

Chương 4

VÍ DỤ TÍNH TOÁN DẦM CẦU BÊ TÔNG CỐT THÉP DỰ ỨNG LỰC MẶT CẮT CHỮ T LẮP GHÉP

SỐ LIỆU THIẾT KẾ

Thiết kế Cầu bê tông cốt thép DƯ'L nhịp giản đơn theo các số liệu sau:

- Loại dầm: Dầm T BTCT DƯ'L kéo trước
- Chiều dài toàn dầm $L = 25\text{m}$
- Khổ cầu $K = 8 + 2 \times 1,5\text{m}$
- Tải trọng thiết kế: HL93
- Tao cáp DƯ'L 15,2 mm
- Bê tông grade 40 (MPa)
- Quy trình thiết kế: 22TCN 272-05
- Tải trọng thiết kế: HL93, đoàn người bộ hành 3 kPa

NỘI DUNG TÍNH TOÁN

4.1. CÁC LOẠI VẬT LIỆU

4.1.1. Cốt Thép DƯ'L

Sử dụng tao thép 15,2mm thép có độ chùng dãn thấp theo tiêu chuẩn ASTM A416 Grade 270

- Cường độ kéo quy định của thép DƯ'L:

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa} \quad (\text{TCN 5.4.4.1})$$

- Giới hạn chảy của thép DƯ'L:

$$f_{py} = 0,9.f_{pu} = 1670 \text{ MPa} \quad (\text{TCN 5.4.4.1})$$

- Môđun đàn hồi của thép DƯ'L:

$$E_p = 197000 \text{ MPa}$$

- Ứng suất trong thép ứng suất khi kích

$$f_{pj} = 0,8.f_{pu} = 1488 \text{ MPa}$$

4.1.2. Vật liệu bê tông

Cường độ chịu nén của bê tông ở tuổi 28 ngày $f'_c = 40$ MPa

Cường độ chịu nén của bê tông khi tạo ứng suất trước $f'_{ci} = 0,9 f'_c = 36$ MPa

Môđun đàn hồi của BT dầm:

$$E_c = 0,043 \cdot \gamma_c^{1,5} \sqrt{f'_c} = 33994,48 \text{ MPa} \quad (\text{TCN 5.4.2.4-1})$$

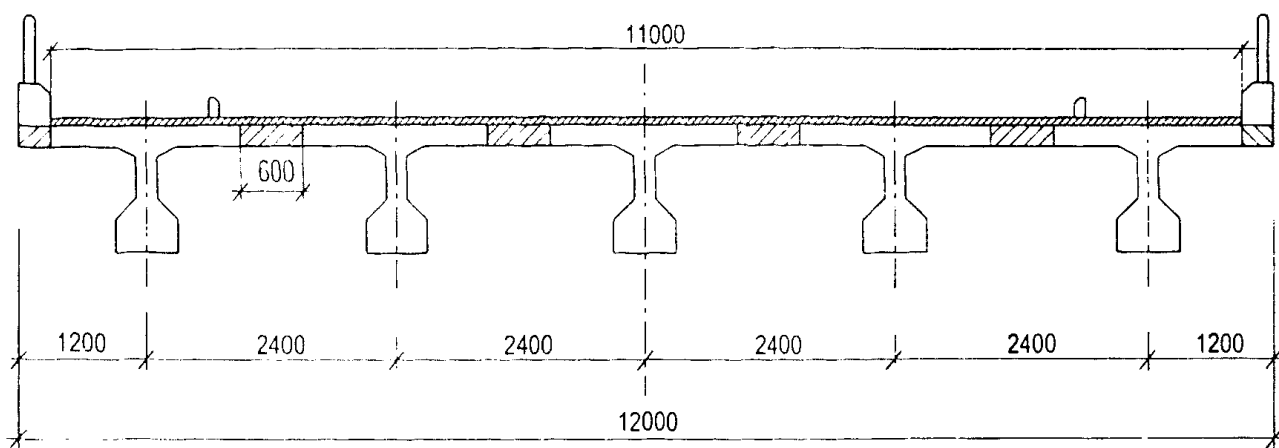
Cường độ chịu kéo khi uốn:

$$f_r = 0,63 \sqrt{f'_c} = 3,98 \text{ MPa} \quad (\text{TCN 5.4.2.6})$$

4.2. BỐ TRÍ CHUNG MẶT CẮT NGANG CẦU

Tổng chiều dài toàn dầm là 25m, để hai đầu dầm mỗi bên 0,3m để kê gối. Như vậy chiều dài nhịp tính toán của nhịp cầu là 24,4m.

