

M_{DC3} : momen do tĩnh tải giai đoạn 3 gây ra,

M_{Dw} : momen do tĩnh tải lớp phủ mặt cầu

M_{LL+PL} : momen do hoạt tải gây ra

***Bảng 7.26: Bảng kiểm tra ứng suất ở giai đoạn khai thác:**

Mặt cắt	M_{DC2}^{SD} (kN.cm)	M_{DC3+Dw}^{SD} (kN.cm)	M_{LL+PL}^{SD} (kN.cm)	M_{DC1}^{SD} (kN.cm)	I_{td} (cm ⁴)	y_t^{II} (cm)	y_d^{II} (cm)	f_t (KN/cm ²)	f_d (KN/cm ²)
Gối	0	0	0	0	49037767	55.64	104.36	0.08	-1.37
L/8	100691	43841	108924	129174.0 4	42688489	46.00	114.00	-0.85	-1.1
L/4	172614	75156	185487	219268.2 3	42757347	45.62	114.38	-1.17	-0.53
3L/8	215767	93944	229921	263738.3 2	42933226	45.69	114.31	-1.46	-0.15
L/2	230152	100207	243209	287169.4 2	42933226	45.69	114.31	-1.58	-0.034

Kết luận ứng suất nén của bê tông ở thứ trên tại tiết diện đặc trưng của dầm nhỏ hơn giá trị cho phép 18 MPa: **Đạt**

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

Kết luận ứng suất kéo của bê tông ở thớ dưới tại tiết diện đặc trưng của dầm nhỏ hơn giá trị cho phép 2,74MPa : **Đạt**

7.12.2. Kiểm tra điều kiện biến dạng:

Xét tại mặt cắt giữa nhịp là mặt cắt có độ võng cầu lớn nhất

Ta qui ước: độ võng xuống mang dấu dương, độ võng lên mang dấu âm

Mô men quán tính đối với trọng tâm mặt cắt tại vị trí giữa nhịp:

+ Đối với dầm I chưa liên hợp: $I_0 = 21460593,2 \text{ cm}^4$

+ Đối với dầm I giai đoạn thi công bản mặt cầu: $I_{td} = 23165257 \text{ cm}^4$

+ Đối với dầm I liên hợp giai đoạn khai thác: $I_{td} = 42933226,5 \text{ cm}^4$

7.12.2.1. Tính độ võng do dự ứng lực:

Độ võng do dự ứng lực có thể tính theo công thức sau:

$$f_{v,ps} = -\frac{F_{ps} \cdot e^0 \cdot L_{tt}^2}{8 \cdot E_{ci} \cdot I_0}$$

Trong đó:

F_{ps} : là dự ứng lực đã xét mọi mất mát, $F_{ps} = 7028,83 \text{ KN}$

e^0 : độ lệch tâm của lực F_{ps} đối với trọng tâm mặt cắt tính đối, $e^0 = y_0^d - a_p = 84,89 - 17,5 = 67,39 \text{ cm}$

$E_{ci} \cdot I_0 = E_{ci} \cdot (21460593,2 \cdot 10^4 \text{ mm}^4) = 6,32 \cdot 10^{15} \text{ (Nmm}^2)$

Vậy:

$$f_{v,ps} = -\frac{7028,83 \times 10^3 \times 673,9 \times 35200^2}{8 \times 6,32 \cdot 10^{15}} = -116,1 \text{ mm}$$

7.12.2.2. Tính độ võng do trọng lượng dầm chủ:

$$f_{v,DC1} = \frac{5 \cdot DC_1 \cdot L_{tt}^4}{384 \cdot E_{cdam} \cdot I_{td}}$$

Trong đó:

DC_1 : trọng lượng dầm chủ, $DC_1 = 19,14 \text{ N/mm}$

E_{cdam} : mô đun đàn hồi của dầm, $E_{cdam} = 0,043 \cdot \gamma_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_{cdam}'} = 0,043 \cdot (2500)^{1,5} \cdot \sqrt{40} = 33994 \text{ N/mm}^2$

Vậy: $f_{v,DC1} = \frac{5 \times 19,14 \times 35200^4}{384 \times 33994 \times 23165257 \times 10^4} = 48,58 \text{ mm}$

7.12.2.3. Tính độ võng do bản mặt cầu, dầm ngang, tấm đàn, lan can tay vịn:

$$f_{v,DC2+DC3} = \frac{5 \cdot (DC_2 + DC_3) \cdot L_{tt}^4}{384 \cdot E_{cdam} \cdot I_{td}'}$$

$$f_{v,DC2+DC3} = \frac{5 \times (14,86 + 1,68) \times 35200^4}{384 \times 33994 \times 42933226,5 \times 10^4} = 22,65 \text{ mm}$$

7.12.2.4. Tính độ võng trọng lượng lớp phủ mặt cầu:

$$f_{v,DW} = \frac{5 \cdot DW \cdot L_{tt}^4}{384 \cdot E_{cdam} \cdot I_{td}}$$

Trong đó: $DW = 4,79 \text{ KN/m} = 4,79 \text{ N/mm}$

$$\text{Vậy: } f_{v,DW} = \frac{5 \times 4,79 \times 35200^4}{384 \times 33994 \times 42933226,5 \times 10^4} = 6,52 \text{ mm}$$

7.12.2.5. Độ võng của dầm sau khi căng cáp:

$$f_{v1} = f_{v,ps} + f_{v,DC1} = -116,1 + 48,58 = -67,52 \text{ mm (vòng lên)}$$

7.12.2.6. Độ võng của dầm khi khai thác do tải trọng thường xuyên :

$$f_{v1} = f_{v,ps} + f_{v,DC1} + f_{v,DC2+DC3} + f_{DWb} = -116,1 + 48,58 + 22,65 + 6,52 = -38,35 \text{ mm (vòng lên)}$$

7.12.2.7. Độ võng của dầm khi khai thác dưới tác dụng của hoạt tải ô tô :

$$\text{Độ võng cho phép: } \Delta_{\frac{1}{2}} \leq [\Delta] = \frac{L}{800} = \frac{35200}{800} = 44 \text{ mm}$$

$$\text{Trong đó: } \Delta_{\frac{1}{2}} = \max \{ \Delta_1; \Delta_2 \}$$

+ Δ_1 : Độ võng tại giữa nhịp do 1 chiếc xe tải thiết kế gây ra.

+ Δ_2 : Độ võng tại giữa nhịp do 25% 1 chiếc xe tải thiết kế + tải trọng làn gây ra.

Tính Δ_1 :

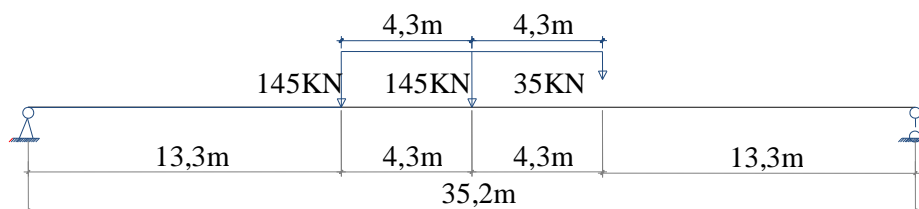
Độ võng tính cho dầm giản đơn tại mặt cắt x do lực tập trung P đặt cách đầu dầm a và b theo công thức:

$$\Delta_x = \frac{P_i \cdot b_i \cdot x}{6 \cdot E \cdot I_{td} \cdot L} (L^2 - b^2 - x^2)$$

Lực tập trung ở đây là trục của bánh xe tải thiết kế. Tiết diện để tính độ võng là tiết diện giữa nhịp.

Dùng EI với $f_c = 40 \text{ MPa}$ và tiết diện liên hợp

$$E = 33994 \text{ N/mm}^2; I_{td} = 42933226,5 \text{ cm}^4 = 429,33 \cdot 10^9 \text{ mm}^4 \Rightarrow E \cdot I = 14,6 \cdot 10^6 \text{ kN} \cdot \text{m}^2.$$



$$P_i = 0,65 m_s \cdot (1 + IM) \cdot P$$

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

$$m_{g_{LL}} = \frac{n}{N_b} = \frac{2}{6} = 0,33; n=2 \Rightarrow m=1; 1+IM=1,25$$

$P=145\text{KN}; x=17,1; b=12,8\text{m}:$

$$\Delta_{11}^{145} = \frac{(0,65 \times 145) \times 0,33 \times 1,25 \times 17,6 \times 13,3}{6 \times 14,6 \times 10^6 \times 35,2} (35,2^2 - 13,3^2 - 17,6^2) = 0,0022\text{m}$$

$P=145\text{KN}; x=b=17,6\text{m}:$

$$\Delta_{12}^{145} = \frac{(0,65 \times 145) \times 0,33 \times 1,25 \times 35,2^3}{48 \times 14,6 \times 10^6} = 0,0024\text{m}$$

$P=35\text{KN}; x=17,6\text{m}; b=13,3\text{ m}:$

$$\Delta_{13} = \frac{(0,65 \times 35) \times 0,33 \times 1,25 \times 13,3 \times 17,6}{6 \times 14,6 \times 10^6 \times 35,2} (35,2^2 - 13,3^2 - 17,6^2) = 0,00054\text{m}$$

Độ võng tổng cộng do hoạt tải xe thiết kế gây ra có xét lực xung kích:

$$\Delta_1 = \Delta_{11} + \Delta_{12} + \Delta_{13} = (0,0022 + 0,0024 + 0,00054) = 0,00514\text{m}$$

Tính Δ_2 :

+ Độ võng do 25% do 1 xe tải thiết kế + tải trọng làn:

$$\Delta_2 = \Delta_{21} + \Delta_{22}$$

+ Độ võng do 25% 1 xe tải gây ra:

$$\Delta_{21} = 25\% \Delta_1 = \frac{25}{100} \times 0,0052 = 0,0013\text{mm}$$

+ Độ võng do tải trọng làn gây ra:

$$\Delta_{22} = \frac{5 \times (m_{g_{LL}} \cdot 9,3) \cdot L_{tt}^4}{384 \cdot E \cdot I_{td}} = \frac{5 \times 0,33 \times 9,3 \times 35,2^4}{384 \times 14,6 \times 10^6} = 0,0042\text{mm}$$

$$\Rightarrow \Delta_2 = 0,0013 + 0,0042 = 0,0055\text{mm}$$

Vậy tổng độ võng tại giữa nhịp:

$$\Delta_{\frac{1}{2}} = \max\{\Delta_1; \Delta_2\} = \max\{0,00514\text{m}; 0,0055\text{m}\} = 0,0055\text{m} = 4,6\text{mm} \leq [\Delta] = 44\text{mm}$$

Vậy đảm bảo độ võng cho phép.

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

CHƯƠNG VIII:
THIẾT KẾ KỸ THUẬT TRỤ SỐ 2

8.1. Số liệu thiết kế:

8.1.1. Kết cấu phần trên:

Cầu dầm đơn giản BTCT DƯL nhịp: 5x36 (m)

Khổ cầu: $K = 9,5 + 2 \times 1,5$ m

Số làn xe thiết kế: $n = 2$

Hệ số làn xe: $m = 1$

Hệ số xung kích: $IM = 0,25$

Trọng lượng riêng bê tông: $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$

Trọng lượng riêng nước: $\gamma_n = 10 \text{ kN/m}^3$

8.1.2. Số liệu trụ:

Loại trụ: trụ đặc bê tông cốt thép.

Loại cọc: cọc đóng BTCT 40x40 cm

Số cọc trong móng: 18 cọc

Cao độ mực nước cao nhất: $MNCN = +8,5$ m

Cao độ mực nước thấp nhất: $MNTN = +2,6$ m

Cao độ mực nước thông thuyền: $MNTT = +5,5$ m

Cao độ mặt đất tự nhiên: $MĐTN = -2,14$ m

Cao độ đỉnh móng: $CĐĐ = -1,4$ m

Cao độ đáy móng: $CĐĐBT = -3,4$ m

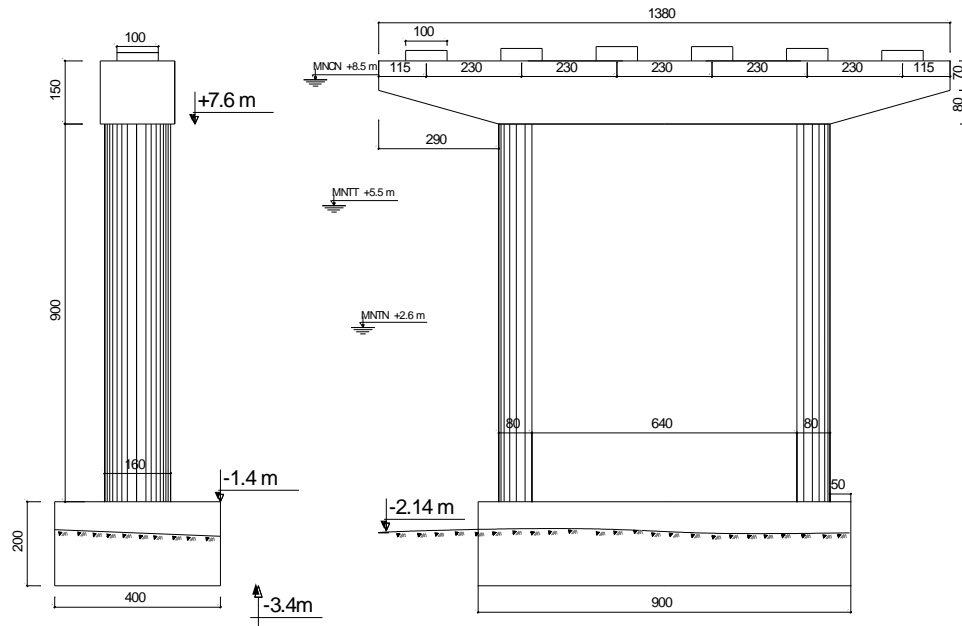
Quy trình thiết kế: 22TCN 272-05

Tải trọng thiết kế: 0,65HL93, đoàn người bộ hành $3,9 \text{ KN/m}^2$

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN
Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG
SINH VIÊN THỰC HIỆN

8.1.3. Kích thước trụ (đơn vị mm):



Hình 8.1: Cấu tạo trụ T₂

8.2. Các tải trọng tác dụng lên trụ:

8.2.1. Tĩnh tải kết cấu nhịp: Theo kết quả tính toán sơ bộ, ta có:

+ Trọng lượng bản thân kết cấu nhịp :

$$DC_1 = 4135,11(\text{KN})$$

+ Trọng lượng BMC+tấm đan+dầm ngang :

$$DC_2 = 2395+557,75+178,41 = 3131,16(\text{KN})$$

+ Trọng lượng lan can tay vịn :

$$DC_3 = 362,33(\text{KN})$$

* Tổng cộng: DC = 7628,6(KN)

+ Trọng lượng các lớp phủ mặt cầu :

$$DW = 538,2(\text{KN})$$

8.2.2. Tĩnh tải do các thành phần của trụ:

Tĩnh tải các bộ phận trụ được tổng hợp ở bảng sau:

STT	Tên kết cấu	V (m ³)	Trọng lượng (KN)
-----	-------------	----------------------	------------------

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

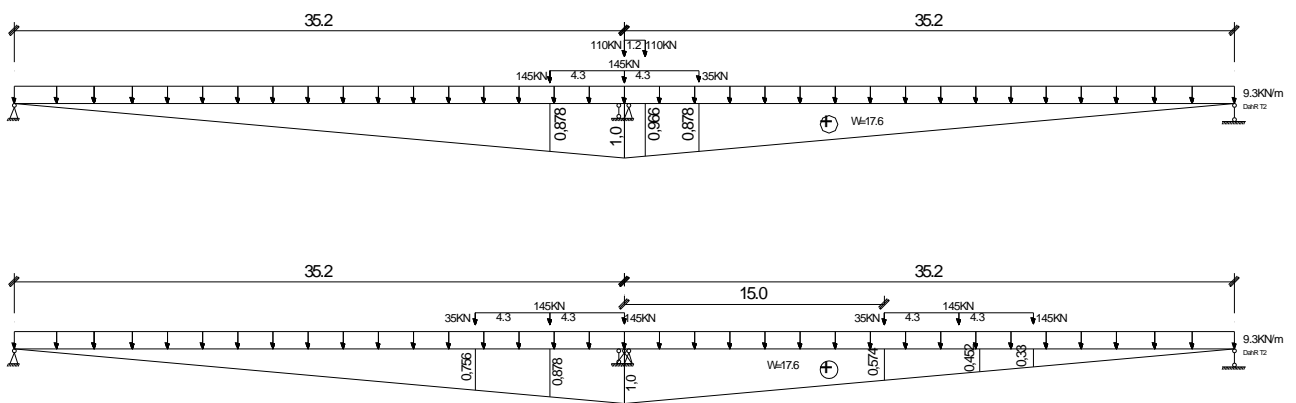
NGHIÊM THANH HÙNG

1	Bệ trụ	72	1800
2	Thân trụ	110,25	2756,25
3	Xà mũ	33,08	827
4	Đá tảng	1,78	44,5

Bảng 8.1: Bảng tổng hợp khối lượng trụ

8.2.3. Hoạt tải tác dụng:

a) Trường hợp 1: Xếp 2 làn trên 2 nhịp



Hình 8.2: Xếp xe lên đ.a.h $R_g(T2)$

+ Tổ hợp hoạt tải do: Xe tải thiết kế + Tải trọng làn:

$$R_{LL} = m.n.0,65.(145.y_{145} + 145.y_{145} + 35.y_{35}).(1+IM) + m.n.9,3.\omega$$

+ Tổ hợp hoạt tải do: 90% Xe tải thiết kế + Tải trọng làn:

$$R_{LL} = m.n.0,9.0,65.(145.y_{145} + 145.y_{145} + 35.y_{35}).(1+IM) + m.n.9,3.\omega$$

+ Tổ hợp hoạt tải do: Xe hai trục + Tải trọng làn:

$$R_{LL} = m.n.0,65.(110.y_{110} + 110.y_{110}).(1+IM) + m.n.9,3.\omega$$

Trong đó:

- n : số làn xe, n = 2
- m : là hệ số làn xe, m = 1.
- $g_1 = 9,3 \text{ KN/m}$:Tải trọng làn thiết kế.

- y_i : Tung độ đường ảnh hưởng tương ứng.

- $(1+IM) = 1,25$: hệ số xung kích.