Cầu gồm 5 dầm có mặt cắt chữ T chế tạo bằng bê tông có $f'_c = 40$ MPa. Lớp phủ mặt cầu gồm có 2 lớp: lớp chống nước có chiều dày 0,4cm, lớp bê tông atphan trên cùng có chiều dày 7 cm. Lớp phủ được tạo độ dốc ngang bằng cách kê cao các gối cầu.



Hình 4.1: Mặt cắt ngang kết cấu nhịp

Khoảng cách giữa các dầm chủ $S = 2400$ mm

4.2.1. Chọn mặt cắt ngang dầm chủ

Điều kiện chọn tiết diện (theo TCN 5.14.1.2.2)

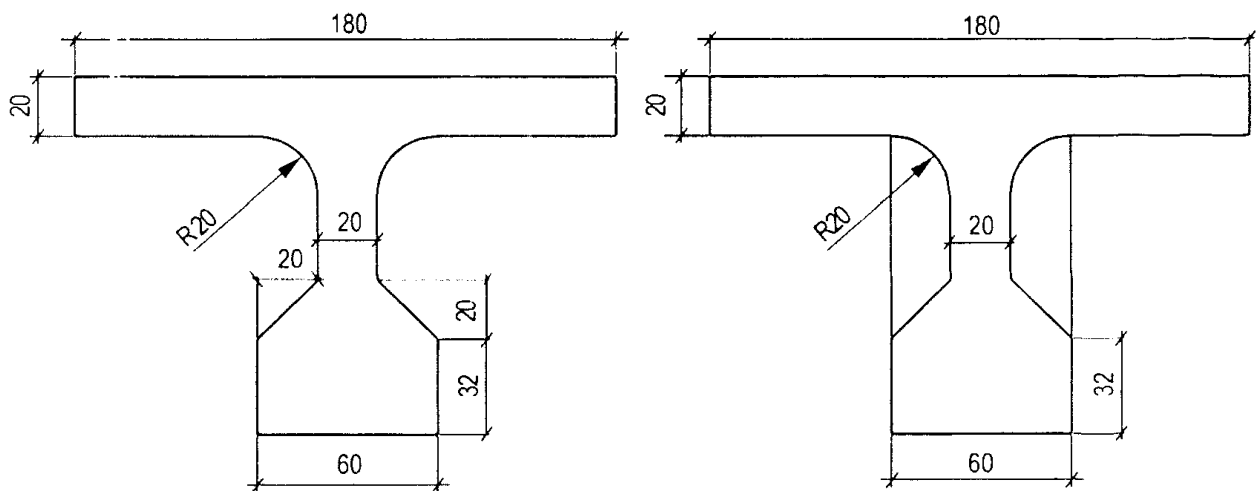
Chiều dày các phần không nhỏ hơn:

- Bản cánh trên: 50mm
- Sườn dầm, không kéo sau: 125mm
- Sườn dầm, kéo sau: 165mm
- Bản cánh dưới: 125mm

4.2.1.1. Chọn sơ bộ dầm chủ có tiết diện hình chữ T với các kích thước sau

Chiều dày bản	$t_s =$	20	cm
Chiều cao dầm	H	120	cm
Chiều rộng bầu	$b_b =$	60	cm
Chiều cao bầu	$h_b =$	32	cm
Chiều dày bụng	$b_w =$	20	cm
Chiều rộng bản cánh	$b_l =$	180	cm
Rộng vát cánh		20	cm
Cao vát cánh		10	cm
Bán kính cong	$R_c =$	20	cm
Chiều rộng vút bầu		20	cm
Chiều cao vút bầu		20	cm
Phần hằng		120	cm

Các kích thước khác như hình vẽ:



Hình 4.2: Mặt cắt ngang dầm

Mặt cắt dầm chủ mặt cắt tại gối (mở rộng sườn dầm)

Kiểm tra điều kiện về chiều cao kết cấu nhịp tối thiểu (TCN 2.5.2.6.3-1)

Yêu cầu $h_{min} = 0,045L$

trong đó

L - chiều dài nhịp tính toán $L = 24400\text{mm}$

h_{min} - chiều cao tối thiểu của kết cấu nhịp kể cả bản mặt cầu, $h_{min} = 1200\text{mm}$

$\rightarrow 0,045L = 0,045 \cdot 24400 = 1098\text{ mm} < h_{min}$ Thỏa mãn

4.2.1.2. Xác định chiều rộng bản cánh hữu hiệu (TCN 4.6.2.6)

4.2.1.2.1. Đối với dầm giữa

Bề rộng bản cánh hữu hiệu có thể lấy giá trị nhỏ nhất của:

$$+ 1/4 \text{ chiều dài nhịp} = \frac{24400}{4} = 6100 \text{ mm}$$

+ 12 lần độ dày trung bình của bản cộng với số lớn nhất của bề dày bản bụng dầm hoặc 1/2 bề rộng bản cánh trên của dầm

$$= 12 \times 200 + \max \left\{ \begin{array}{l} 200 \\ 1800/2 \end{array} \right. = 3300 \text{ mm}$$

+ Khoảng cách trung bình giữa các dầm kề nhau (= 2400) $\rightarrow b_i = 2400 \text{ mm}$

4.2.1.2.2. Đối với dầm biên

Bề rộng cánh dầm hữu hiệu có thể được lấy bằng 1/2 bề rộng hữu hiệu của dầm kề trong (= 2400/2 = 1200) cộng trị số nhỏ nhất của:

$$+ 1/8 \text{ chiều dài nhịp hữu hiệu} = \frac{24400}{8} = 3050$$

+ 6 lần chiều dày trung bình của bản cộng với số lớn hơn giữa 1/2 độ dày bản bụng hoặc 1/4 bề dày bản cánh trên của dầm chính

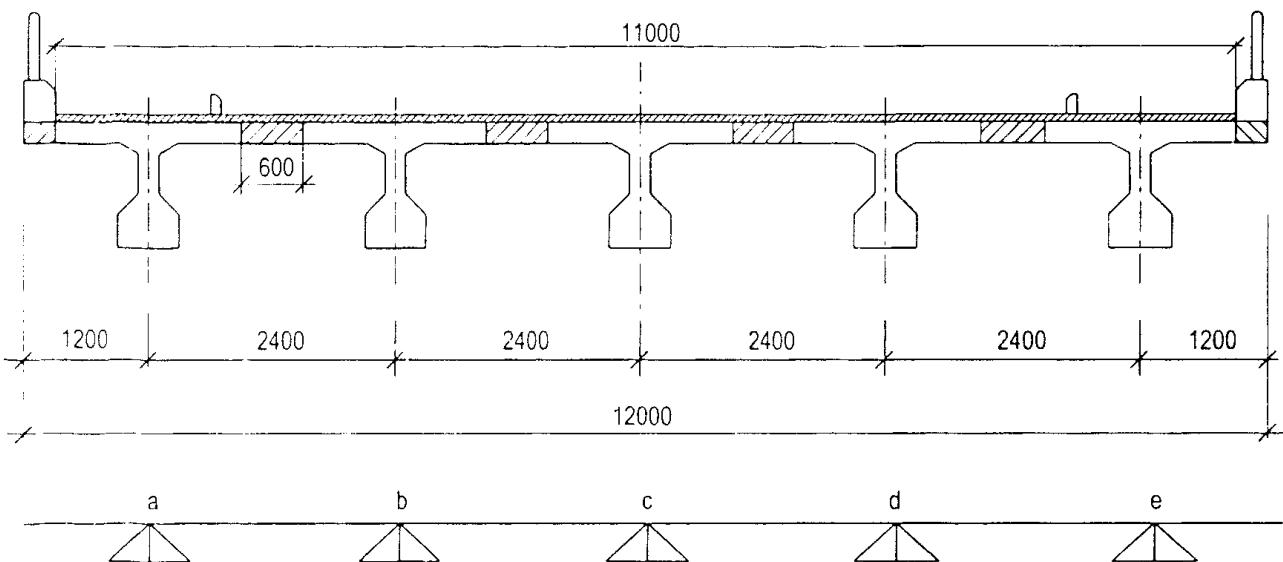
$$= 6 \times 200 + \max \left\{ \begin{array}{l} 200/2 \\ 1800/4 \end{array} \right. = 1650 \text{ mm}$$