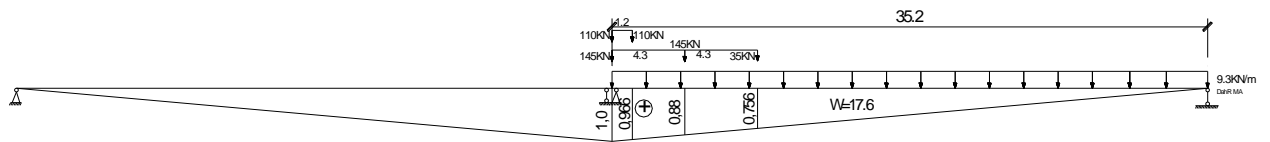
- ω : Diện tích đường ảnh hưởng tương ứng với chiều dài đặt tải

Ta có bảng kết quả tính toán giá trị hoạt tải như sau:

Tải trọng	Tung độ ĐAH/ ω	Tải trọng trục xe (KN)	Phản lực gối R_i (KN)
Xe hai trục	1,0	110	110
	0,966	110	106,26
Xe tải thiết kế	0,878	35	30,73
	1,0	145	145
	0,878	145	127,31
90% Xe tải thiết kế	0,756	35	26,46
	0,878	145	127,31
	1,0	145	145
	0,574	35	20,09
	0,452	145	65,54
	0,33	145	47,85
Tải trọng làn	$\omega = 35,2$	9,3	327,36
$R_{gối}^{TC}$	Xe 2 trục+IM+TTL		1006,14
	Xe tải thiết kế+IM+TTL		1147,16
	90% (2Xe tải thiết kế+IM)+TTL		1286,89

Bảng 8.2: Bảng tính toán giá trị hoạt tải khi xếp 2 làn trên 2 nhịp

b) Trường hợp 2: Xếp 2 làn trên 1 nhịp:



Hình 8.3 Xếp xe lên đ.a.h $R_g(T2)$ lệch tâm theo phương dọc cầu.

-Số làn xe: $n=2$

-Hệ số làn xe: $m=1$

-Độ lệch tâm theo phương dọc cầu: $e_x=0,425m$

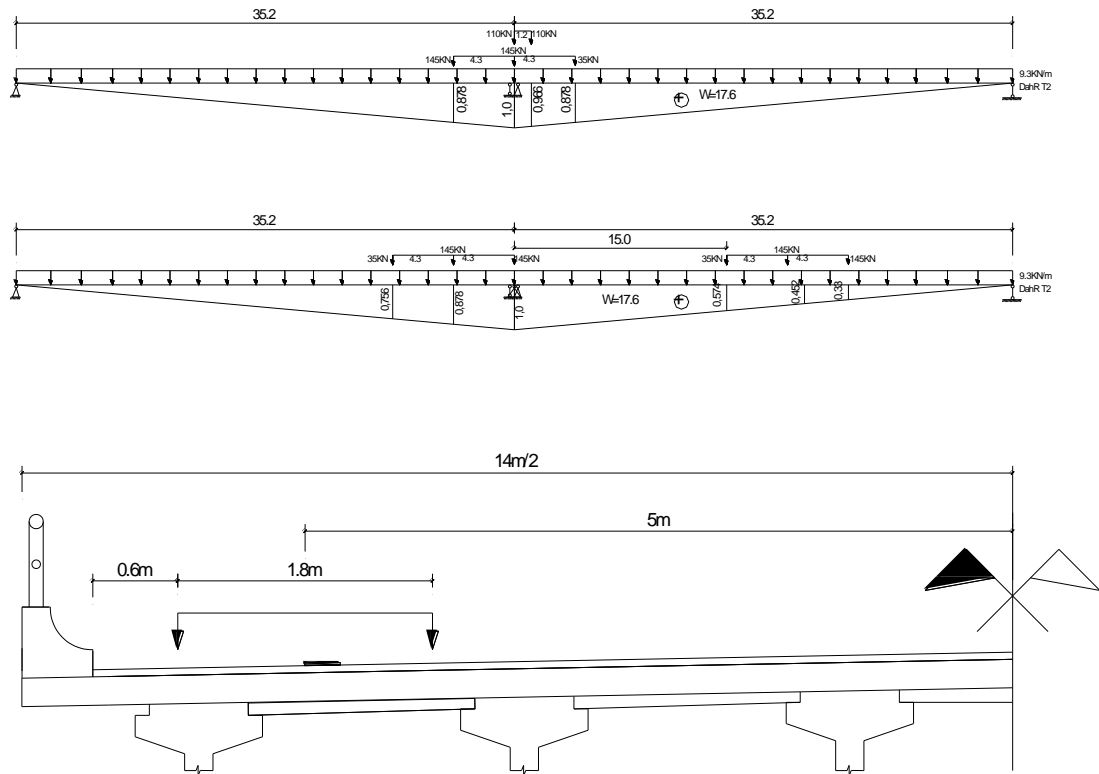
-Độ lệch tâm theo phương ngang cầu: $e_y=0$.

Tính toán tương tự như trường hợp 1:

Hoạt tải xếp 2 làn trên 1 nhịp			
Tải trọng	Tung độ ĐAH/ ω	Tải trọng trục xe KN	Phản lực gối R_i KN
Xe hai trục	1,0	110	110
	0,956	110	106,26
Xe tải thiết kế	1,0	145	145
	0,843	145	127,6
	0,686	35	26,46
Tải trọng làn	13,7	9,3	163,68
$R_{gối}^{TC}$	Xe 2 trục+IM+TTL		678,78
	Xe tải TK+IM+TTL		921,53

Bảng 8.3: Tính toán giá trị hoạt tải khi xếp 2 làn trên một nhịp

c) Trường hợp 3: Xếp 1 làn trên 2 nhịp:



Hình 8.4: Xếp xe lên đ.a.h $R_g(T2)$ lệch tâm theo phương ngang cầu

-Số làn xe: $n=1$

-Hệ số làn xe: $m=1,2$

-Độ lệch tâm theo phương dọc cầu: $e_x=0$.

-Độ lệch tâm theo phương ngang cầu: $e_y=5m$.

Tính toán tương tự trường hợp 1, kết quả được tổng hợp ở bảng:

Hoạt tải xếp 1 làn trên 2 nhịp			
Tải trọng	Tung độ ĐAH/ ω	Tải trọng trục xe (KN)	Phản lực gối R_i (KN)
Xe hai trục	1,0	110	110
	0,966	110	106,26
Xe tải thiết	0,878	35	30,73

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

kế	1,0	145	145
	0,878	145	127,31
90% Xe tải thiết kế	0,756	35	26,46
	0,878	145	127,31
	1,0	145	145
	0,574	35	20,09
	0,452	145	65,54
	0,33	145	47,85
Tải trọng làn	$\omega = 35,2$	9,3	327,36
R^{TC} gói	Xe 2 trục+IM+TTL		603,69
	Xe tải thiết kế+IM+TTL		688,3
	90% (2Xe tải thiết kế+IM)+TTL		814,28

Bảng 8.4: Tính toán giá trị hoạt tải khi xếp 1 làn trên 2 nhịp

8.2.4. Phản lực gối do người đi trên kết cấu nhịp :

$$R_{PL} = n.T_n.PL.\omega$$

Trong đó:

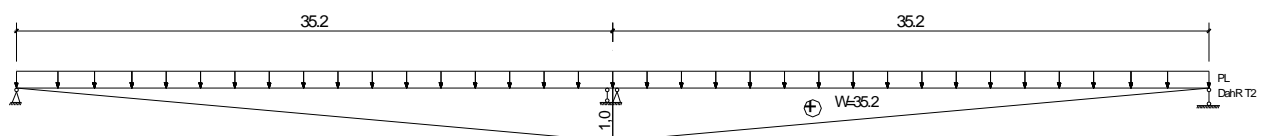
T_n : bề rộng phần người đi bộ = 1,5m

PL : tải trọng người đi, PL = 3,9KN/m²

n : số làn người đi

ω : diện tích đah

a) Trường hợp người đi trên cả 2 làn trên cả 2 nhịp:



Hình 8.5: Xếp tải trọng người lên đ.a.h. $R_g(T2)$

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

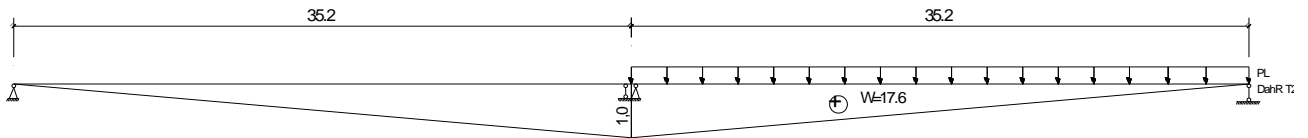
SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

$$R_{PL} = 2.T_n.PL.\omega = 2.1,5.3,9.35,2 = 411,84 \text{ KN.}$$

b) Trường hợp người đi trên cả 2 làn trên 1 nhịp: (xếp lệch tâm dọc cầu)



Hình 8.6: Xếp tải trọng người lệch tâm theo phương dọc cầu

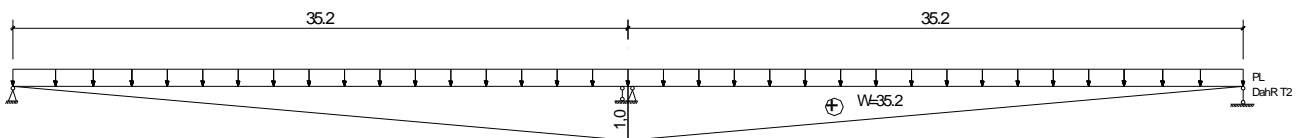
Ta có:

$$R_{PL}^{tr} = 0$$

$$R_{PL}^{ph} = n.T_n.PL.\omega = 2.1,5.3,9.17,6 = 205,92 \text{ KN.}$$

Độ lệch tâm theo phương dọc cầu: $e_x = 0,425\text{m.}$

c) Trường hợp người đi trên 1 làn trên cả 2 nhịp : xếp lệch tâm ngang cầu



Hình 8.7: Xếp tải trọng người lệch tâm theo phương ngang cầu

$$R_{PL} = n.T_n.PL.\omega$$

$$R_{PL} = 1.1,5.3,9.35,2 = 205,92 \text{ KN}$$

Độ lệch tâm theo phương ngang cầu: $e_y = 5,75\text{m.}$

8.2.5. Lực hãm xe (BR):

Lực hãm xe nằm ngang cách phía trên mặt đường khoảng cách $h_{BR} = 1,8\text{m.}$ Trị số lực hãm lấy bằng 25% trọng lượng các trục xe tải thiết kế trên tất cả các làn chạy cùng một hướng:

$$BR = 0,25.m.n. \sum P_i$$

$$BR = 0,25.1.2.0,65.(145+145+35) = 105,63(\text{KN}).$$

8.2.6. Lực ly tâm (CE):

Lực ly tâm nằm ngang cách phía trên mặt đường : $h_{CE} = 1,8\text{m.}$

$$CE = \sum P.C$$

$$C = \frac{4}{3} \cdot \frac{V^2}{g.R}$$

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

Trong đó:

P : tải trọng trục xe.

V : vận tốc thiết kế đường ô tô, lấy $V = 60 \text{ Km/h.} = 16,67 \text{ m/s}$

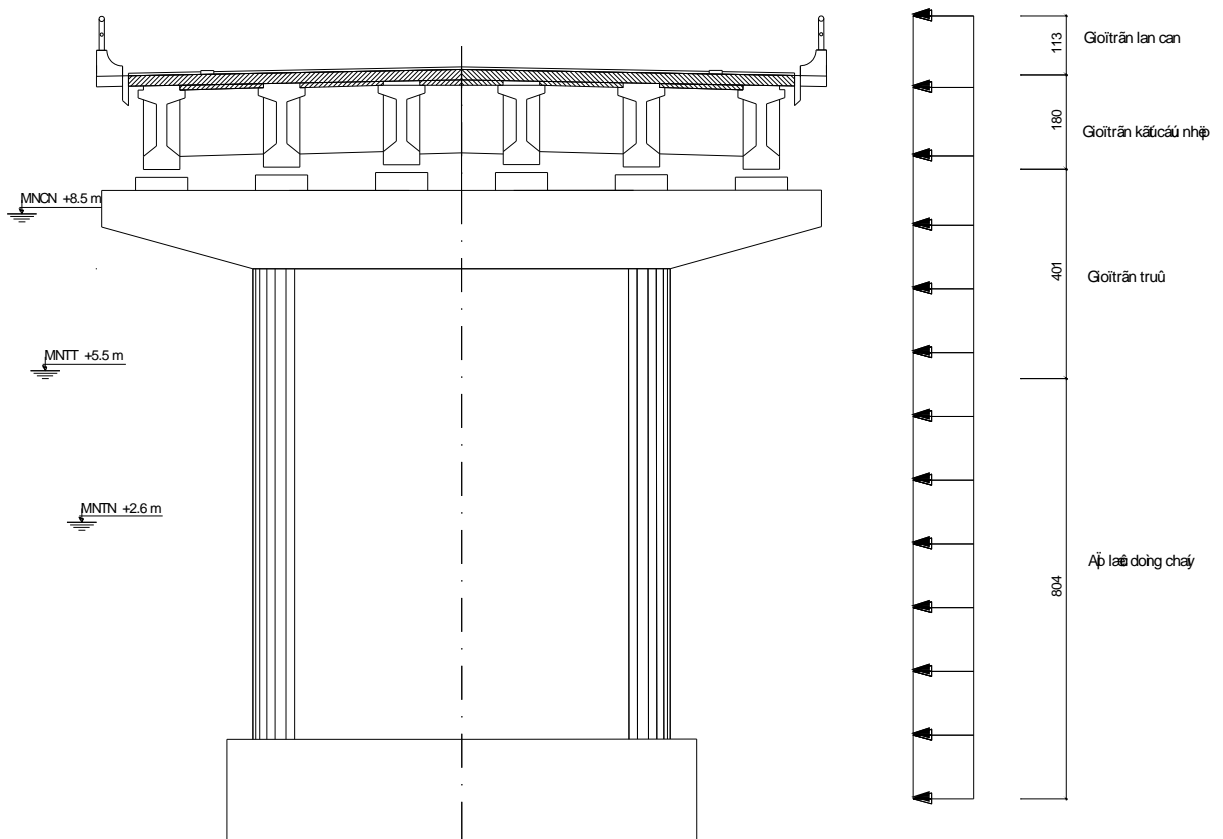
g : gia tốc trọng trường.

R : bán kính cong của làn xe, $R = \infty$

$\Rightarrow CE = 0.$

8.2.7. Tải trọng gió (WL,WS):

Mô phỏng tải trọng gió tác dụng lên công trình:



Hình 8.8: Mô phỏng tải trọng gió tác dụng lên công trình.

Kích thước kết cấu hứng gió (m)	Kí hiệu	Giá trị (m)
Bề rộng mặt cầu	W	14

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

Chiều cao dầm và bề dày lớp phủ	h_g	1,8
Chiều cao toàn bộ kết cấu trên	h_s	2,93
Chiều cao gối cầu và đá kê gối	h_b	0,4
Chiều cao xà mũ	h_{cb}	1,5
Chiều cao lan can	h_{lc}	1,1
Khoảng cách từ đáy dầm đến trọng tâm chấn gió của kết cấu phần trên	h_{cg}	1,47
Chiều cao thân trụ	h_c	9,0
Chiều cao bệ trụ	h	2,0
Bề rộng xà mũ	d_n	13,8
Bề rộng thân trụ	d_c	1,6
Chiều sâu dòng chảy	h_{SF}	7,64
Chiều dày lớp đất phủ trên bệ trụ	h_{so}	1,04

Bảng 8.5: Kích thước kết cấu hứng gió

Tốc độ gió thiết kế tính theo công thức:

$$V = V_B \cdot S$$

Trong đó:

V_B : tốc độ gió giật cơ bản trong 3 giây với chu kỳ xuất hiện trong 100 năm.

Theo TCVN 2737-1995 Đà Nẵng vùng tính gió là vùng II. $\Rightarrow V_B = 45 \text{ m/s}$.

S : hệ số điều chỉnh đối với khu đất chịu gió và độ cao mặt đất, $S = 1$.

$$\Rightarrow V = 45 \cdot 1 = 45 \text{ m/s}$$

8.2.7.1. Tải trọng gió tác động lên công trình – WS:

a) Tải trọng gió ngang P_D :

$$P_D = 0,0006 \cdot V^2 \cdot A_t \cdot C_d > 1,8 \cdot A_t \text{ (KN)}$$

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

Trong đó:

V : Tốc độ gió thiết kế, $V = 45(\text{m/s})$

A_t : Diện tích của kết cấu hay cấu kiện phải tính tải trọng gió ngang (m^2)

C_d : Hệ số cản. Lấy theo điều : TCN 3.8.1.2.

Chiều dài nhịp : $L=35\text{m}$

Chiều rộng cầu : $B=14\text{m}$

Z_1 : Cánh tay đòn tính đến đỉnh bộ (m)

Z_2 : Cánh tay đòn tính đến đáy bộ (m).

- Diện tích chắn gió của phần lan can tay vịn :

$$A_{g_{lc}} = \frac{(l_1 + l_2)}{2} \cdot h_{lc} \cdot 0,5 = \frac{36 + 36}{2} \cdot 1,1 \cdot 0,5 = 19,8 (\text{m}^2)$$

Trong đó:

l_1, l_2 : Chiều dài nhịp trái và nhịp phải: $l_1 = l_2 = 36(\text{m})$

0,5 : Hệ số rỗng.

- Diện tích chắn gió của kết cấu nhịp :

$$A_{g_{KCN}} = \frac{(l_1 + l_2)}{2} \cdot h_s = \frac{36 + 36}{2} \cdot 1,8 = 64,80 (\text{m}^2)$$

Trong đó:

l_1, l_2 : Chiều dài nhịp trái và nhịp phải: $l_1 = l_2 = 36(\text{m})$

h_s : Chiều cao kết cấu nhịp: $h_s = 1,8(\text{m})$

- Diện tích chắn gió của thân trụ :

$$A_{g_{tt}} = 1,6 \cdot 2,1 = 3,36 (\text{m}^2)$$

- Diện tích chắn gió của xà mũ :

$$A_{g_{xm}} = 1,5 \cdot 1,8 = 2,7 (\text{m}^2)$$

Ta có bảng tính toán kết quả sau:

Hạng mục	$A_t (\text{m}^2)$	C_d	$1,8 \cdot A_t$	$0,0006V^2 \cdot A_t \cdot C_d$	$P_D (\text{KN})$	$Z_1 (\text{m})$	$Z_2 (\text{m})$	$Z_3 (\text{m})$
Lan can, tay vịn	19,8	1,2	35,64	28,87	35,64	4,23	13,23	15,23

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

Kết cấu nhịp	64,8	1,2	116,64	94,48	116,64	2,79	11,79	13,79
Thân trụ	3,36	1,0	6,05	4,08	6,05	1,05	7,95	9,95
Xà mũ	2,7	1,0	4,86	3,28	4,86	0,75	9,75	11,75

Bảng 8.6: Tải trọng gió ngang tác dụng lên công trình.