+ Bề rộng phần hẫng = 1200 mm $\rightarrow b_e = 1200 + 1200 = 2400 \text{ mm}$

Kết luận: Bề rộng bản cánh dầm hữu hiệu

Dầm giữa (b_i)	2400 mm
Dầm biên (b_e)	2400 mm

4.3. TÍNH TOÁN BẢN MẶT CẦU



Hình 4.3: Sơ đồ tính bản mặt cầu

4.3.1. Phương pháp tính toán nội lực bản mặt cầu

Áp dụng phương pháp tính toán gần đúng theo TCN 4.6.2 (điều 4.6.2 của 22TCN 272-05).
Mặt cầu có thể phân tích như một dầm liên tục trên các dầm

4.3.2. Xác định nội lực bản mặt cầu do tĩnh tải

Sơ đồ tính và vị trí tính nội lực:

Theo TCN 4.6.2.1: Khi áp dụng theo phương pháp giải phải lấy mômen dương cực trị để đặt tải cho tất cả các vùng có mômen dương, tương tự đối với mômen âm do đó ta chỉ cần xác định nội lực lớn nhất của sơ đồ. Trong dầm liên tục nội lực lớn nhất tại gối và giữa nhịp. Do sơ đồ tính là dầm liên tục 3 nhịp đối xứng, vị trí tính toán nội lực là: a, b, c, d, e như hình 4.3.

Theo TCN 4.6.2.1.6: "Các dải phải được coi như các dầm liên tục hoặc dầm giản đơn, chiều dài nhịp phải được lấy bằng khoảng cách tâm đến tâm giữa các cấu kiện đỡ. Nhằm xác định hiệu ứng lực trong các dải, các cấu kiện đỡ phải được giả thiết là cứng vô hạn.

Các tải trọng bánh xe có thể được mô hình hoá như tải trọng tập trung hoặc như tải trọng vệt mà chiều dài dọc theo nhịp sẽ là chiều dài của diện tích tiếp xúc được chỉ trong TCN 3.6.1.2.5 cộng với chiều cao của bản mặt cầu". Trong bản tính này coi các tải trọng bánh xe như tải trọng tập trung.

Xác định nội lực do tĩnh tải:

Tỷ trọng của các cấu kiện lấy theo Bảng 3.5.1.1 của Tiêu chuẩn

Tĩnh tải tác dụng lên bản mặt cầu gồm các tĩnh tải rải đều do TTBT của bản mặt cầu, TTBT của lớp phủ, lực tập trung do lan can tác dụng lên phần hẫng.

Đối với tĩnh tải, ta tính cho 1 mét dài bản mặt cầu

Bản mặt cầu dày 200mm, tĩnh tải rải đều do TTBT bản mặt cầu:

$$g_{DC(bmc)} = 200 \times 1800 \times 24 \times 10^{-6} = 8,64 \text{ kN/m}$$

Thiết kế lớp phủ dày 74mm, tĩnh tải rải đều do TTBT lớp phủ:

$$g_{DW} = 74.2250.10^{-4} = 1,665 \text{ kN/m}$$

Tải trọng do lan can cho phần hẫng: Thực chất lực tập trung quy đổi của lan can không đặt ở mép bản mặt cầu nhưng để đơn giản tính toán và thiên về an toàn ta coi đặt ở mép.

$$P_{DC(Lan can)} = 4,564 \text{ kN /m}$$

+ Để tính nội lực cho các mặt cắt b, c, d, e ta vẽ đường ảnh hưởng của các mặt cắt rồi xếp tải lên đường ảnh hưởng. Do sơ đồ tính toán bản mặt cầu là hệ siêu tĩnh bậc cao nên ta sẽ dùng chương trình Sap2000 để vẽ và tính toán.

+ Công thức xác định nội lực tính toán:

$$M_U = \eta (\gamma_P \cdot M_{DC1} + \gamma_P M_{DC2} + \gamma_P M_{DW})$$

η - hệ số liên quan đến tính dẻo, tính dư, và sự quan trọng trong khai thác xác định theo TCN 1.3.2

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

Hệ số liên quan đến tính dẻo $\eta_D = 0,95$ (theo TCN 1.3.3)

Hệ số liên quan đến tính dư $\eta_R = 0,95$ (theo TCN 1.3.4)

Hệ số liên quan đến tầm quan trọng trong khai thác $\eta_i = 1,05$ (theo TCN 1.3.5)

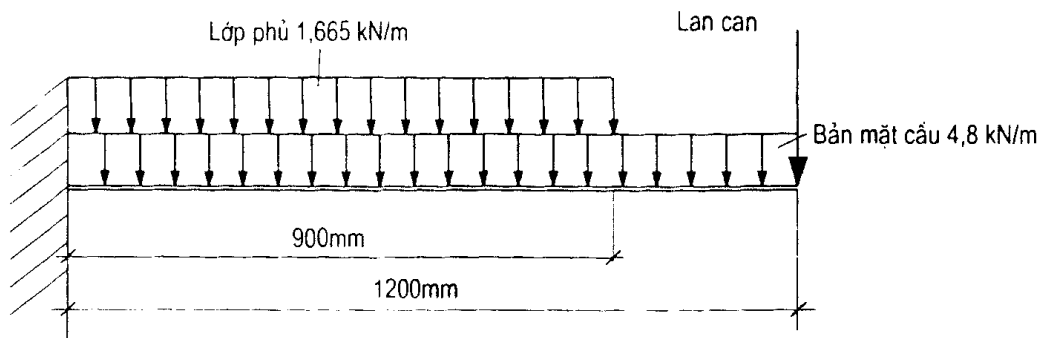
$$\eta = 0,95$$

γ_P - hệ số tính tải (22TCN 272-05, Bảng 3.4.1-2)

Loại tải trọng	TTGH Cường độ 1	TTGH Sử dụng
DC: Cấu kiện và các thiết bị phụ	1,25/0,9	1
DW: Lớp phủ mặt cầu và các tiện ích	1,5/0,65	1

4.3.2.1. Nội lực mặt cắt a

Mômen tại mặt cắt a là mômen phân hằng. Sơ đồ tính dạng công xôn chịu uốn



Hình 4.4: Sơ đồ tính ban hằng

$$M_a = \eta \left[\gamma_P \frac{g_{DC(\text{bmc})} \times 1200 \times 1200}{2 \times 10^6} + \gamma_P \frac{g_{DUW} \times 900 \times 900 \times 1,5}{2 \times 10^6} + \gamma_P g_{DC(\text{lancan})} \times 1200 \times 1,25 \times 10^{-3} \right]$$

Trong THGH Cường độ 1

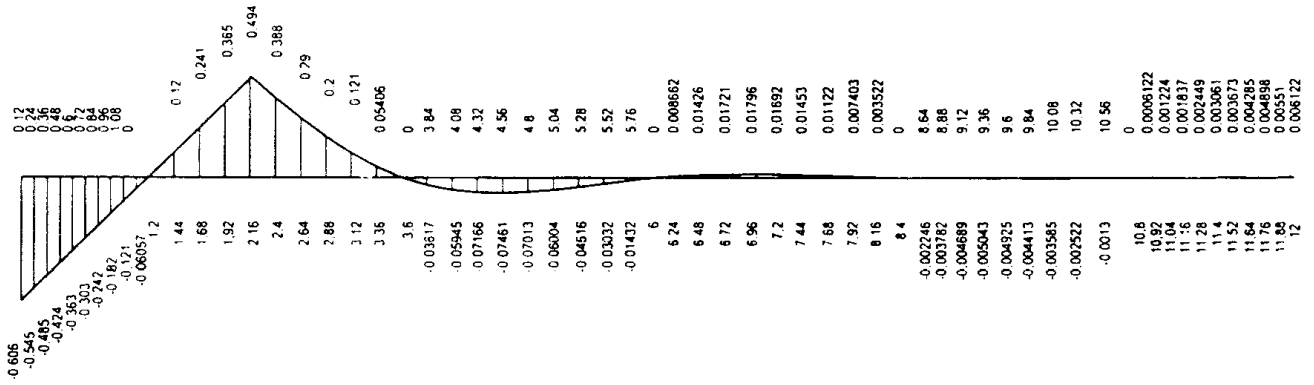
$$M_a = -0,95 \left[\frac{4,8 \times 1200 \times 1200 \times 1,25}{2 \times 10^6} + \frac{1,665 \times 900 \times 900 \times 1,5}{2 \times 10^6} + 4,664 \times 1200 \times 1,25 \times 10^{-3} \right]$$