Vận mômen: $M^{\text{xà mũ}} = \sum P_D \cdot Z_{i1} = 486,18(\text{KN.m})$

$$M^{\text{đỉnh}} = \sum P_D \cdot Z_{i2} = 1942,18(\text{KN.m})$$

$$M^{\text{đáy}} = \sum P_D \cdot Z_{i3} = 2268,56(\text{KN.m})$$

b) Tải trọng gió dọc P_D :

Tải trọng gió dọc tác dụng lên kết cấu nhịp và lan can lấy bằng 25% tải trọng gió ngang tương ứng.

Tải trọng gió dọc tác dụng lên trụ, tính toán hoàn toàn tương tự tải trọng gió ngang.

$$P_D = 0,0006 \cdot V^2 \cdot A_t \cdot C_d > 1,8 \cdot A_t \text{ (KN)}$$

Hạng mục	A_t (m ²)	C_d	$1,8 \cdot A_t$	$0,0006V^2 \cdot A_t \cdot C_d$	P_D (KN)	Z_1 (m)	Z_2 (m)	Z_3 (m)
Lan can, tay vịn	Lấy bằng 25% tải trọng gió ngang tương ứng.				8,19	4,23	13,23	15,23
Kết cấu nhịp	Lấy bằng 25% tải trọng gió ngang tương ứng.				20,16	2,79	11,79	13,79
Thân trụ	16,8	1,0	30,24	20,41	30,24	1,05	7,95	9,95
Xà mũ	18,38	1,0	33,08	22,33	33,08	0,75	9,75	11,75

Bảng 8.7 Tải trọng gió dọc tác dụng lên công trình.

Vận mômen $M^{\text{xà mũ}} = \sum P_D \cdot Z_{i1} = 175,61(\text{KN.m})$

$$M^{\text{đỉnh}} = \sum P_D \cdot Z_{i2} = 1024,65(\text{KN.m})$$

$$M^{\text{đáy}} = \sum P_D \cdot Z_{i3} = 1227,44(\text{KN.m})$$

c) Tải trọng gió ngang P_D với vận tốc gió 25 m/s

Ta có bảng tính toán kết quả sau:

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

Hạng mục	A_t (m ²)	C_d	$1,8.A_t$	$0,0006V^2.A_t.C_d$	P_D (KN)	Z_1 (m)	Z_2 (m)	Z_3 (m)
Lan can,tay vịn	19,8	1,2	35,64	28,87	35,64	4,23	13,23	15,23
Kết cấu nhịp	64,8	1,2	116,64	94,48	116,64	2,79	11,79	13,79
Thân trụ	3,36	1,0	6,05	4,08	6,05	1,05	7,95	9,95
Xà mũ	2,7	1,0	4,86	3,28	4,86	0,75	9,75	11,75

Bảng 7.6: Tải trọng gió ngang tác dụng lên công trình.

Vây mômen: $M^{xà mũ} = \sum P_D.Z_{i_1} = 486,18(KN.m)$

$$M^{đỉnh} = \sum P_D.Z_{i_2} = 1942,18(KN.m)$$

$$M^{đáy} = \sum P_D.Z_{i_3} = 2268,56(KN.m)$$

d) Tải trọng gió dọc P_D :

Tải trọng gió dọc tác dụng lên kết cấu nhịp và lan can lấy bằng 25% tải trọng gió ngang tương ứng.

Tải trọng gió dọc tác dụng lên trụ, tính toán hoàn toàn tương tự tải trọng gió ngang.

$$P_D = 0,0006.V^2.A_t.C_d > 1,8.A_t \text{ (KN)}$$

Hạng mục	A_t (m ²)	C_d	$1,8.A_t$	$0,0006V^2.A_t.C_d$	P_D (KN)	Z_1 (m)	Z_2 (m)	Z_3 (m)
Lan can, tay vịn	Lấy bằng 25% tải trọng gió ngang tương ứng.				8,19	4,23	13,23	15,23
Kết cấu nhịp	Lấy bằng 25% tải trọng gió ngang tương ứng.				20,16	2,79	11,79	13,79
Thân trụ	16,8	1,0	30,24	20,41	30,24	1,05	7,95	9,95
Xà mũ	18,38	1,0	33,08	22,33	33,08	0,75	9,75	11,75

Bảng 8.7 Tải trọng gió dọc tác dụng lên công trình.

Vây mômen $M^{xà mũ} = \sum P_D.Z_{i_1} = 175,61(KN.m)$

$$M^{đỉnh} = \sum P_D.Z_{i_2} = 1024,65(KN.m)$$

$$M^{đáy} = \sum P_D.Z_{i_3} = 1227,44(KN.m)$$

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

8.2.7.2. Tải trọng gió tác dụng lên xe cộ (WL):

* Tải trọng gió ngang: Tải trọng gió ngang tác dụng lên xe cộ biểu thị bằng tải trọng phân bố 1,5 (KN/m) tác dụng theo phương nằm ngang, ngang với tim dọc kết cấu và đặt ở độ cao 1,8 m so với mặt đường.

* Tải trọng gió dọc: Tải trọng gió dọc tác dụng lên xe cộ biểu thị bằng tải trọng phân bố 0,75 (KN/m), tác dụng theo phương ngang, song song với tim dọc kết cấu và đặt ở cao độ 1,8 m so với mặt đường.

Kết quả tính toán được thể hiện ở bảng:

Hướng gió	Tải trọng phân bố (kN/m)	Chiều cao phân bố (m)	WL (KN)
Gió ngang	1,50	1,80	54
Gió dọc	0,75	1,80	27

Bảng 8.10 Tải trọng gió tác dụng lên xe cộ.

8.2.8. Tải trọng nước (WA): (3.7)

8.2.8.1 Áp lực thủy tĩnh: (3.7.1)

Áp lực thủy tĩnh được tính theo công thức : $WA = \frac{\gamma_w \cdot h^2}{2}$

Trong đó :

h : chiều sâu cột nước.

γ_w : trọng lượng riêng của nước, $\gamma_w = 10(\text{KN/m}^3)$

Hạng mục	Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
<i>Tính tại mặt cắt đỉnh bệ</i>			
Chiều cao cột nước tính từ MNTT đến đỉnh bệ	h_1	6,9	m
Áp lực nước tĩnh	WA	238,05	KN/m
Vị trí đặt lực tính từ mặt cắt đang xét		2,3	m
<i>Tính tại mặt cắt đáy bệ</i>			

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

Chiều cao cột nước tính từ MNTT đến đáy bể	h_2	8,9	m
Áp lực nước tĩnh	WA	396,05	KN/m
Vị trí đặt lực tính từ mặt cắt đang xét		2,97	m
<i>Tính tại mặt cắt đỉnh trụ</i>			
Áp lực nước tĩnh	WA	0	KN/m

Bảng 8.11 Áp lực thủy tĩnh

8.2.8.2 Lực đẩy nổi (B): (3.7.2)

Lực đẩy nổi B tính theo công thức : $B = \gamma_w \cdot V_0$

Trong đó:

V_0 : Thể tích phần ngập nước

γ_w : trọng lượng riêng của nước, $\gamma_w = 10(\text{KN}/\text{m}^3)$

Hạng mục	Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
<i>Tính tại mặt cắt đỉnh bể</i>			
Chiều cao cột nước tính từ MNTT đến đỉnh bể	h_1	6,9	m
Thể tích phần ngập nước	V_0	84,53	m^3
Lực đẩy nổi	B	840,53	KN
<i>Tính tại mặt cắt đáy bể</i>			
Chiều cao cột nước tính từ MNTT đến đáy bể	h_2	8,9	m
Thể tích phần ngập nước	V_0	156,53	m^3
Lực đẩy nổi	B	1565,3	KN
<i>Tính tại mặt cắt đỉnh trụ B= 0KN</i>			

Bảng 8.12 Lực đẩy nổi (B)

8.2.6.3 Áp lực dòng chảy (p): (3.7.3)

* Áp lực dòng chảy theo phương ngang cầu : (3.7.3.2)

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

Tính toán theo công thức : $p = 5,14.10^{-4}.C_D.V^2$ (3.7.3.1-1)

Với: + p : Áp lực dòng chảy (MPa)

+ C_D : Hệ số cản của trụ theo lấy theo bảng (3.7.3.1-1), $C_D = 0,7$

+ V : Vận tốc nước thiết kế. Giả thiết vận tốc nước $V = 1,59(m/s)$

Hạng mục	Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
Hệ số cản của trụ theo phương dọc cầu	C_D	0,7	
Vận tốc thiết kế (giả thiết)	V	1,59	m/s
Áp lực nước chảy	p	0,91	KN/m ²
<i>Tính tại mặt cắt đỉnh bệ</i>			
Diện tích chắn dòng của trụ	A_{I-I}	11,04	m ²
Lực cản dọc của dòng chảy	P_{I-I}	10,05	KN
Điểm đặt lực tính từ mặt cắt đang xét	h_{I-I}	3,45	m
<i>Tính tại mặt cắt đáy bệ</i>			
Diện tích chắn dòng của trụ	A_{II-II}	13,01	m ²
Lực cản dọc của dòng chảy	P_{II-II}	11,84	KN
Điểm đặt lực tính từ mặt cắt đang xét	h_{II-II}	5,08	m

Bảng 8.13 Áp lực dòng chảy (p)

Áp lực dòng chảy theo phương dọc cầu (3.7.3.1)

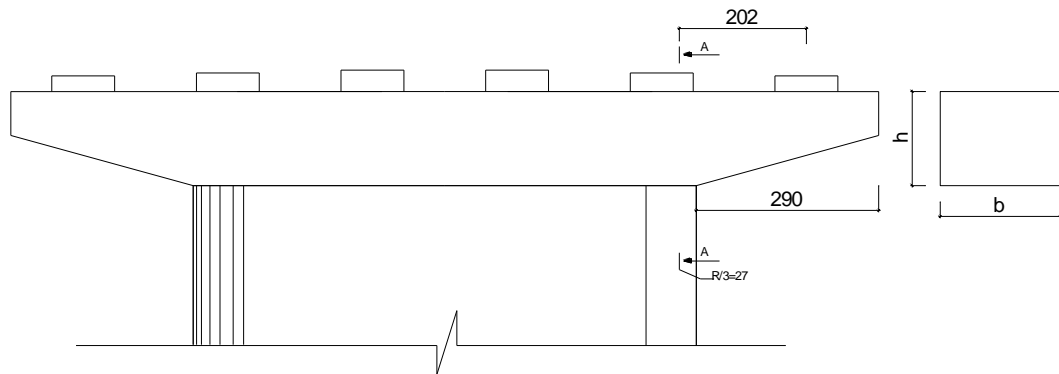
$$p = 5,14.10^{-4}.C_L.V^2 \text{ (3.7.3.2-1)}$$

Trong đó :

+ C_L : Hệ số cản của trụ bảng (3.7.3.2-1), $C_L = 0$, p = 0(KN)

8.3. Tổ hợp tải trọng tác dụng lên các mặt cắt:

8.3.1. Tổ hợp tải trọng tác dụng lên mặt cắt xà mũ:



Hình 8.9: Sơ đồ tính xà mũ

-Phần xà mũ được tính như dầm công xôn 1 đầu với phần hẫng tính toán:

$$L = l_K + \Delta l$$

Trong đó:

l_K : là phần hẫng tính từ thân trụ : $l_K = 2,90$ (m)

Δl : là chiều sâu ngàm quy ước : $\Delta l = \frac{1}{3} \cdot R = \frac{1}{3} \cdot 0,8 = 0,27$ (m)

$$\Rightarrow L = 2,90 + 0,27 = 3,17 \text{ (m)}$$

* Tải trọng bản thân phần hẫng của xà mũ:

Tính gần đúng ta có thể xem tính tải bản thân xà mũ phân bố đều với cường độ:

$$DC_{XM} = (0,7 \cdot 1,8 \cdot 3,17) \cdot 25 + \frac{(0,2 + 3,17) \cdot 0,8}{2} \cdot 1,8 \cdot 25 = 133,55 \text{ (KN)}$$

Tải trọng truyền xuống từ kết phần trên. Tính cho 1 dầm ngoài cùng.

a) Tải trọng truyền xuống từ kết phần trên.

$$DC_{nhip} = DC_{dc} + DC_{bmc} + DC_{dn} + DC_{td}^{tc} = 7266,27 \text{ KN}$$

$$DC_{lctv} = 362,33 \text{ KN}$$

$$DW = 538,2 \text{ KN}$$

-Tính tải truyền xuống một dầm:

$$DC = \frac{DC_{nhip}}{5} + \frac{DC_{lctv}}{2} = \frac{7266,27}{6} + \frac{362,33}{2} = 1392,21 \text{ KN}$$

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

-Tải trọng truyền xuống nhịp ngoài cùng do lớp phủ:

$$DW = \frac{DW_{nhịp}}{6} = \frac{538,2}{6} = 89,7 \text{ KN}$$

-Tĩnh tải do đá kê gối:

$$DC_g = 0,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 25 = 6,25 \text{ KN}$$

b) Nội lực do hoạt tải truyền xuống dầm:

Hệ số phân bố ngang cho dầm biên

- Đối với hoạt tải xe: $mg_{LL} = 0,809 \Rightarrow g_{LL} = 0,41$

- Đối với hoạt tải người: $g_{PL} = 1,5$

+ Phản lực do hoạt tải thiết kế kể thêm hệ số xung kích gây ra:

$$LL = g \cdot R_{LL} \text{ (do khi tính } R_{LL} \text{ đã xét hệ số làn m)}$$

$$LL = 0,41 \cdot 1286,88 = 527,62 \text{ (KN)}$$

+Phản lực do hoạt tải người truyền xuống dầm biên: (t/h xếp 1 làn trên 2 nhịp)

$$PL = 1,5 \cdot 205,92 = 308,88 \text{ (kN)}$$

Được tính theo công thức:

$$M_x = N_x \cdot e_x \text{ (kN.m)}$$

$$N = N_{DC} \cdot \gamma_{DC} + N_{DW} \cdot \gamma_{DW} + N_{LL} \cdot \gamma_{LL} + N_{IM} \cdot \gamma_{IM} + N_{PL} \cdot \gamma_{PL} \text{ (kN)}$$

$$M = M_{DC} \cdot \gamma_{DC} + M_{DW} \cdot \gamma_{DW} + M_{LL} \cdot \gamma_{LL} + M_{IM} \cdot \gamma_{IM} + M_{PL} \cdot \gamma_{PL} \text{ (kN.m)}$$

Trong đó:

N_x : phản lực gối (kN)

M_x : Mômen tại mặt cắt I-I (kN.m)

e_x : độ lệch tâm (m)

N: tổ hợp phản lực gối (kN)

M: tổ hợp mômen tại mặt cắt I-I (kN.m)

γ_i : hệ số tải trọng ở các trạng thái giới hạn.
GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

Kết quả được thể hiện ở bảng dưới:

Bảng tải trọng xét tại mặt cắt xà mũ :mặt cắt A-A				
Tải trọng	Kí hiệu	$N_x(kN)$	$e_x(m)$	$M_x(kN.m)$
Phản lực gối do tĩnh tải kết cấu trên	DC_{kcn}	1392,21	2,01	2798,34
Phản lực gối do hoạt tải+ xung kích	$LL_{biên}$	527,62	2,01	1060,52
Phản lực gối do tải trọng người	$PL_{biên}$	308,88	2,01	620,85
Phản lực gối do tải trọng lớp phủ	$DW_{biên}$	89,7	2,01	180,3
Đá kê gối	$DC_{Đá kê}$	6,25	2,01	12,56
Trọng lượng bản thân	DC_{xm}	133,55	1,72	229,71

Bảng 8.14 Tổ hợp nội lực xét tại mặt cắt xà mũ

Bảng tổ hợp tải trọng xét tới mặt cắt xà mũ :mặt cắt A-A							
Trạng thái giới hạn	Hệ số tải trọng γ_i				N (kN)	M (kN.m)	
	γ_{DC}	γ_{DW}	γ_{LL+IM}	γ_{PL}			
Sử dụng	1	1	1	1	2458,21	4902,27	
Cường độ	I	1,25	1,5	1,75	1,75	3535,86	7013,6
	II	1,25	1,5	0	0	1915,01	4071,21
	III	1,25	1,5	1,35	1,35	3165,38	6341,05

Bảng 8.15 Tổ hợp nội lực xét tại mặt cắt xà mũ theo các TTGH

8.3.2. Tổ hợp tải trọng tác dụng lên các mặt cắt đỉnh móng ở các TTGH:

8.3.2.1. Tổng hợp tải trọng tại mặt cắt đỉnh móng:

Tải trọng	N	Dọc cầu		Ngang cầu	
	(KN)	H_X	M_X	H_Y	M_Y
		(KN)	(kN.m)	(KN)	(KN.m)
Tĩnh tải của thân trụ- DC_{tru}	3627.8	0	0	0	0

Tĩnh tải của kết cấu nhịp-DC	7628.6				
Lớp phủ mặt cầu-DW	538.2	0	0	0	0
Hoạt tải xe 2 làn -2 nhịp - (LL+IM)	1286.9	0	0	0	0
Hoạt tải xe 2 làn -1 nhịp- (LL+IM)	921.53	0	391,65	0	0
Hoạt tải xe 1 làn-2 nhịp- (LL+IM)	814.28	0	0	0	4071,38
Tải trọng người đi 2 làn-2 nhịp- PL	411.84	0	0	0	0
Tải trọng người đi 2 làn-1 nhịp- PL	205.92	0	87.516	0	0
Tải trọng người đi 1 làn-2 nhịp- PL	205.92	0	0	0	1184.04
Lực hãm xe – BR	0	105.63	1531,6	0	0
Lực đẩy nổi - $WA_{đẩy nổi}$	-840.5	0	0	0	0
Lực thủy tĩnh - $WA_{thủy tĩnh}$	0	0	0	238.05	547.515
Lực thủy động – $WA_{thủy động}$	0	0	0	10.05	34.6725
Gió trên hoạt tải xe - WL	0	27	391.5	54	783
Tải trọng gió $v=45m/s$ - WS	0	83.67	1024.7	169.24	1942.2
Tải trọng gió $v=25m/s$ - WS	0	83.67	1024.7	169.24	1942.2

Bảng 8.16 Bảng tổng hợp tải trọng tác dụng lên mặt cắt I-I

8.4.2.1. Tổ hợp 1: CƯỜNG ĐỘ I-1:

STT	Tải trọng	Hệ số	N (KN)	Dọc cầu		Ngang cầu	
				H_x (KN)	M_x (KN.m)	H_y (KN)	M_y (KN.m)
1	Tĩnh tải bản thân trụ	1,25	4534,69	0	0	0	0
2	Tĩnh tải kết cấu nhịp - DC	1,25	9535,75	0	0	0	0
3	Tĩnh tải lớp phủ - DW	1,5	807,3	0	0	0	0
4	Hoạt tải 2 làn trên 2 nhịp	1,75	2252,05	0	0	0	0

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

5	Tải trọng người 2 làn 2 nhịp	1,75	720,72	0	0	0	0
6	Lực hãm xe - BR	1,75	0	184,85	2680,36	0	0
7	Lực đẩy nổi - $WA_{đẩy nổi}$	1	-840,53	0	0	0	0
8	Lực thủy tĩnh - $WA_{thủy tĩnh}$	1	0	0	0	238,05	547,5
9	Áp lực dòng chảy- $WA_{thủy động}$	1	0	0	0	10,05	34,67
Tổng cộng			17010	184,85	2680,36	248,1	582,2

Bảng 8.18 Tổ hợp nội lực xét tại mặt cắt đỉnh móng TTGH CD I-1

8.4.2.2 Tổ hợp 2: CƯỜNG ĐỘ I-2 (Lệch tâm theo phương dọc cầu)

STT	Tải trọng	Hệ số	N (KN)	Dọc cầu		Ngang cầu	
				H_x (KN)	M_x (KN.m)	H_y (KN)	M_y (KN.m)
1	Tĩnh tải bản thân trụ	1,25	4534,69	0	0	0	0
2	Tĩnh tải kết cấu nhịp - DC	1,25	9535,75	0	0	0	0
3	Tĩnh tải lớp phủ - DW	1,5	807,3	0	0	0	0
4	Hoạt tải 2 làn trên 1 nhịp	1,75	1612,68	0	685,39	0	0
5	Tải trọng người 2 làn 1 nhịp	1,75	360,36	0	153,15	0	0
6	Lực hãm xe - BR	1,75	0	184,85	2680,36	0	0
7	Lực đẩy nổi - $WA_{đẩy nổi}$	1	-840,53	0	0	0	0
8	Lực thủy tĩnh - $WA_{thủy tĩnh}$	1	0	0	0	238,05	547,5
9	Áp lực dòng chảy- $WA_{thủy động}$	1	0	0	0	10,05	34,67
Tổng cộng			16010,3	184,85	3518,9	248,1	582,2

Bảng 8.19 Tổ hợp nội lực xét tại mặt cắt đỉnh móng TTGH CD I-2

8.4.2.3. Tổ hợp 3: CƯỜNG ĐỘ I-3 (Lệch tâm ngang cầu)

STT	Tải trọng	Hệ số	N	Dọc cầu	Ngang cầu
-----	-----------	-------	---	---------	-----------

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

		số	(KN)	H_x (KN)	M_x (KN.m)	H_y (KN)	M_y (KN.m)
1	Tĩnh tải bản thân trụ	1,25	4534,69	0	0	0	0
2	Tĩnh tải kết cấu nhịp - DC	1,25	9535,75	0	0	0	0
3	Tĩnh tải lớp phủ - DW	1,5	807,3	0	0	0	0
4	Hoạt tải 1 làn trên 2 nhịp	1,75	1612,68	0	0	0	7124,91
5	Tải trọng người 1 làn 2 nhịp	1,75	360,36	0	0	0	2072,07
6	Lực hãm xe - BR	1,75	0	184,85	2680,36	0	0
7	Lực đẩy nổi - $WA_{đẩy nổi}$	1	-840,53	0	0	0	0
8	Lực thủy tĩnh - $WA_{thủy tĩnh}$	1	0	0	0	238,05	547,5
9	Áp lực dòng chảy - $WA_{thủy động}$	1	0	0	0	10,05	34,67
Tổng cộng			15822,6	184,85	2680,36	248,1	9779,17

Bảng 8.20 Tổ hợp nội lực xét tại mặt cắt đỉnh móng TTGH CD I-3

8.4.2.4. Tổ hợp 4: CƯỜNG ĐỘ II

STT	Tải trọng	Hệ số	N (KN)	Dọc cầu		Ngang cầu	
				H_x (KN)	M_x (KN.m)	H_y (KN)	M_y (KN.m)
1	Tĩnh tải bản thân trụ	0,9	3264,98	0	0	0	0
2	Tĩnh tải kết cấu nhịp - DC	0,9	6865,74	0	0	0	0
3	Tĩnh tải lớp phủ - DW	0,65	349,83	0	0	0	0
4	Lực đẩy nổi - $WA_{đẩy nổi}$	1	-840,53	0	0	0	0
5	Lực thủy tĩnh - $WA_{thủy tĩnh}$	1	0	0	0	238,05	547,52
6	Áp lực dòng chảy - $WA_{thủy động}$	1	0	0	0	10,05	34,673

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

7	Tải trọng gió $v=45\text{m/s}$ - WS	1,4	0	117,14	1434,5	236,94	2719,1
Tổng cộng			9640,02	117,14	1434,5	485,04	3301,3

Bảng 8.21 Tổ hợp nội lực xét tại mặt cắt đỉnh móng TTGH CD II

8.4.2.5. Tổ hợp 5: CƯỜNG ĐỘ III

STT	Tải trọng	Hệ số	N (KN)	Dọc cầu		Ngang cầu	
				H_x (KN)	M_x (KN.m)	H_y (KN)	M_y (KN.m)
1	Tĩnh tải bản thân trụ	1,25	4534,7	0	0	0	0
2	Tĩnh tải kết cấu nhịp - DC	1,25	9535,75	0	0	0	0
3	Tĩnh tải lớp phủ - DW	1,5	807,3	0	0	0	0
4	Hoạt tải 2 làn trên 2 nhịp	1,35	1737,3	0	0	0	0
5	Tải trọng người 2 làn 2 nhịp	1,35	556	0	0	0	0
6	Lực đẩy nổi - $W_{A_{đẩy nổi}}$	1	-840,53	0	0	0	0
7	Lực thủy tĩnh - $W_{A_{thủy tĩnh}}$	1	0	0	0	238,05	547,52
8	Áp lực dòng chảy – $W_{A_{thủy động}}$	1	0	0	0	10,05	34,67
9	Lực hãm xe - BR	1,35	0	142,6	2067,71	0	0
10	Tải trọng gió $v=25\text{m/s}$ - WS	0,4	0	33,47	409,86	67,7	776,88
11	Tải trọng gió lên xe cộ - WL	1	0	27,00	391,5	54,00	783
Tổng cộng			16330,5	203,07	2869,07	369,8	2142,7

Bảng 8.22 Tổ hợp nội lực xét tại mặt cắt đỉnh móng TTGH CD III-1

STT	Tải trọng	Hệ số	N (KN)	Dọc cầu		Ngang cầu	
				H_x	M_x	H_y	M_y

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

				(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)
1	Tĩnh tải bản thân trụ	1,25	4534,7	0	0	0	0
2	Tĩnh tải kết cấu nhịp - DC	1,25	9535,75	0	0	0	0
3	Tĩnh tải lớp phủ - DW	1,5	807,3	0	0	0	0
4	Hoạt tải 2 làn trên 1 nhịp	1,35	1286,89	0	546,93	0	0
5	Tải trọng người 2 làn 1 nhịp	1,35	277,99	0	118,15	0	0
6	Lực đẩy nổi - $WA_{đẩy nổi}$	1	-840,53	0	0	0	0
7	Lực thủy tĩnh - $WA_{thủy tĩnh}$	1	0	0	0	238,05	547,52
8	Áp lực dòng chảy – $WA_{thủy động}$	1	0	0	0	10,05	34,67
9	Lực hãm xe - BR	1,35	0	142,6	2067,71	0	0
10	Tải trọng gió $v=25m/s$ - WS	0,4	0	33,47	409,86	67,7	776,88
11	Tải trọng gió lên xe cộ - WL	1	0	27,00	391,5	54,00	783
Tổng cộng			15602,1	203,07	3534,14	369,8	2142,07

Bảng 8.23 Tổ hợp nội lực xét tại mặt cắt đỉnh móng TTGH CD III-2

STT	Tải trọng	Hệ số	N	Dọc cầu		Ngang cầu	
			(KN)	H_x (KN)	M_x (KN.m)	H_y (KN)	M_y (KN.m)
1	Tĩnh tải bản thân trụ	1,25	4534,7	0	0	0	0
2	Tĩnh tải kết cấu nhịp - DC	1,25	9535,75	0	0	0	0
3	Tĩnh tải lớp phủ - DW	1,5	807,3	0	0	0	0
4	Hoạt tải 1 làn trên 2 nhịp	1,35	1099,27	0	0	0	5496,3 6
5	Tải trọng người 1 làn 2 nhịp	1,35	277,99	0	0	0	1598,4

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

							5
6	Lực đẩy nổi - $WA_{\text{đẩy nổi}}$	1	-840,53	0	0	0	0
7	Lực thủy tĩnh - $WA_{\text{thủy tĩnh}}$	1	0	0	0	238,05	547,52
8	Áp lực dòng chảy – $WA_{\text{thủy động}}$	1	0	0	0	10,05	34,67
9	Lực hãm xe - BR	1,35	0	142,6	2067,71	0	0
10	Tải trọng gió $v=25\text{m/s}$ - WS	0,4	0	33,47	409,86	67,7	776,88
11	Tải trọng gió lên xe cộ - WL	1	0	27,00	391,5	54,00	783
Tổng cộng			15414,5	203,07	2869,07	369,8	9236,88

Bảng 8.24 Tổ hợp nội lực xét tại mặt cắt đỉnh móng TTGH CĐ III-3

8.4.2.8. Tổ hợp 7: SỬ DỤNG I-1

STT	Tải trọng	Hệ số	N (KN)	Dọc cầu		Ngang cầu	
				H_x (KN)	M_x (KN.m)	H_y (KN)	M_y (KN.m)
1	Tĩnh tải bản thân trụ	1	3627,75	0	0	0	0
2	Tĩnh tải kết cấu nhịp - DC	1	7628,6	0	0	0	0
3	Tĩnh tải lớp phủ - DW	1	538,2	0	0	0	0
4	Hoạt tải 2 làn trên 2 nhịp	1	1286,89	0	0	0	0
5	Tải trọng người 2 làn 2 nhịp	1	411,84	0	0	0	0
6	Lực đẩy nổi - $WA_{\text{đẩy nổi}}$	1	-840,53	0	0	0	0
7	Lực thủy tĩnh - $WA_{\text{thủy tĩnh}}$	1	0	0	0	238,05	547,52
8	Áp lực dòng chảy – $WA_{\text{thủy động}}$	1	0	0	0	10,05	34,67
9	Lực hãm xe - BR	1	0	105,63	1531,64	0	0

10	Tải trọng gió $v=25\text{m/s}$ - WS	0,3	0	25,1	307,4	50,77	582,66
11	Tải trọng gió lên xe cộ - WL	1	0	27	391,5	54	783
Tổng cộng			12652,7	157,73	2230,53	352,87	1947,85

Bảng 8.25. Tổ hợp nội lực xét tại mặt cắt đỉnh móng ở TTGH sử dụng-1

8.4.2.9. Tổ hợp 7: SỬ DỤNG I-2

STT	Tải trọng	Hệ số	N (KN)	Dọc cầu		Ngang cầu	
				H_x (KN)	M_x (KN.m)	H_y (KN)	M_y (KN.m)
1	Tĩnh tải bản thân trụ	1	3627,75	0	0	0	0
2	Tĩnh tải kết cấu nhịp - DC	1	7628,6	0	0	0	0
3	Tĩnh tải lớp phủ - DW	1	538,2	0	0	0	0
4	Hoạt tải 2 làn trên 1 nhịp	1	921,53	0	391,65	0	0
5	Tải trọng người 2 làn 1 nhịp	1	205,92	0	87,52	0	0
6	Lực đẩy nổi - $WA_{đẩy nổi}$	1	-840,53	0	0	0	0
7	Lực thủy tĩnh - $WA_{thủy tĩnh}$	1	0	0	0	238,05	547,52
8	Áp lực dòng chảy – $WA_{thủy động}$	1	0	0	0	10,05	34,67
9	Lực hãm xe - BR	1	0	105,63	1531,64	0	0
10	Tải trọng gió $v=25\text{m/s}$ - WS	0,3	0	25,1	307,4	50,77	582,66
11	Tải trọng gió lên xe cộ - WL	1	0	27	391,5	54	783
Tổng cộng			12081,5	157,73	2230,53	352,87	1947,85

Bảng 8.26. Tổ hợp nội lực xét tại mặt cắt đỉnh móng ở TTGH sử dụng-2

STT	Tải trọng	Hệ số	N (KN)	Dọc cầu		Ngang cầu	
				H_x	M_x	H_y	M_y
			GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN		SINH VIÊN THỰC HIỆN		

				(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)
1	Tĩnh tải bản thân trụ	1	3627,75	0	0	0	0
2	Tĩnh tải kết cấu nhịp - DC	1	7628,6	0	0	0	0
3	Tĩnh tải lớp phủ - DW	1	538,2	0	0	0	0
4	Hoạt tải 1 làn trên 2 nhịp	1	805,54	0	0	0	4071,38
5	Tải trọng người 1 làn 2 nhịp	1	147,96	0	0	0	1184,04
6	Lực đẩy nổi - $WA_{đẩy nổi}$	1	-346,50	0	0	0	0
7	Lực thủy tĩnh - $WA_{thủy tĩnh}$	1	0	0	0	238,05	547,52
8	Áp lực dòng chảy – $WA_{thủy động}$	1	0	0	0	10,05	34,67
9	Lực hãm xe - BR	1	0	105,63	1531,64	0	0
10	Tải trọng gió $v=25m/s$ - WS	0,3	0	25,1	307,4	50,77	582,66
11	Tải trọng gió lên xe cộ - WL	1	0	27	391,5	54	783
Tổng cộng			11974,2	157,73	2230,53	352,87	7203,27

Bảng 8.27. Tổ hợp nội lực xét tại mặt cắt đỉnh móng ở TTGH sử dụng-3

Kết quả tổ hợp tải trọng tác dụng lên đỉnh bộ ở các trạng thái giới hạn được tổng hợp ở bảng sau:

TỔ HỢP TẢI TRỌNG TẠI ĐỈNH BỘ					
Tải trọng	N (KN)	Dọc cầu		Ngang cầu	
		H_X (KN)	M_X (KN.m)	H_Y (KN)	M_Y (KN.m)
CƯỜNG ĐỘ I-1	17010	184.85	2680.36	248.1	582.188
CƯỜNG ĐỘ I-2	16010.3	184.85	3518.9	248.1	582.188
CƯỜNG ĐỘ I-3	15822.6	184.85	2680.36	248.1	9779.17

CƯỜNG ĐỘ II	9640.02	117.14	1434.51	485.036	3301.27
CƯỜNG ĐỘ III-1	16330.5	203.07	2869.07	369.796	2142.07
CƯỜNG ĐỘ III-2	15602.1	203.07	3534.14	369.796	2142.07
CƯỜNG ĐỘ III-3	15414.5	203.07	2869.07	369.796	9236.88
SỬ DỤNG I-1	12652.7	157.73	2230.53	352.872	1947.85
SỬ DỤNG I-2	12081.5	157.73	2709.7	352.872	1947.85
SỬ DỤNG I-3	11974.2	157.73	2230.53	352.872	7203.27

Bảng 8.28. Tổ hợp nội lực xét tại mặt cắt đỉnh móng ở các TTGH

8.4.3. Tổ hợp tải trọng tác dụng lên các mặt cắt đáy móng:

8.4.3.1. Tổng hợp tải trọng tại mặt cắt đáy móng (II-II):

Tải trọng	N (KN)	Dọc cầu		Ngang cầu	
		H _X (KN)	M _X (kN.m)	H _Y (KN)	M _Y (KN.m)
Tĩnh tải của thân trụ-DC _{trụ}	5427,8	0	0	0	0
Tĩnh tải của kết cấu nhịp-DC	7628,6				
Lớp phủ mặt cầu-DW	538,4	0	0	0	0
Hoạt tải xe 2 làn -2 nhịp - (LL+IM)	1286,9	0	0	0	0
Hoạt tải xe 2 làn -1 nhịp- (LL+IM)	921,53	0	391,65	0	0
Hoạt tải xe 1 làn-2 nhịp- (LL+IM)	814,28	0	0	0	4071,38
Tải trọng người đi 2 làn-2 nhịp- PL	411,84	0	0	0	0
Tải trọng người đi 2 làn-1 nhịp- PL	205,92	0	87,52	0	0
Tải trọng người đi 1 làn-2 nhịp- PL	205,92	0	0	0	1184,04
Lực hãm xe – BR	0	105,63	1742,9	0	0
Lực đẩy nổi - WA _{đáynổi}	-1565	0	0	0	0

Lực thủy tĩnh - $WA_{\text{thủytĩnh}}$	0	0	0	396,05	1176,27
Lực thủy động - $WA_{\text{thủyđộng}}$	0	0	0	11,84	60,15
Gió trên hoạt tải xe - WL	0	27	445,5	54	891
Tải trọng gió $v=45\text{m/s}$ - WS	0	83,67	1227,4	169,24	2268,56
Tải trọng gió $v=25\text{m/s}$ - WS	0	83,67	1227,4	169,24	2268,56

Bảng 8.29 Bảng tổng hợp tải trọng tác dụng lên mặt cắt II-II

8.4.3.1. Tổ hợp 1: CƯỜNG ĐỘ I-1

STT	Tải trọng	Hệ số	N	Dọc cầu		Ngang cầu	
			(KN)	H_x (KN)	M_x (KN.m)	H_y (KN)	M_y (KN.m)
1	Tĩnh tải bản thân trụ	1,25	6784,69	0	0	0	0
2	Tĩnh tải kết cấu nhịp - DC	1,25	9535,75	0	0	0	0
3	Tĩnh tải lớp phủ - DW	1,5	807,3	0	0	0	0
4	Hoạt tải 2 làn trên 2 nhịp	1,75	2252,05	0	0	0	0
5	Tải trọng người 2 làn 2 nhịp	1,75	720,72	0	0	0	0
6	Lực hãm xe - BR	1,75	0	184,85	3050,07	0	0
7	Lực đẩy nổi - $WA_{\text{đẩy nổi}}$	1	-1565,3	0	0	0	0
8	Lực thủy tĩnh - $WA_{\text{thủytĩnh}}$	1	0	0	0	396,05	1176,27
9	Áp lực dòng chảy- $WA_{\text{thủyđộng}}$	1	0	0	0	11,84	60,15
Tổng cộng			18535,2	184,85	3050,07	407,89	1236,42

Bảng 8.30. Tổ hợp nội lực xét tại mặt cắt đáy móng ở TTGH CĐ I-1

8.4.3.2. Tổ hợp 2: CƯỜNG ĐỘ I-2 (Lệch tâm dọc cầu)

STT	Tải trọng	Hệ số	N	Dọc cầu		Ngang cầu	
			(KN)	H_x	M_x	H_y	M_y

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

				(KN)	(KN.m)	(KN)	(KN.m)
1	Tĩnh tải bản thân trụ	1,25	6784,69	0	0	0	0
2	Tĩnh tải kết cấu nhịp - DC	1,25	9535,75	0	0	0	0
3	Tĩnh tải lớp phủ - DW	1,5	807,3	0	0	0	0
4	Hoạt tải 2 lần trên 1 nhịp	1,75	1612,68	0	685,4	0	0
5	Tải trọng người 2 lần 1 nhịp	1,75	360,36	0	153,15	0	0
6	Lực hãm xe - BR	1,75	0	184,85	3050,07	0	0
7	Lực đẩy nổi - $WA_{\text{đẩy nổi}}$	1	-1565,3	0	0	0	0
8	Lực thủy tĩnh - $WA_{\text{thủy tĩnh}}$	1	0	0	0	396,05	1176,27
9	Áp lực dòng chảy - $WA_{\text{thủy động}}$	1	0	0	0	11,84	60,15
Tổng cộng			17535,5	184,85	3888,61	407,89	1236,42

Bảng 8.31. Tổ hợp nội lực xét tại mặt cắt đáy móng ở TTGH CĐ I-2

8.4.3.3. Tổ hợp 3: CƯỜNG ĐỘ I-3 (Lệch tâm ngang cầu)

STT	Tải trọng	Hệ số	N (KN)	Dọc cầu		Ngang cầu	
				H_x (KN)	M_x (KN.m)	H_y (KN)	M_y (KN.m)
1	Tĩnh tải bản thân trụ	1,25	6784,69	0	0	0	0
2	Tĩnh tải kết cấu nhịp - DC	1,25	9535,75	0	0	0	0
3	Tĩnh tải lớp phủ - DW	1,5	807,3	0	0	0	0
4	Hoạt tải 1 lần trên 2 nhịp	1,75	1424,98	0	0	0	7124,91
5	Tải trọng người 1 lần 2 nhịp	1,75	360,36	0	0	0	2072,07
6	Lực hãm xe - BR	1,75	0	184,85	3050,07	0	0
7	Lực đẩy nổi - $WA_{\text{đẩy nổi}}$	1	-1565,3	0	0	0	0
8	Lực thủy tĩnh - $WA_{\text{thủy tĩnh}}$	1	0	0	0	396,05	1176,27

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

9	Áp lực dòng chảy- $W_{A_{thủyđộng}}$	1	0	0	0	11,84	60,15
Tổng cộng			17347,8	184,85	3050,07	407,89	10433,4

Bảng 8.32. Tổ hợp nội lực xét tại mặt cắt đáy móng ở TTGH CD I-3

8.4.3.4. Tổ hợp 4: CƯỜNG ĐỘ II

STT	Tải trọng	Hệ số	N (KN)	Dọc cầu		Ngang cầu	
				H_x (KN)	M_x (KN.m)	H_y (KN)	M_y (KN.m)
1	Tĩnh tải bản thân trụ	0,9	4885	0	0	0	0
2	Tĩnh tải kết cấu nhịp - DC	0,9	6865,7	0	0	0	0
3	Tĩnh tải lớp phủ - DW	0,65	349,83	0	0	0	0
4	Lực đẩy nổi - $W_{đẩynổi}$	1	-1565,3	0	0	0	0
5	Lực thủy tĩnh - $W_{thủytĩnh}$	1	0	0	0	396,05	1176,3
6	Áp lực dòng chảy- $W_{A_{thủyđộng}}$	1	0	0	0	11,84	60,15
7	Tải trọng gió $v=45m/s$ - WS	1,4	0	117,14	1718,42	236,94	3176
Tổng cộng			10535	117,14	1718,42	644,83	4412,4

Bảng 8.33. Tổ hợp nội lực xét tại mặt cắt đáy móng ở TTGH CD II

8.4.3.6. Tổ hợp 6: CƯỜNG ĐỘ III-1

STT	Tải trọng	Hệ số	N (KN)	Dọc cầu		Ngang cầu	
				H_x (KN)	M_x (KN.m)	H_y (KN)	M_y (KN.m)
1	Tĩnh tải bản thân trụ	1,25	6784,69	0	0	0	0
2	Tĩnh tải kết cấu nhịp - DC	1,25	9535,75	0	0	0	0
3	Tĩnh tải lớp phủ - DW	1,5	807,3	0	0	0	0
4	Hoạt tải 2 lần trên 2 nhịp	1,35	1737,3	0	0	0	0

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

5	Tải trọng người 2 làn 2 nhịp	1,35	555,98	0	0	0	0
6	Lực đẩy nổi - $WA_{đẩy nổi}$	1	-1565,3	0	0	0	0
7	Lực thủy tĩnh - $WA_{thủy tĩnh}$	1	0	0	0	396,05	1176,27
8	Áp lực dòng chảy – $WA_{thủy động}$	1	0	0	0	11,84	60,15
9	Lực hãm xe - BR	1,35	0	142,6	2352,91	0	0
10	Tải trọng gió $v=25m/s$ - WS	0,4	0	33,47	490,98	67,7	907,42
11	Tải trọng gió lên xe cộ - WL	1	0	27	445,5	54	891
Tổng cộng			17855,7	203,07	3289,38	529,59	3034,84

Bảng 8.34. Tổ hợp nội lực xét tại mặt cắt đáy móng ở TTGH CĐ III-1

STT	Tải trọng	Hệ số	N (KN)	Dọc cầu		Ngang cầu	
				H_x (KN)	M_x (KN.m)	H_y (KN)	M_y (KN.m)
1	Tĩnh tải bản thân trụ	1,25	6784,69	0	0	0	0
2	Tĩnh tải kết cấu nhịp - DC	1,25	9535,75	0	0	0	0
3	Tĩnh tải lớp phủ - DW	1,5	807,3	0	0	0	0
4	Hoạt tải 2 làn trên 1 nhịp	1,35	1286,89	0	546,93	0	0
5	Tải trọng người 2 làn 1 nhịp	1,35	277,99	0	118,15	0	0
6	Lực đẩy nổi - $WA_{đẩy nổi}$	1	-1565,3	0	0	0	0
7	Lực thủy tĩnh - $WA_{thủy tĩnh}$	1	0	0	0	396,05	1176,27
8	Áp lực dòng chảy – $WA_{thủy động}$	1	0	0	0	11,84	60,15
9	Lực hãm xe - BR	1,35	0	142,6	2352,91	0	0
10	Tải trọng gió $v=25m/s$ - WS	0,4	0	33,47	490,98	67,7	907,42

11	Tải trọng gió lên xe cộ - WL	1	0	27	445,5	54	891
Tổng cộng			17127,3	203,07	3954,46	529,59	3034,84

Bảng 8.35. Tổ hợp nội lực xét tại mặt cắt đáy móng ở TTGH CĐ III-2

STT	Tải trọng	Hệ số	N (KN)	Dọc cầu		Ngang cầu	
				H _x (KN)	M _x (KN.m)	H _y (KN)	M _y (KN.m)
1	Tĩnh tải bản thân trụ	1,25	6784,69	0	0	0	0
2	Tĩnh tải kết cấu nhịp - DC	1,25	9535,75	0	0	0	0
3	Tĩnh tải lớp phủ - DW	1,5	807,3	0	0	0	0
4	Hoạt tải 1 làn trên 2 nhịp	1,35	1286,89	0	0	0	5496,36
5	Tải trọng người 1 làn 2 nhịp	1,35	277,99	0	0	0	1598,45
6	Lực đẩy nổi - $WA_{đẩy nổi}$	1	-1565,3	0	0	0	0
7	Lực thủy tĩnh - $WA_{thủy tĩnh}$	1	0	0	0	396,05	1176,27
8	Áp lực dòng chảy – $WA_{thủy động}$	1	0	0	0	11,84	60,15
9	Lực hãm xe - BR	1,35	0	142,6	2352,91	0	0
10	Tải trọng gió $v=25m/s$ - WS	0,4	0	33,47	490,98	67,7	907,42
11	Tải trọng gió lên xe cộ - WL	1	0	27	445,5	54	891
Tổng cộng			16939,7	203,07	3289,38	529,59	10129,7

Bảng 8.36. Tổ hợp nội lực xét tại mặt cắt đáy móng ở TTGH CĐ III-3

8.4.3.8. Tổ hợp 7: SỬ DỤNG I-1

STT	Tải trọng	Hệ	N	Dọc cầu	Ngang cầu
-----	-----------	----	---	---------	-----------

		số	(KN)	H _x (KN)	M _x (KN.m)	H _y (KN)	M _y (KN.m)
1	Tĩnh tải bản thân trụ	1	5427,75	0	0	0	0
2	Tĩnh tải kết cấu nhịp - DC	1	7628,6	0	0	0	0
3	Tĩnh tải lớp phủ - DW	1	538,2	0	0	0	0
4	Hoạt tải 2 làn trên 2 nhịp	1	1286,89	0	0	0	0
5	Tải trọng người 2 làn 2 nhịp	1	411,84	0	0	0	0
6	Lực đẩy nổi - $WA_{đẩy nổi}$	1	-1565,3	0	0	0	0
7	Lực thủy tĩnh - $WA_{thủy tĩnh}$	1	0	0	0	396,05	1176,27
8	Áp lực dòng chảy – $WA_{thủy động}$	1	0	0	0	11,84	60,15
9	Lực hãm xe - BR	1	0	105,63	1742,89	0	0
10	Tải trọng gió v=25m/s - WS	0,3	0	25,01	368,23	50,77	680,57
11	Tải trọng gió lên xe cộ - WL	1	0	27	445,5	54	891
Tổng cộng			13728	157,73	2556,63	512,66	2807,98

Bảng 8.37. Tổ hợp nội lực xét tại mặt cắt đáy móng ở TTGH SD-1

STT	Tải trọng	Hệ số	N	Dọc cầu		Ngang cầu	
			(KN)	H _x (KN)	M _x (KN.m)	H _y (KN)	M _y (KN.m)
1	Tĩnh tải bản thân trụ	1	5427,75	0	0	0	0
2	Tĩnh tải kết cấu nhịp - DC	1	7628,6	0	0	0	0
3	Tĩnh tải lớp phủ - DW	1	538,2	0	0	0	0
4	Hoạt tải 2 làn trên 1 nhịp	1	921,53	0	391,65	0	0
5	Tải trọng người 2 làn 1 nhịp	1	205,92	0	87,52	0	0

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

6	Lực đẩy nổi - $WA_{đẩy nổi}$	1	-1565,3	0	0	0	0
7	Lực thủy tĩnh - $WA_{thủy tĩnh}$	1	0	0	0	396,05	1176,27
8	Áp lực dòng chảy – $WA_{thủy động}$	1	0	0	0	11,84	60,15
9	Lực hãm xe - BR	1	0	105,63	1742,89	0	0
10	Tải trọng gió $v=25m/s$ - WS	0,3	0	25,01	368,23	50,77	680,57
11	Tải trọng gió lên xe cộ - WL	1	0	27	445,5	54	891
Tổng cộng			13156,7	157,73	3035,79	512,66	2807,98

Bảng 8.38. Tổ hợp nội lực xét tại mặt cắt đáy móng ở TTGH SD-2

STT	Tải trọng	Hệ số	N	Dọc cầu		Ngang cầu	
			(KN)	H_x (KN)	M_x (KN.m)	H_y (KN)	M_y (KN.m)
1	Tĩnh tải bản thân trụ	1	5427,75	0	0	0	0
2	Tĩnh tải kết cấu nhịp - DC	1	7628,6	0	0	0	0
3	Tĩnh tải lớp phủ - DW	1	538,2	0	0	0	0
4	Hoạt tải 1 làn trên 2 nhịp	1	814,28	0	0	0	4071,38
5	Tải trọng người 1 làn 2 nhịp	1	205,92	0	0	0	1184,04
6	Lực đẩy nổi - $WA_{đẩy nổi}$	1	-1565,3	0	0	0	0
7	Lực thủy tĩnh - $WA_{thủy tĩnh}$	1	0	0	0	347,64	736,99
8	Áp lực dòng chảy – $WA_{thủy động}$	1	0	0	0	6,73	21,40
9	Lực hãm xe - BR	1	0	105,63	1742,89	0	0
10	Tải trọng gió $v=25m/s$ - WS	0,3	0	25,01	368,23	50,77	680,57

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

11	Tải trọng gió lên xe cộ - WL	1	0	27	445,5	54	891
Tổng cộng			13049,4	157,73	2556,63	512,66	8063,4

Bảng 8.39. Tổ hợp nội lực xét tại mặt cắt đáy móng ở TTGH SD-3

Kết quả tổ hợp tải trọng tác dụng lên đáy bệ ở các trạng thái giới hạn được tổng hợp ở bảng sau:

TỔ HỢP TẢI TRỌNG TẠI ĐÁY BỆ					
Tải trọng	N (KN)	Dọc cầu		Ngang cầu	
		H _X (KN)	M _X (KN.m)	H _Y (KN)	M _Y (KN.m)
CƯỜNG ĐỘ I-1	18535.2	184.85	3050.07	407.89	1236.42
CƯỜNG ĐỘ I-2	17535.5	184.85	3888.61	407.89	1236.42
CƯỜNG ĐỘ I-3	17347.8	184.85	3050.07	407.89	10433.4
CƯỜNG ĐỘ II	10535.2	117.14	1718.42	644.826	4412.4
CƯỜNG ĐỘ III-1	17855.7	203.07	3289.38	529.586	3034.84
CƯỜNG ĐỘ III-2	17127.3	203.07	3954.46	529.586	3034.84
CƯỜNG ĐỘ III-3	16939.7	203.07	3289.38	529.586	10129.7
SỬ DỤNG I-1	13728	157.73	2556.63	512.662	2807.98
SỬ DỤNG I-2	13156.7	157.73	3035.79	512.662	2807.98
SỬ DỤNG I-3	13049.4	157.73	2556.63	512.662	8063.4

Bảng 8.40. Tổ hợp nội lực xét tại mặt cắt đáy móng ở các TTGH

8.5. Kiểm toán các mặt cắt:

8.5.1. Kiểm toán mặt cắt xà mũ:

Dữ liệu ban đầu	Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
Bề rộng mặt cắt	b, b _w	1,8	m
Chiều cao mặt cắt	h	1,5	m

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

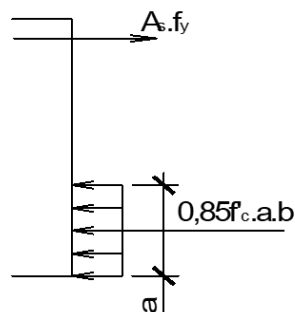
Chiều dày lớp bê tông bảo vệ cốt thép	a'	0,05	m
Cường độ thép	f_y	420	Mpa
Mô đun đàn hồi của thép	E_s	200000	Mpa
Cường độ bê tông	f_c	30	MPa
Mô đun đàn hồi của bê tông	E_c	27691,47	MPa
Trọng lượng riêng của bê tông	γ_c	24	kN/m^3

Bảng 8.41. Các số liệu ban đầu

Bảng tổ hợp tải trọng xét tới mặt cắt xà mũ : mặt cắt A-A			
Trạng thái giới hạn		Tải trọng thẳng đứng N (kN)	Mômen Mx (kN.m)
Sử dụng		2458,21	4902,27
Cường độ	I	3535,86	7013,6
	II	1915,01	4071,21
	III	3165,38	6341,05

Bảng 8.42. Tổ hợp tải trọng tại mặt cắt A-A

8.5.1.1. Kiểm tra cấu kiện chịu uốn:



Hình 7.10: Sơ đồ tính

Sức kháng uốn của cấu kiện:

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

$$M_r = \phi \cdot M_n \geq M_x$$

Trong đó:

M_r : Sức kháng tính toán(KN.m)

M_n : Sức kháng danh định(KN.m): $M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$

ϕ : Hệ số sức kháng: $\phi = 0,90$

A_s : Diện tích cốt thép thường chịu kéo, chọn: 36Ø22 có $A_s = 13684,78(\text{mm}^2)$.

Bố trí thành 2 lớp cách nhau 10cm.

d_s : K.cách từ tâm cốt thép chịu kéo đến mép chịu nén: $d_s = 1500 - 50 = 1450\text{mm}$

Với BT có cường độ $>28\text{Mpa}$ hệ số β_1 giảm đi theo tỉ lệ 0,05 cho từng 7 Mpa vượt quá 28Mpa nhưng không nhỏ hơn 0,65:

$$\beta_1 = 0,85 - (30 - 28) \cdot 0,05 / 7 = 0,836$$

Khoảng cách từ trục trung hoà đến mặt chịu nén :

$$c = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{13684,78 \cdot 420}{0,85 \cdot 0,836 \cdot 30 \cdot 1800} = 149,785\text{mm}$$

Chiều dày khối ứng suất tương đương :

$$a = c \cdot \beta_1 = 149,785 \cdot 0,836 = 125,22(\text{mm}).$$

*Kiểm tra tiết diện chịu uốn:

Sức kháng uốn: $M_r = \phi M_n$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2} \right) = 13684,78 \cdot 420 \cdot \left(1450 - \frac{125,22}{2} \right) = 7974,17 \cdot 10^6 (\text{Nmm})$$

$$M_n = 7974,17(\text{KN.m}) \Rightarrow M_r = 0,9 \cdot 7974,17 = 7176,76(\text{KNm})$$

$$\text{Vậy: } M_r = 7176,76 (\text{KN.m}) > M_u = 7013,6 (\text{KNm}) \Rightarrow \text{Đạt.}$$

*Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu :

Đối với các cấu kiện không có thép dự ứng lực thì lượng cốt thép tối thiểu quy định ở đây có thể coi là thoả mãn nếu:

$$P_{\min} \geq 0,03 \cdot \frac{f'_c}{f_y}$$

Trong đó :

P_{\min} : Tỷ lệ giữa cốt thép chịu kéo và diện tích nguyên.

$$P_{\min} = \frac{A_{s \min}}{A_{ng}} = \frac{13684,78}{2700000} = 0,0051$$

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

f_c' : Cường độ quy định của bê tông (MPa).
 f_y : Cường độ chảy dẻo của thép chịu kéo (MPa).

$$0,03 \cdot \frac{f_c'}{f_y} = 0,03 \cdot \frac{30}{420} = 0,0021$$

Vậy : $P_{\min} = 0,0051 > 0,03 \cdot \frac{f_c'}{f_y} = 0,0021$.Đạt

*Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối đa:

Hàm lượng thép tối đa phải được giới hạn sao cho :

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42$$

Trong đó:

c : Khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trục trung hoà (mm)

d_e : Khoảng cách hữu hiệu tương ứng từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trọng tâm lực kéo của cốt thép chịu kéo (mm), $d_e = 1350$ mm.

Ta có : $\frac{c}{d_e} = \frac{149,785}{1450} = 0,103 < 0,42$. Đạt

8.5.1.2. Kiểm tra cấu kiện chịu cắt:

Tổ hợp dùng để kiểm tra là cường độ I: $M_u = 7013,6$ KN.m

$$V_u = N = 3535,86 \text{ KN}$$

Sức kháng cắt của cấu kiện:

$$V_r = \phi \cdot V_n > V_u$$

Trong đó:

ϕ : Hệ số sức kháng . $\phi=0,9$

V_n :Sức kháng cắt danh định

Sức kháng cắt danh định lấy giá trị nhỏ hơn trong hai giá trị sau:

$$V_{n1} = V_c + V_s$$

$$V_{n2} = 0,25 \cdot f_c' \cdot b_v \cdot d_v$$

Trong đó:
GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

V_c : do ứng suất kéo trong bê tông

V_s : do cốt thép chịu cắt

+ Sức kháng danh định của mặt cắt bê tông:

$$V_c = 0,083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_v \cdot d_v$$

+ Sức kháng danh định do cốt thép chịu cắt:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot (\cot g(\theta) + \cot g(\alpha)) \cdot \sin(\alpha)}{s}$$

Trong đó:

d_v : Chiều cao chịu cắt có hiệu

$$d_v = \max\left(d_s - \frac{a}{2}; 0,9 \cdot d_e; 0,72 \cdot h\right) = \max(1450 - 125,22/2; 0,9 \cdot 1450; 0,72 \cdot 1500)$$

$$= 1387,39 \text{ mm.}$$

b_v : Bề rộng bụng hữu hiệu được lấy bằng bề rộng bụng nhỏ nhất trong phạm vi chiều cao d_v ,
 $b_v = b_w = 1800 \text{ mm.}$

s : Cự ly cốt thép đai (mm) $s = 200 \text{ mm.}$

β : Hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo truyền lực kéo được xác định theo điều 5.8.3.4:
 $\beta = 2,0$

θ : Góc nghiêng của ứng suất nén chéo xác định theo điều 5.8.3.4: $\theta = 45^\circ$.

A_v : Diện tích cốt thép đai chịu cắt trong cự ly s (mm^2) chọn 2Ø20

$$A_v = 628,32 \text{ mm}^2$$

- Thay các giá trị vào các công thức ta có:

$$V_c = 0,083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_v \cdot d_v = 0,083 \cdot 2,0 \cdot \sqrt{30} \cdot 1800 \cdot 1387,39 \cdot 10^{-3} = 2270,59 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{628,32 \cdot 420 \cdot 1387,39 \cdot 10^{-3} \cdot (\cot 45 + \cot 90) \cdot \sin 90}{200} = 1830,62 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_n = V_c + V_s = 4101,21 \text{ kN}$$

- Mặt khác: $V_n = 0,25 \cdot f_c \cdot b_v \cdot d_v = 0,25 \cdot 40 \cdot 1800 \cdot 1387,39 \cdot 10^{-3} = 24973,02 \text{ kN}$

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

β	α (Độ)	A_v (mm ²)	d_v (mm)	b_v (mm)	V_c (kN)	V_s (kN)	$0,25.f_c.b_v.d_v$ (kN)	V_n (kN)
2,0	90	760,26	1387,39	1800	2270,59	1830,62	24973,02	4101,21

Bảng 8.43. Kiểm toán cắt tại tiết diện A-A

$$V_r = 0,9.V_n = 0,9.4101,21 = 3691,09\text{kN}$$

$$V_r = 3691,09 \text{ kN} > V_u = 3535,86 \text{ kN} \Rightarrow \text{đạt}$$

Kết luận: Vậy khả năng chịu cắt của xà mũ được thỏa mãn.

8.5.1.3. Kiểm tra nứt :

Tổ hợp dùng để kiểm tra là: Sử dụng, $M_x = 4902,27(\text{kN.m})$.

Các cấu kiện phải được cấu tạo sao cho ứng suất kéo trong cốt thép thường ở trạng thái giới hạn sử dụng f_s không vượt quá:

$$f_s = \frac{M_s}{A_s \cdot j \cdot d} < 0,6.f_y \text{ và } f_s < f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}}$$

Trong đó:

$d_c = 50\text{mm}$: Chiều cao phần bê tông tính từ thớ ngoài cùng chịu kéo đến trọng tâm cốt thép đặt gần nhất (mm).

$A = \frac{2.100.1800}{36} = 10000\text{mm}^2$: Diện tích bê tông ở vùng chịu kéo có cùng trọng tâm với cốt thép chủ chịu kéo chia cho số thanh cốt thép, $A = b.t/n$ (mm²), trong đó n là số thanh thép ở vùng chịu kéo, $t=2d_s$.

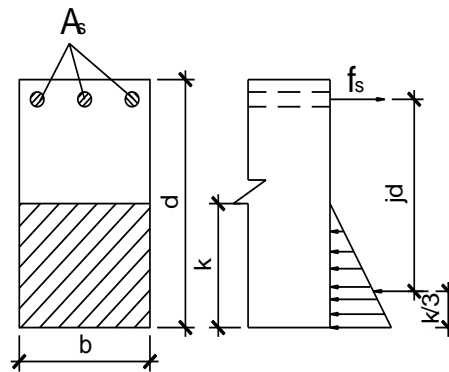
Z: Thông số bề rộng vết nứt (N/mm), đại lượng Z không được lấy vượt quá 30000N/mm đối với các cấu kiện trong điều kiện môi trường thông thường.

Lấy $Z = 25000 \text{ N/mm}$

M_s : Mô men lớn nhất của tổ hợp tải trọng sử dụng. $M_s=4902,27\text{KN.m}$

A_s : Tổng diện tích cốt thép chịu kéo: $A_s = 13684,78\text{mm}^2$.

$d=h=1500\text{mm}$: chiều cao mặt cắt.



Hình 7.11: Sơ đồ tính

$$k = \sqrt{2 \cdot \rho \cdot n + (\rho \cdot n)^2} - \rho \cdot n$$

n: Tỷ số mô đun đàn hồi. $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{27691,47} = 7,22$

ρ : Hàm lượng cốt thép. $\rho = \frac{A_s}{b \cdot h} = \frac{13684,78}{1800 \cdot 1500} = 0,0051$

$$k = \sqrt{2 \cdot \rho \cdot n + (\rho \cdot n)^2} - \rho \cdot n = \sqrt{2 \cdot 0,0051 \cdot 7,22 + (0,0051 \cdot 7,22)^2} - 0,0051 \cdot 7,22 = 0,236$$

$$j = 1 - k/3 \Rightarrow j = 1 - 0,236/3 = 0,921$$

Kết quả kiểm tra nứt:

k	j	M_s	A_s	f_s	$0,6 \cdot f_y$	f_{sa}	Kiểm tra	
		kN.m	mm ²	Mpa	Mpa	Mpa	$f_s < 0,6 f_y$	$f_s < f_{sa}$
0,236	0,921	4902,27	13684,78	216,09	252	314,99	Đạt	Đạt

Bảng 8.44. Kiểm tra nứt tại tiết diện A-A

8.5.2. Tính toán cốt thép đá tảng:

Chiều cao đá tảng: 25cm.

Chiều dài theo phương ngang cầu: 1,0m.

Chiều dài theo phương dọc cầu: 0,5m.

Tính toán theo điều kiện ép mặt của đá tảng.

Tại vị trí kê gối cầu lên đá tảng cần kiểm tra điều kiện:

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

$$A \leq \theta \cdot R_{lt} \cdot F_{cb} + \mu_k \cdot R_a \cdot F_1$$

Trong đó:

$A = 2561,61\text{kN}$: Phản lực gối tính toán có tính đến hệ số vượt tải, hệ số phân bố ngang nhưng không tính đến hệ số xung kích. Lấy kết quả này từ tính toán phản lực của gối dầm biên của tổ hợp cường độ I.

Tải trọng	Kí hiệu	Hệ số tải trọng	N(kN)	A
Phản lực gối do kết cấu phần trên	DC	1,25	1392,21	1740,26
Phản lực gối do hoạt tải	LL	1,75	527,62	923,34
Phản lực gối do tải trọng người	PL	1,75	308,88	540,54
Phản lực gối do lớp phủ	DW	1,5	89,7	134,55
Đá kê gối	DC	1,25	6,25	7,81
Tổng				3346,5

Bảng 8.45. Bảng tổng hợp phản lực gối.

R_{lt}, R_a : Cường độ tính toán (lãng trụ) của bê tông và cốt thép.

F_{cb} : Diện tích chịu nén cục bộ (phạm vi bản đế gối áp lên đá tảng).

F_1 : Diện tích của phần bê tông nằm trong đường viền của lưới cốt thép tính đến mép thanh cốt thép.

θ : Hệ số kể đến sự tăng khả năng chịu lực của bê tông do ép mặt trên diện tích nhỏ hơn diện tích chịu lực, được xác định như sau:

$$\theta = 4 - 3 \times \sqrt{\frac{F_{cb}}{F}}, \text{ đồng thời } 2 \leq \theta \leq 3,5$$

Trong đó:

F: Diện tích làm việc của đá tảng tính tại mặt phẳng lưới cốt thép tầng cường độ dưới cùng do phản lực A phân bố xuống một góc 45° .

Cốt thép đá tảng có $R_a=420$ (Mpa)

Bê tông M30 có $R_{lt}=30$ (Mpa)

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

Bố trí hai lưới hàn $\Phi 10$ a100.

Khoảng cách hai lưới 15cm, kích thước lưới (90x40) cm.

η_K : Hàm lượng cốt thép tính theo bê tông bọc lưới.

$$n_K = \frac{n_1 \cdot f_1 \cdot l_1 + n_2 \cdot f_2 \cdot l_2}{l_1 \cdot l_2 \cdot h}$$

n_1, f_1, l_1 : là số lượng, diện tích, chiều dài các thanh cốt thép theo phương dọc cầu.

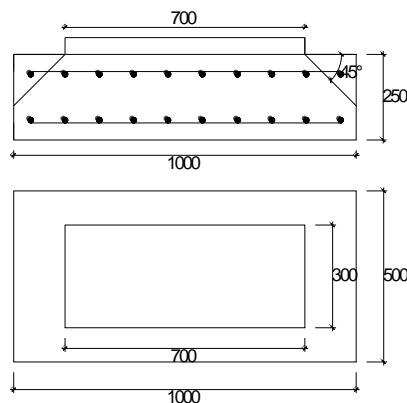
Chọn 10 $\phi 10$ a100 ; $n_1=10$; $l_1 = 40$ (cm); $f = 0,785$ (cm²)

h : khoảng cách giữa các lưới cốt thép ; $h = 15$ (cm).

n_2, f_2, l_2 : số lượng, diện tích, chiều dài các thanh cốt thép theo phương ngang cầu.

Chọn 4 $\phi 10$ a100; $n_2=5$; $l_2 = 100$ (cm); $f = 0,785$ (cm²)

$$n_K = \frac{10 \cdot 0,785 \cdot 40 + 4 \cdot 0,785 \cdot 100}{40 \cdot 90 \cdot 10} = 0,0174$$



Hình 8.12: Bố trí cốt thép đá tảng

*Xác định diện tích làm việc của đá tảng:

$$F_{cb} = 0,7 \cdot 0,3 = 0,21 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$F = (0,3 + 2 \cdot 0,15) \cdot (0,7 + 2 \cdot 0,15) = 0,6 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\theta = 4 - 3 \sqrt{\frac{F_{cb}}{F}} = 4 - 3 \sqrt{\frac{0,21}{0,6}} = 2,23$$

$$F_1 = 0,9 \cdot 0,40 = 0,36 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$\theta \cdot R_t \cdot F_{cb} + \mu_k \cdot R_a \cdot F_1 = 2,23 \cdot 3000 \cdot 0,21 + 0,0174 \cdot 42000 \cdot 0,36 = 1668,0 \text{ (T)} = 16680 \text{ (kN)}$$

$$A = 3346,5 \text{ (kN)} < \theta \cdot R_t \cdot F_{cb} + \mu_k \cdot R_a \cdot F_1 = 16680 \text{ (kN)}$$

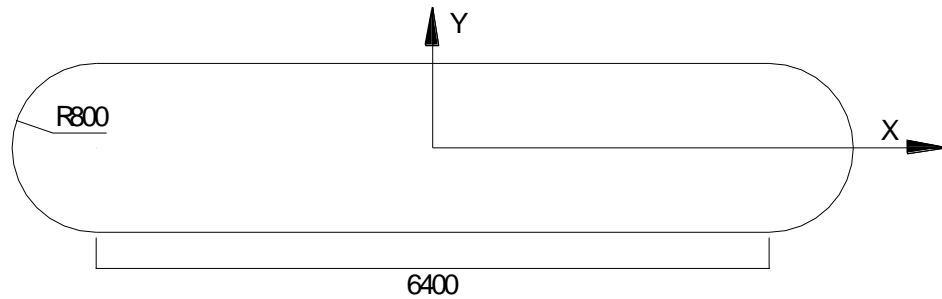
Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

Vậy thoả mãn điều kiện chịu ép mặt.

8.6. Kiểm toán mặt cắt đỉnh móng:



Hình 8.13: Mặt cắt ngang thân trụ

8.6.1. Tính các đặc trưng hình học của mặt cắt:

- Diện tích mặt cắt ngang:

$$F = 6,4 \cdot 1,6 + \pi \cdot 0,8^2 = 12,25(\text{m}^2)$$

- Mômen quán tính đối với trục x-x; y-y

$$I_x = \frac{6,4 \cdot 1,6^3}{12} + 2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{\pi \cdot 0,8^4}{4} = 2,5\text{m}^4$$

$$I_y = \frac{1,6 \cdot 6,4^3}{12} + 2 \cdot \left[\frac{1}{2} \cdot \frac{\pi \cdot 0,8^4}{4} + \left(\frac{6,4}{2} + \frac{4}{3\pi} \cdot 0,8 \right)^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{\pi \cdot 1,6^2}{4} \right] = 60,46\text{m}^4$$

- Mômen kháng uốn:

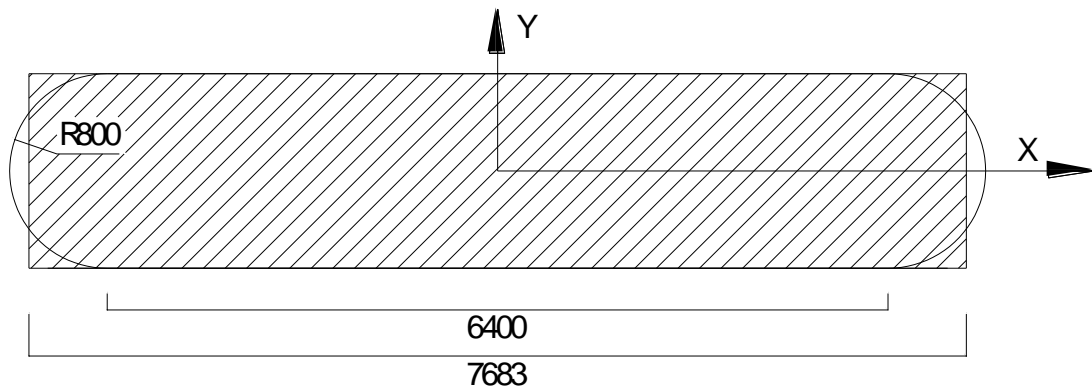
$$S_x = \frac{I_x}{h/2} = \frac{2,5}{1,6/2} = 3,125\text{m}^3$$

$$S_y = \frac{I_y}{h/2} = \frac{60,46}{8,0/2} = 15,115\text{m}^3$$

Dữ liệu ban đầu:

Quy đổi mặt cắt ngang về hình chữ nhật có mômen quán tính tương đương $I = b \cdot h^3 / 12$. Giữ nguyên b, xác định h.

$$h = \left(\frac{12 \cdot I_y}{b} \right)^{1/3} = \left(\frac{12 \cdot 60,46}{1,6} \right)^{1/3} = 7,68\text{m}$$



Hình 8.14: Mặt cắt ngang thân trụ quy đổi

Hạng mục	Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
Bề rộng mặt cắt	b, b_w	1,6	m
Chiều cao mặt cắt	h	7,68	m
Chiều cao có hiệu của mặt cắt	d	7,63	m
Chiều dày lớp phủ bê tông	d_c	0,05	m
Cường độ thép	f_y	420	Mpa
Môđun đàn hồi của thép	E_s	200000	Mpa
Cường độ của bê tông	f_c	30	Mpa
Trọng lượng riêng của bê tông	γ_c	24	KN/m ³
Môđun đàn hồi của bê tông	E_c	27691,47	Mpa

Bảng 8.46. Các dữ liệu ban đầu.

Bảng tổ hợp tải trọng tới mặt cắt đỉnh móng:

TỔ HỢP TẢI TRỌNG TẠI ĐỈNH MÓNG					
Tải trọng	N (KN)	Dọc cầu		Ngang cầu	
		H_x (KN)	M_x (KN.m)	H_y (KN)	M_y (KN.m)
CƯỜNG ĐỘ I-1	17010	184.85	2680.36	248.1	582.188

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

CƯỜNG ĐỘ I-2	16010.3	184.85	3518.9	248.1	582.188
CƯỜNG ĐỘ I-3	15822.6	184.85	2680.36	248.1	9779.17
CƯỜNG ĐỘ II	9640.02	117.14	1434.51	485.036	3301.27
CƯỜNG ĐỘ III-1	16330.5	203.07	2869.07	369.796	2142.07
CƯỜNG ĐỘ III-2	15602.1	203.07	3534.14	369.796	2142.07
CƯỜNG ĐỘ III-3	15414.5	203.07	2869.07	369.796	9236.88
SỬ DỤNG I-1	12652.7	157.73	2230.53	352.872	1947.85
SỬ DỤNG I-2	12081.5	157.73	2709.7	352.872	1947.85
SỬ DỤNG I-3	11974.2	157.73	2230.53	352.872	7203.27

Bảng 8.47. Bảng tổng hợp tải trọng tối mặt cắt đỉnh móng I-I.

8.6.2. Tính toán cấu kiện chịu nén:

Kiểm tra điều kiện chịu uốn 2 chiều (Theo điều 5.7.4.5)

- Nếu lực tính toán dọc trục $P_u > 0,1 \cdot \varphi \cdot f'_c \cdot A_g$:

$$\frac{1}{P_{rxy}} = \frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{\varphi \cdot P_0}$$

Trong đó:

$$P_0 = 0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y$$

- Nếu tải trọng tính toán dọc trục $P_u < 0,1 \cdot \varphi \cdot f'_c \cdot A_g$:

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1,0$$

P_0 : lực dọc trục tính toán (N).

φ : hệ số sức kháng đối với cấu kiện chịu nén dọc trục.

A_g : diện tích nguyên của mặt cắt (mm^2).

A_{st} : giới hạn chảy quy định của cốt thép (MPa).

A_{st} : diện tích cốt thép thường (mm^2).

P_{rxy} : sức kháng dọc trục tính toán khi uốn theo hai phương (N)

P_{rx} : sức kháng dọc trục tính toán được xác định dựa trên cơ sở chỉ tồn tại độ lệch tâm e_y (N).

P_{ry} : sức kháng dọc trục tính toán được xác định dựa trên cơ sở chỉ tồn tại độ lệch tâm e_x (N).

M_{ux} : mômen tính toán tác dụng theo trục x (N.mm).

M_{uy} : mômen tính toán tác dụng theo trục y (N.mm).

e_x : độ lệch tâm của lực dọc trục tính toán tác dụng theo hướng trục x nghĩa là

$$\Rightarrow e_x = M_{uy}/P_u \text{ (mm). (5.7.4.5).}$$

e_y : độ lệch tâm của lực dọc trục tính toán tác dụng theo hướng trục y nghĩa là

$$\Rightarrow e_y = M_{ux}/P_u \text{ (mm). (5.7.4.5).}$$

M_{rx} : sức kháng uốn tính toán đơn trục của mặt cắt theo phương trục x (N.mm).

M_{ry} : sức kháng uốn tính toán đơn trục của mặt cắt theo phương trục y (N.mm).

* Xét $0,1 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot A_g$:

Hệ số uốn dọc của cầu kiện chịu nén dọc trục : $\phi = 0,75$

Diện tích tiết diện nguyên của mặt cắt ngang : $A_g = 1,67,68 = 12,29 \text{ (m}^2\text{)}$

$$\Rightarrow 0,1 \cdot \phi \cdot f'_c \cdot A_g = 0,1 \cdot 0,75 \cdot 30 \cdot 10^3 \cdot 12,29 = 27648 \text{ (KN)}$$

Ta thấy $P_u = N = 17010 \text{ (KN)} < 27648 \text{ (KN)}$

Nên kiểm tra theo công thức: $\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1,0$

* Tính M_{rx} :
$$M_{rx} = \phi \cdot A_s \cdot f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

Trong đó:

ϕ : Hệ số sức kháng, $\phi = 0,9$ khi tính khả năng chịu uốn kết cấu bê tông cốt thép (điều 5.5.4.2)

A_s : Tổng diện tích cốt thép trong vùng chịu kéo không dự ứng lực.

d_s : Khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng tới trọng tâm cốt thép chịu kéo không dự ứng lực.

$a = c \cdot \beta_1$: Chiều dày khối ứng suất tương đương

β_1 : hệ số quy đổi hình khối ứng suất tương đương.

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,85 - 0,05 \cdot (30 - 28) / 7 = 0,84$$

c : khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trục trung hòa với giả thiết là thép đã bị chảy dẻo.

$$c = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \beta_1 f'_c b}$$

b : Chiều rộng mặt cắt (theo mỗi phương là khác nhau)

- Sức kháng uốn danh định tiết diện :

$$M_{rx} = \phi \cdot A_s \cdot f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

- Tương tự tính M_{ry} :

$$M_{ry} = \phi \cdot A_s \cdot f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

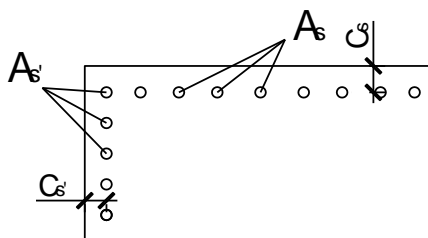
* Để tính toán và kiểm tra ta làm như sau:

Chọn số lượng thép theo phương ngang : $A_s = 41 \text{Ø } 25 = 20125,8(\text{mm}^2)$

Chọn số lượng thép theo phương dọc : $A_s = 11 \text{Ø } 25 = 5399,6(\text{mm}^2)$

Cường độ chịu kéo của thép : $f_y = 420 \text{ (Mpa)}$

Cường độ của bê tông : $f'_c = 30 \text{ (Mpa)}$



Hình 8.15: Sơ đồ tính cấu kiện chịu nén

Phương	A_s (mm ²)	d_s (mm)	b (mm)	c (mm)	a (mm)	M_r (KN.m)
Ngang cầu (y)	5399,6	7617,5	1600	66,49	55,6	15491
Dọc cầu (x)	20125,8	1537,5	7680	51,63	43,2	11532,45

Bảng 8.48. Mô men kháng uốn của tiết diện

- Xét tới hiệu ứng độ mảnh:

+ Tính bán kính quán tính:

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}}, r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} \quad (\text{tính cho mặt cắt nguyên}). A_g = 12,29 \text{ (m}^2\text{)}.$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = \sqrt{\frac{2,5}{12,29}} = 0,45$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = \sqrt{\frac{60,46}{12,29}} = 2,22$$

+ Tỷ số độ mảnh : $\frac{K.l_u}{r_{x,y}}$

Chiều dài thanh chịu nén l_u : phụ thuộc vào chiều cao cấu kiện tính toán.

K : hệ số chiều dài hữu hiệu, với cột không thanh giằng K=2

l_u : Chiều dài chống đỡ lấy bằng chiều cao thân trụ, $l_u = 9\text{m}$

Theo phương ngang: $\frac{K.l_u}{r} = \frac{2.9}{2,22} = 8,10 < 22$

=> bỏ qua hiệu ứng độ mảnh theo phương ngang.

Theo phương dọc: $22 < \frac{K.l_u}{r} = \frac{2.9}{0,45} = 40 < 100$

=> xét hiệu ứng độ mảnh theo phương dọc. Tức là trị số M_{ux} , M_{uy} sẽ nhân thêm hiệu ứng độ mảnh (hệ số khuếch đại mômen).

+ Hệ số khuếch đại mômen :

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\varphi \cdot P_e}} \geq 1,0$$

Trong đó:

$C_m = 1,0$ với cột không giằng.

$\varphi = 0,75$: hệ số giảm độ bền (cốt thép đai xoắn).

P_u : lực dọc trục tính toán.

P_e : lực nén dọc trục tới hạn Euler: $P_e = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(Kl_u)^2}$

l_u : chiều dài tự do của thanh chịu nén (mm)

K : hệ số chiều dài hữu hiệu lấy theo điều (4.6.2.5)

E : mô đun đàn hồi (MPa)

I : mô men quán tính đối với trục đang xét (mm^4)

EI dùng để xác định P_e , phải lấy giá trị lớn hơn của :

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{5} + E_s I_s}{1 + \beta_d}$$

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{2,5}}{1 + \beta_d}$$

Trong đó :

E_c : mô đun đàn hồi của bê tông (MPa), $E_c = 27691,47\text{MPa}$

I_g : mô men quán tính mặt cắt nguyên của bê tông xung quanh trục chính

E_s : mô đun đàn hồi của thép dọc (MPa)

I_s : mô men quán tính của cốt thép dọc xung quanh trục chính (mm^4)

β_d : tỷ lệ giữa mômen tính toán lớn nhất do tải trọng thường xuyên với mô men tính toán lớn nhất do toàn bộ tải trọng, trị số luôn luôn dương.

$E_c(\text{Mpa})$	$I_g(\text{mm}^4)$	$E_s(\text{Mpa})$	$I_s(\text{mm}^4)$	α_d	$E.I(1)$	$E.I(2)$
27691,47	$2,5.10^{12}$	200000	$1,095.10^{10}$	0,75	$9,16.10^{15}$	$15,82.10^{15}$
$E.I$	$K.I_u$	$P_e(\text{kN})$	$P_u(\text{kN})$	C_m	δ_b	
$15,82.10^{15}$	18000	482009,2	17010	1,0	1,049	

Bảng 8.49 Bảng đặc trưng hình học các tiết diện

Tính toán mômen tăng lên phản ánh tác dụng của biến dạng.

$$M_{ux}^{tt} = \delta_b M_{ux}$$

$$M_{uy}^{tt} = M_{uy}$$

Kiểm toán:

$$\delta_b \frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1 \Rightarrow \text{Đạt}$$

Kết quả kiểm tra trụ chịu nén được tổng hợp ở bảng sau:

Trạng thái giới hạn	M_{ux} (KN.m)	M_{uy} (KN.m)	$\delta_b.M_{ux}$ $\delta_b=1,086$	M_{uy} $\delta_b=1,0$	$\frac{\delta_b.M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}}$	Kết luận
Sử dụng-1	2230.53	1947.8	2340.72	1947.8	0.33	Đạt
Sử dụng-2	2709.7	1947.8	2843.56	1947.8	0.37	Đạt
Sử dụng-3	2230.53	7203.3	2340.72	7203.3	0.67	Đạt
Cường độ I-1	2680.36	582.19	2812.77	582.19	0.28	Đạt
Cường độ I-2	3518.9	582.19	3692.74	582.19	0.36	Đạt
Cường độ I-3	2680.36	9779.2	2812.77	9779.2	0.875	Đạt
Cường độ II	1434.51	3301.3	1505.37	3301.3	0.34	Đạt
Cường độ III-1	2869.07	2142.1	3010.8	2142.1	0.4	Đạt
Cường độ III-2	3534.14	2142.1	3708.73	2142.1	0.46	Đạt
Cường độ III-3	2869.07	9236.9	3010.8	9236.9	0.86	Đạt

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

Bảng 8.50 Kiểm toán cấu kiện chịu nén

GIÁO VIÊN THỰC HIỆN
NGHIÊM THANH HÙNG

8.6.3. Kiểm tra khả năng chịu cắt của thân trụ:

Sức kháng cắt của cấu kiện:

$$V_r = \phi \cdot V_n \geq V_u$$

Trong đó :

Φ : hệ số sức kháng, $\Phi = 0,9$.

V_n : sức kháng cắt danh định.

Sức kháng cắt danh định lấy giá trị nhỏ hơn trong 2 giá trị sau:

$$V_{n1} = V_c + V_s \quad (5.8.3.3-1)$$

$$V_{n2} = 0,25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v \quad (5.8.3.3-2)$$

Trong đó:

V_c : sức kháng cắt danh định của bê tông : $V_c = 0,083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$

V_s : sức kháng danh định của cốt thép chịu cắt :

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot (\cot g\theta + \cot g\alpha) \cdot \sin \alpha}{s}$$

α : góc nghiêng của cốt thép ngang đối với trục dọc (độ). Lấy $\alpha = 90^0$.

$$\Rightarrow V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot \cot g\theta}{s}$$

b_v : bề rộng bản bụng hữu hiệu lấy bằng bề rộng bản bụng nhỏ nhất trong phạm vi chiều cao d_v .

d_v : chiều cao chịu cắt hữu hiệu (mm)

$$d_v = \max \left(0,9 \cdot d_e ; 0,72 \cdot h ; d_s - \frac{a_{td}}{2} \right)$$

s : cự ly cốt thép đai, chọn: $s = 200$ mm.

β : hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo truyền lực kéo được quy định trong điều 5.8.3.4. .Lấy $\beta = 2,0$.

θ : góc nghiêng của ứng suất nén chéo . Lấy $\theta = 45^0$. (điều 5.8.3.4)

A_v : diện tích cốt thép chịu cắt trong cự ly s (mm^2).

* Xác định d_v và b_v theo 2 phương:

Xác định d_v và b_v (Phương ngang X)			Xác định d_v và b_v (Phương dọc Y)		
$d_s - a/2$	7589,7	mm	$d_s - a/2$	1515,9	mm
$0.9 \cdot d_e$	6855,75	mm	$0.9 \cdot d_e$	1383,75	mm
$0,72h$	5529,6	mm	$0,72h$	1152,0	mm
$d_v(\text{max})$	7589,7	mm	$d_v(\text{max})$	1515,9	mm
b_v	1600	mm	b_v	7680	mm

Bảng 8.51 Xác định d_v và b_v theo 2 phương

*Theo phương ngang X:

Diện tích cốt đai trong cự ly $s=200\text{mm}$: $2\text{Ø}10$; $A_{vx} = 157 \text{ mm}^2$

A_{vx}	V_{cx}	V_{sx}	V_{nx1}	V_{nx2}	V_{nx}	V_{rx}
(mm^2)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
157	11041,1	1315,19	12356,33	91076,5	12356,33	11120,7

Bảng 8.52 Xác định sức kháng cắt theo phương ngang.

*Theo phương dọc Y:

Diện tích cốt đai trong cự ly $s = 200 \text{ mm}$: $2\text{Ø} 10$; $A_{vy} = 157 \text{ mm}^2$

A_{vy}	V_{cy}	V_{sy}	V_{ny1}	V_{ny2}	V_{ny}	V_{ry}
(mm^2)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
157	10585,4	262,69	10848,06	87316,93	10848,06	9763,25

Bảng 8.53 Xác định sức kháng cắt theo phương dọc.

*Kiểm tra khả năng chịu cắt với tất cả các tổ hợp:

Tải trọng giới hạn	Dọc cầu			Ngang cầu		
	V_{uy}	V_{ry}	Kiểm tra	V_{ux}	V_{rx}	Kiểm tra
GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN						SINH VIÊN THỰC HIỆN

	(kN)	(kN)	$V_{ry} > V_{uy}$	(kN)	(kN)	$V_{rx} > V_{ux}$
Sử dụng	157,73	9763,25	Đạt	352,87	11120,7	Đạt
Cường độ I	184,85	9763,25	Đạt	248,1	11120,7	Đạt
Cường độ II	117,14	9763,25	Đạt	485,04	11120,7	Đạt
Cường độ III	203,07	9763,25	Đạt	369,8	11120,7	Đạt

Bảng 8.54 Kiểm tra khả năng chịu cắt của thân trụ.

8.6.4. Kiểm tra nứt:

Dùng tổ hợp tải trọng ở trạng thái giới hạn sử dụng.

$$M_x = 2230,53(\text{KN.m}).$$

$$M_y = 7203,27(\text{KN.m}).$$

Các cấu kiện phải được cấu tạo sao cho ứng suất kéo trong cốt thép thường ở trạng thái giới hạn sử dụng f_s không vượt quá:

$$f_s = \frac{M_s}{A_s \cdot j \cdot d} \leq 0,6 \cdot f_y \text{ và } f_s \leq f_a = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}}$$

Trong đó :

d_c : Chiều cao phần bê tông tính từ thớ ngoài cùng chịu kéo đến trọng tâm cốt thép đặt gần nhất (mm).

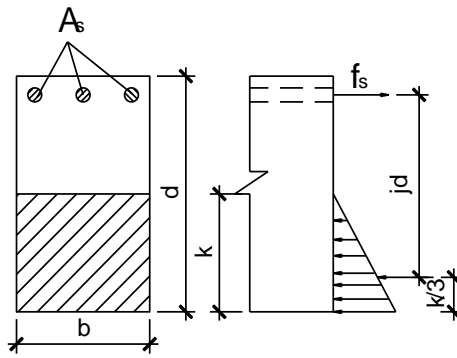
A : Diện tích bê tông ở vùng chịu kéo có cùng trọng tâm với cốt thép chủ chịu kéo rồi chia cho số thanh cốt thép = bt/n (mm^2), trong đó n là số thanh thép ở vùng chịu kéo, $t = 2 \cdot d_s$ với 2 lớp thép.

Z : Thông số bề rộng vết nứt (N/mm), đại lượng Z không được lấy vượt quá 30000 (N/mm) đối với các cấu kiện trong điều kiện môi trường thông thường.

Lấy $Z = 25000$ (N/mm).

M_s : Tổ hợp lớn nhất của tổ hợp tải trọng sử dụng.

A_s : Tổng diện tích cốt thép chịu kéo.



Hình 8.16: Sơ đồ tính

$$k = \sqrt{2 \cdot \rho \cdot n + (\rho \cdot n)^2} - \rho \cdot n$$

$$j = 1 - k/3$$

Trong đó :

n : Tỷ số môđun đàn hồi : $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{27691,47} = 7,22$

ρ : Hàm lượng cốt thép. $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$

*Theo phương ngang X có:

$d_c = 50 \text{ mm}; A = \frac{1600 \cdot 50 \cdot 2}{11} = 14545,45 \text{ mm}^2$

ρ_x	k_x	j_x	M_{sx}	A'_{sx}	f_{sx}	$0,6 \cdot f_{yx}$	f_{asx}	Kiểm tra	
%			KN.m	mm ²	Mpa	Mpa	Mpa	$f_{sx} < 0,6 f_{yx}$	$f_s < f_{asx}$
0,043	0,65	0,78	2230,53	5399,6	68,96	252,00	278	Đạt	Đạt

Bảng 8.55 Kiểm tra nứt của tiết diện theo phương ngang.

*Theo phương dọc Y có:

$d_c = 50 \text{ mm}; A = \frac{7680 \cdot 50 \cdot 2}{41} = 18731,7 \text{ mm}^2$

ρ_y	k_y	j_y	M_{sy}	A_{sy}	f_{sy}	$0,6 \cdot f_{yy}$	f_{asy}	Kiểm tra	
%			N.mm	mm ²	Mpa	Mpa	Mpa	$f_{sy} < 0,6 f_{yy}$	$f_s < f_{asy}$
0,16	0,81	0,73	7203,57	20125,83	63,84	252,00	255,52	Đạt	Đạt

Bảng 8.56 Kiểm tra nứt của tiết diện theo phương dọc

8.7. Kiểm tra mặt cắt tại đáy móng:

* Dữ liệu ban đầu:

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

Hạng mục	Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
Bề rộng bệ cọc	b, b_w	4,0	m
Chiều dài bệ cọc	h	9,0	m
Chiều cao bệ cọc	d	2,0	m
Chiều dày lớp phủ bê tông	d_c	0,05	m
Cường độ thép	f_y	420.00	Mpa
Môđun đàn hồi của thép	E_s	200000	Mpa
Cường độ của bê tông	f_c	30	Mpa
Trọng lượng riêng của bê tông	γ_c	24	KN/m ³
Môđun đàn hồi của bê tông	E_c	27691,47	Mpa
Số cọc trong móng	n	18	cọc

Bảng 8.57 Các số liệu ban đầu.

TỔ HỢP TẢI TRỌNG TẠI ĐÁY BỆ					
Tải trọng	N (KN)	Dọc cầu		Ngang cầu	
		H_x (KN)	M_x (KN.m)	H_y (KN)	M_y (KN.m)
CƯỜNG ĐỘ I-1	18535.2	184.85	3050.07	407.89	1236.42
CƯỜNG ĐỘ I-2	17535.5	184.85	3888.61	407.89	1236.42
CƯỜNG ĐỘ I-3	17347.8	184.85	3050.07	407.89	10433.4
CƯỜNG ĐỘ II	10535.2	117.14	1718.42	644.826	4412.4
CƯỜNG ĐỘ III-1	17855.7	203.07	3289.38	529.586	3034.84
CƯỜNG ĐỘ III-2	17127.3	203.07	3954.46	529.586	3034.84
CƯỜNG ĐỘ III-3	16939.7	203.07	3289.38	529.586	10129.7
SỬ DỤNG I-1	13728	157.73	2556.63	512.662	2807.98

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

SỬ DỤNG I-2	13156.7	157.73	3035.79	512.662	2807.98
SỬ DỤNG I-3	13049.4	157.73	2556.63	512.662	8063.4

Bảng 8.58. Tổ hợp nội lực xét tại mặt cắt đáy móng ở các TTGH

8.7.1. Xác định sức chịu tải của cọc:

Theo thiết kế sơ bộ: $P_{tt} = 1749,89\text{KN}$

Kiểm tra điều kiện: $h \geq 0,7.h_{\min}$

Trong đó: h - chiều sâu của đáy đài.

$$h_{\min} = \text{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \sqrt{\frac{\sum H}{\gamma \cdot b}}$$

Trong đó:

γ và φ : trọng lượng thể tích và góc nội ma sát của đất trên đáy đài.

$\gamma = 1,96(\text{T/m}^3)$; $\varphi = 28^\circ$ với lớp cát hạt mịn.

H - Tổng tải trọng nằm ngang ($H = 644,83\text{kN}$ ứng với TTGHCD II)

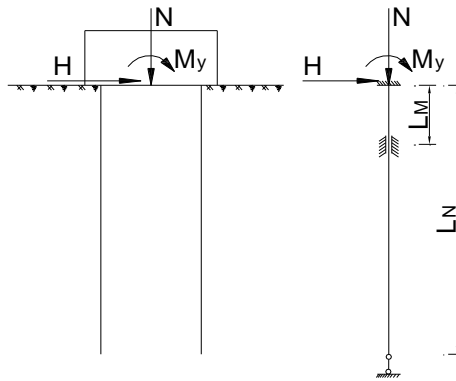
b - Cạnh của đáy đài theo phương thẳng góc với H ($b = 4,0 \text{ m}$)

$h = 1,26\text{m}$: Chiều sâu chôn móng trong đất.

$$h_{\min} = \text{tg}\left(45^\circ - \frac{28}{2}\right) \cdot \sqrt{\frac{644,83}{19,6 \cdot 4}} = 1,72\text{m}$$

$\Rightarrow h = 1,26\text{m} < 0,7 \cdot h_{\min} = 0,7 \cdot 1,72 = 1,21(\text{m})$

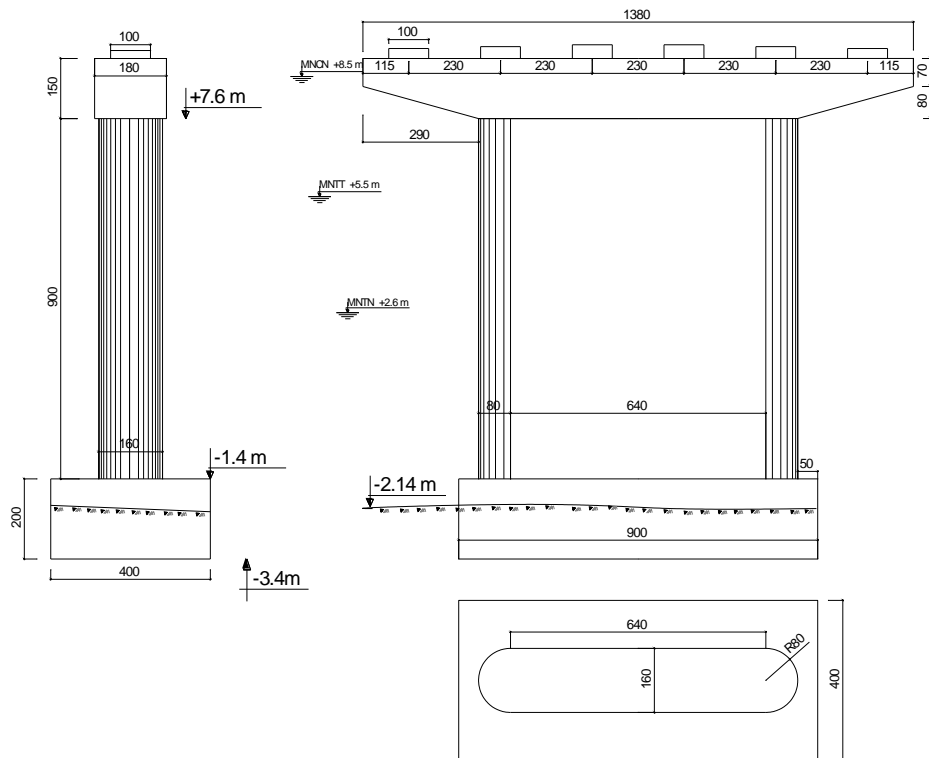
Tuy nhiên, thực tế các đất tại vị trí bệ trụ có thể bị sỏi theo thời gian, đặc biệt là vị trí công trình cầu hay xảy ra lũ nên sự sỏi mòn là không thể bỏ qua, gây nguy hiểm cho công trình. Do đó xét đến an toàn ta tính toán theo sơ đồ móng cọc đài cao.



Hình 8.17: Sơ đồ tính toán móng cọc dài cao
THIẾT KẾ THI CÔNG TRỤ T2

9.1. Giới thiệu sơ qua về trụ T2

- Loại trụ : trụ đặc bê tông cốt thép.
- Loại cọc : cọc đóng bê tông cốt thép 40x40 cm
- Số cọc trong móng: 18 cọc dài 15,5m (ngàm vào bệ trụ 0.5m)
- Cao độ mực nước cao nhất: MNCN = +8,5 m
- Cao độ mực nước thấp nhất: MNTN = +5,5 m
- Cao độ mực nước thi công: MNTC = +2,6 m
- Cao độ mực nước thông thuyền: MN TT = +2,6m
- Cao độ mặt đất tự nhiên: MĐTN = -2,14m
- Cao độ đỉnh móng: CĐĐ = -1,4m
- Cao độ đáy móng: CĐĐM = -3,4m
- Quy trình thiết kế: 22 TCN 272-05
- Địa chất lòng sông:
 - + Lớp 1 : Cát hạt mịn dày 4,45m
 - + Lớp 2 : Á sét mềm dày 4,15m
 - + Lớp 3 : Cát hạt trung dày vô cùng



Hình 9.1: Thi công trụ T2

9.2. Sơ lược về đặc điểm xây dựng

9.2.1. Vật liệu :

- Khu vực xây dựng cầu nằm gần các đầu mối cung cấp vật liệu của địa phương.
- Công trình gần cơ sở sản xuất vật liệu xây dựng chủ yếu như xi măng và các loại vật liệu bán thành phẩm. Các con đường dẫn đến công trình còn khai thác được và thuận lợi cho việc vận chuyển vật liệu đến công trình, ở hai đầu bãi sông còn rộng sử dụng được cho việc xây dựng lán trại, công trình phụ, bãi đúc cọc.
- Nguồn điện chiếu sáng phục vụ cho việc xây dựng và sinh hoạt được đảm bảo và cung cấp đầy đủ 24/24.
- Tình hình dân cư khu vực này không nhiều nhưng rất ý thức tự giác và tinh thần bảo vệ cao sẽ tạo điều kiện thuận lợi cho việc xây dựng và bảo vệ tài sản công trình.

9.2.2. Nhân lực và máy móc - thiết bị :

- Là đơn vị thi công cầu có nhiều kinh nghiệm trong việc xây dựng cầu, đã thi công được nhiều công trình và đang hoạt động tốt. Đơn vị có đội ngũ cán bộ và công nhân trình độ có kinh nghiệm và tay nghề cao, lực lượng công nhân lao động giàu kinh nghiệm, số lượng và chất lượng đảm bảo phục vụ công trình đến ngày hoàn thành.

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

- Phương tiện và máy móc thi công khá đầy đủ và phong phú, đủ năng lực thi công những công trình lớn đặc biệt là tính đồng bộ và hiện đại đảm bảo cơ giới hóa công tác thi công ở các hạng mục, các công trình khác nhau.

9.2.3. Điều kiện khí hậu và dân cư :

- Khu vực xây dựng cầu thuộc vùng khí hậu nhiệt đới, gió mùa, nóng ẩm. Mùa mưa bắt đầu từ tháng 9 đến tháng giêng năm sau, các tháng còn lại là tháng nắng. Nhiệt độ giữa mùa mưa và mùa nắng chênh lệch khá lớn. Thời gian thi công cầu thuận lợi nhất trong năm là từ tháng 03 đến tháng 09.

- Dân cư nơi xây dựng cầu có mật độ trung bình. Hầu hết nhân dân khu vực này làm nông nghiệp nên đơn vị thi công có thuận lợi thuê mướn lao động tại chỗ khi nông nhàn để thi công những công việc đơn giản, không yêu cầu cao về kỹ thuật, giá thuê lao động không cao.

- Thời gian thi công khá dài nên việc tổ chức kho bãi, lán trại là rất cần thiết. Xây dựng kho bãi nơi khô ráo, chắc chắn, đảm bảo an toàn và gần công trường nhằm đảm bảo bảo quản nguyên vật liệu tốt trong quá trình thi công công trình.

- Láng trại được xây dựng gần nơi làm việc tạo điều kiện sinh hoạt thoải mái cho cán bộ, công nhân trong thời gian thi công.

- Mặt bằng xây dựng với diện tích đủ rộng cho thi công, bằng phẳng có đường tạm dành cho lưu thông trong phạm vi thi công, công trường dễ dàng di chuyển máy móc xe cộ, vật liệu và nguyên vật liệu bán thành phẩm.

- Xây dựng bãi đúc cọc, nền làm bằng CPDD đầm chặt dày 10cm.

- Đây là công trình trọng điểm của tỉnh nên được các cơ quan giúp đỡ về mọi mặt tạo điều kiện tốt nhất để đơn vị thi công hoàn thành tốt công trình.

- Dân cư trong khu vực ổn định, an ninh xã hội đảm bảo chính quyền tạo điều kiện thuận lợi cho nơi ăn ở sinh hoạt của cán bộ và công nhân, tổ chức giúp đỡ việc bảo vệ tài sản công trình.

- Với những đặc điểm nêu trên công trình xây dựng có những điều kiện thuận lợi về kinh tế, kỹ thuật, những thuận lợi trên là rất cơ bản và cần thiết, bên cạnh những thuận lợi trên còn tồn tại những khó khăn nhưng đơn vị sẽ khắc phục được vì vậy công trình sẽ xây dựng đúng tiến độ và đảm bảo an toàn, và công trình đạt chất lượng cao.

9.3. Đề xuất giải pháp thi công

Từ các điều kiện tự nhiên, địa chất, thủy văn như đã nêu trên ta đề xuất 2 phương án thi công

trụ như sau

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

9.3.1. Phương án 1: hệ nổi để thi công

Bao gồm các bước sau :

- Chuẩn mặt bằng, vật liệu , máy móc , hệ nổi để thi công vòng vây cọc ván thép, định vị tim trụ .
- Thi công cọc đóng
- Thi công khung vây ngăn nước bằng cọc ván thép (nhờ hệ nổi):

Đóng cọc định vị

Lắp khung định vị

Xỏ cọc ván và đóng cọc ván thép

Tăng cường khung chống

- Hút nước hồ móng bằng máy bơm
- Đào đất đến cao độ thiết kế.
- Đổ lớp bê tông lót móng
- Lắp dựng ván khuôn, cốt thép, thi công bê trụ
- Lắp dựng cốt thép ván khuôn , thi công thân trụ.
- Lắp dựng cốt thép ván khuôn thi công xà mũ trụ

9.3.2. Phương án 2: làm đường cầu tạm

Bao gồm các bước sau:

- Chuẩn mặt bằng, vật liệu , máy móc , định vị tim trụ .
- Làm đường cầu tạm ra tới trụ
- Thi công giá đỡ
- Thi công cọc đóng

- Hút nước hồ móng bằng máy bơm

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG

- Đào đất đến cao độ thiết kế.
- Đổ lớp bê tông lót móng
- Lắp dựng ván khuôn, cốt thép, thi công bộ trụ
- Lắp dựng cốt thép ván khuôn , thi công thân trụ.
- Lắp dựng cốt thép ván khuôn thi công xà mũ trụ

9.3.3. So sánh chọn phương án thi công:

* Phương án hệ nổi

- Ưu điểm: thi công không phải tốn chi phí làm đường cầu tạm, không giới hạn búa đóng cọc, có thể tận dụng xà lan để làm các công tác sau.

- Nhược điểm: việc neo giữ xà lan mất nhiều thời gian, năng suất đóng cọc thấp vì phải di chuyển xà lan từ cọc này sang cọc khác. Dễ bị nghiêng lệch nên đóng cọc khó chính xác.

* Phương án làm đường cầu tạm

- Ưu điểm: thi công ít chịu ảnh hưởng của thời tiết, mực nước sông và dòng chảy, việc định vị tim cọc dễ dàng, di chuyển giá búa đóng cọc nhanh thuận lợi.

- Nhược điểm: tốn chi phí cho việc làm đường cầu tạm, do thi công đóng cọc trên giá đỡ nên khối lượng búa bị hạn chế.

9.3.4. Kết luận

- Chọn phương án dùng hệ nổi để đi thi công bởi vì khi dùng hệ nổi để đóng cọc xong thì ta tận dụng được hệ nổi để làm chỗ đứng cho cần cẩu, làm nơi tập kết vật liệu... Và ở đây mực nước thi công tương đối lớn nên việc làm đường cầu tạm quá tốn kém.

9.4. Trình tự thi công chung :

- Trụ số 2 là dạng trụ đặc thân hẹp móng cọc đài thấp, phần bộ trụ nằm trong mặt đất tự nhiên khoảng 1,26m

- Cọc đóng cho trụ là dạng cọc ma sát dài 15m kể từ đáy bệ, tiết diện cọc là 40×40(cm), cọc được thành 2 đốt để đóng.

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

SINH VIÊN THỰC HIỆN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

NGHIÊM THANH HÙNG

- Ở đây do cọc ván thép được đóng tới lớp sét mềm nên khi thi công bệ cọc ta không cần phải dùng biện pháp ngăn nước thấm từ bên dưới mà chỉ cần làm lớp bê tông lót móng.
- Ở đây ta tiến hành đóng cọc bằng búa diezen, sau đó mới đóng cọc ván thép lassen bằng búa rung, bơm nước ra hết hố móng, sau đó tiến hành đào đất hố móng và tiến hành đập đầu cọc bằng nhân công, vệ sinh đáy hố móng, đổ bê tông lót móng và tiến hành lắp dựng ván khuôn, cốt thép rồi đổ bê tông bệ móng.
- Khi thi công ta cho cọc ngàm vào bệ móng một đoạn là 0,15m và phần đầu cọc cần xử lý là 0,35m.
- Việc thi công móng cọc trước tiên phải chuẩn bị vật liệu, vật liệu bán thành phẩm, đặc biệt là cọc.
- Chuẩn bị lán trại làm nơi ở cho cán bộ và công nhân, kho, bãi chứa vật tư, vật liệu; chuẩn bị mặt bằng thi công, mặt bằng để đúc cọc và các cấu kiện khác.....

Quá trình thi công trụ gồm các bước như sau:

- + Đúc cọc
- + Định vị tim, trụ cầu.
- + Thi công đóng cọc (sau khi đã đóng thử).
- + Thi công đóng cọc ván thép
- + Hút nước hố móng
- + Đào đất đến cao độ đáy lớp bê tông lót móng theo thiết kế.
- + Đập đầu cọc, uốn cốt thép và làm lớp đệm.
- + Lắp đặt ván khuôn, lắp đặt cốt thép, đổ bê tông lần lượt bệ móng, thân trụ, xà mũ.
- + Tiến hành công tác hoàn thiện.

9.5. Thi công các hạng mục

9.5.1. Dọn dẹp mặt bằng thi công :

- Trong nội dung này cần tiến hành san lấp, dọn dẹp mặt bằng cho phẳng, tăng cường độ nền đất tại nơi đúc cọc cần gia cố thêm lớp đất tốt, lu lèn tăng cường lớp đất gia cố đủ chặt để đúc cọc và đặt giá búa trong quá trình đóng cọc. Bãi đúc cọc cần tiến hành rải 1 lớp cát đệm để tạo mặt phẳng.

9.5.2. Xây dựng nhà ở, lán trại cho công nhân:

- Công tác này tiến hành sau khi dọn dẹp mặt bằng xong. Vận chuyển gỗ, tôn,... để xây dựng lán trại cho công nhân và xây dựng kho bãi chứa vật liệu. Kết nối và xây dựng hệ thống điện, nước phục vụ trong quá trình thi công.

GIÁO VIÊN HƯỚNG DẪN

Th.S : BÙI NGỌC DUNG

SINH VIÊN THỰC HIỆN

NGHIÊM THANH HÙNG