$$= -11,711 \text{ kNm}$$

Trong THGH sử dụng

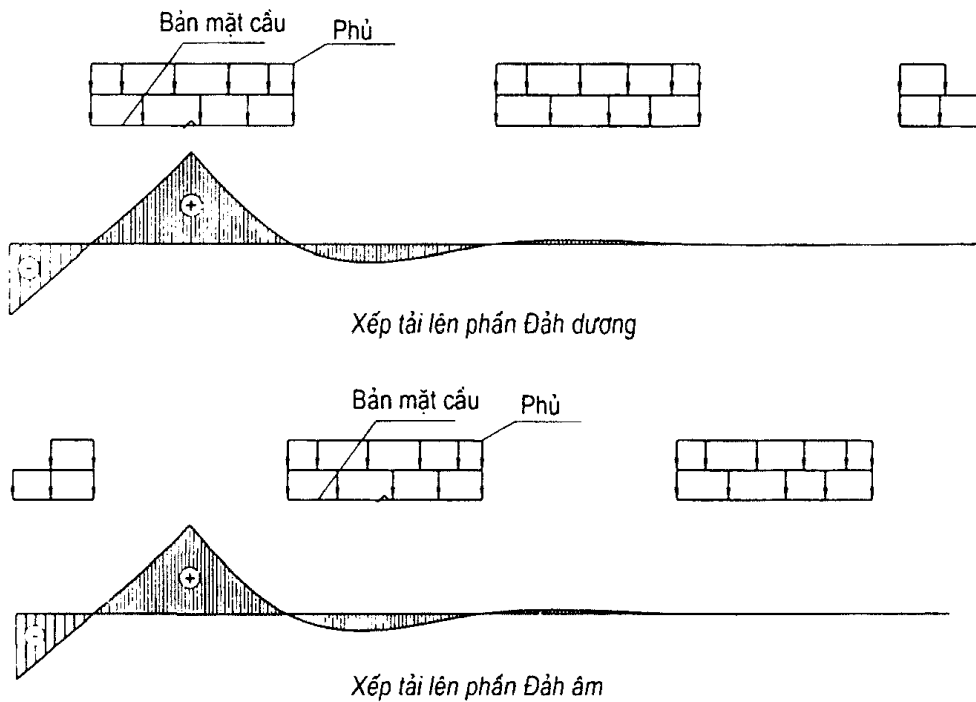
$$M_a = -0,95 \left[\frac{4,8 \times 1200 \times 1200 \times 1}{2 \times 10^6} + \frac{1,665 \times 900 \times 900 \times 1}{2 \times 10^6} + 4,664 \times 1200 \times 1 \times 10^{-3} \right] = -9,24 \text{ kNm}$$

4.3.2.2. Nội lực mặt cắt b



Hình 4.5: Đường ảnh hưởng mômen tại mặt cắt b

Để tạo ra ứng lực lớn nhất tĩnh tải, trên phần Đả dương ta xếp tĩnh tải với hệ số > 1, trên phần Đả âm ta xếp tĩnh tải với hệ số < 1. Cụ thể xếp như sau:



Hình 4.6: Xếp tải lên đường ảnh hưởng mômen

$$M_U = \eta (\gamma_p \cdot M_{DC1} + \gamma_p M_{DC2} + \gamma_p M_{DW})$$

- Trên phần Đả dương:

Với bản mặt cầu lấy hệ số $\gamma_p = 1,25$ trong THGH Cường độ 1, bằng 1 trong THGH SD

Với lớp phủ lấy hệ số $\gamma_p = 1,5$ trong THGH Cường độ 1, bằng 1 trong THGH SD

- Trên phần Đả âm:

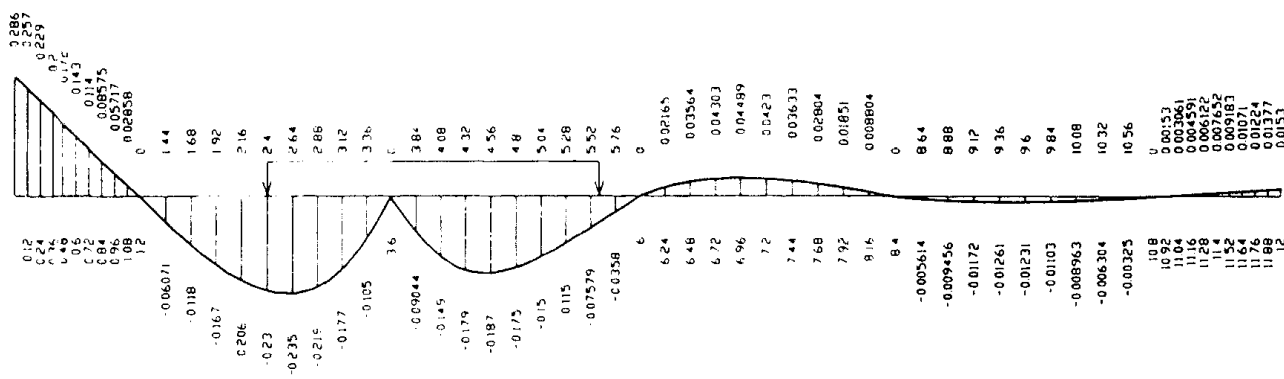
Với bản mặt cầu lấy hệ số $\gamma_p = 0,9$ trong THGH Cường độ 1, $\gamma_p = 1$ trong THGH sử dụng.

Với lớp phủ lấy hệ số $\gamma_p = 0,65$ trong THGH Cường độ 1, bằng 1 trong THGH sử dụng.

Sau khi giải sơ đồ bằng Sap 2000 kết quả mômen M_b trong bảng dưới đây

Phân Đảnh	THGH cường độ 1		THGH sử dụng	
	Bản mặt cầu	Lớp phủ	Bản mặt cầu	Lớp phủ
Dương	3,621	1,484	2,880	0,992
Âm	-0,441	-0,222	-1,526	-0,334
Σ	1,992	1,2243	1,2334	0,3658
Tổng nội lực	3,1075 (kN.m)		1,92435 (kN.m)	

4.3.2.3. Nội lực mặt cắt c

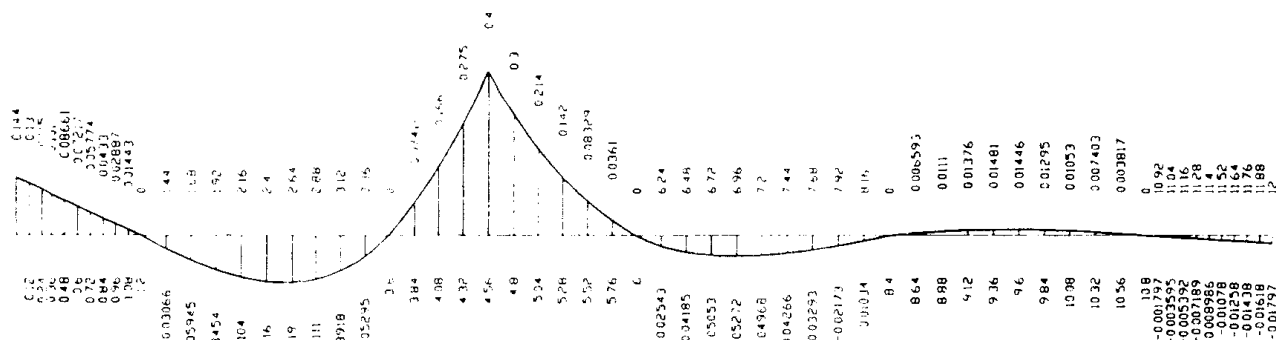


Hình 4.7. Đường ảnh hưởng mômen tại mặt cắt c

Làm tương tự như trên, ta có bảng kết quả sau:

Phân Đảnh	THGH Cường độ 1		THGH Sử dụng	
	Bản mặt cầu	Lớp phủ	Bản mặt cầu	Lớp phủ
Âm	-4,123	-1,1813	-3,329	-1,16
Dương	0,613	0,2035	0,913	0,1742
Σ	-3,35	-1,5276	-2,4223	-0,990
Tổng nội lực	-4,8772 (kN.m)		-3,4212 (kN.m)	

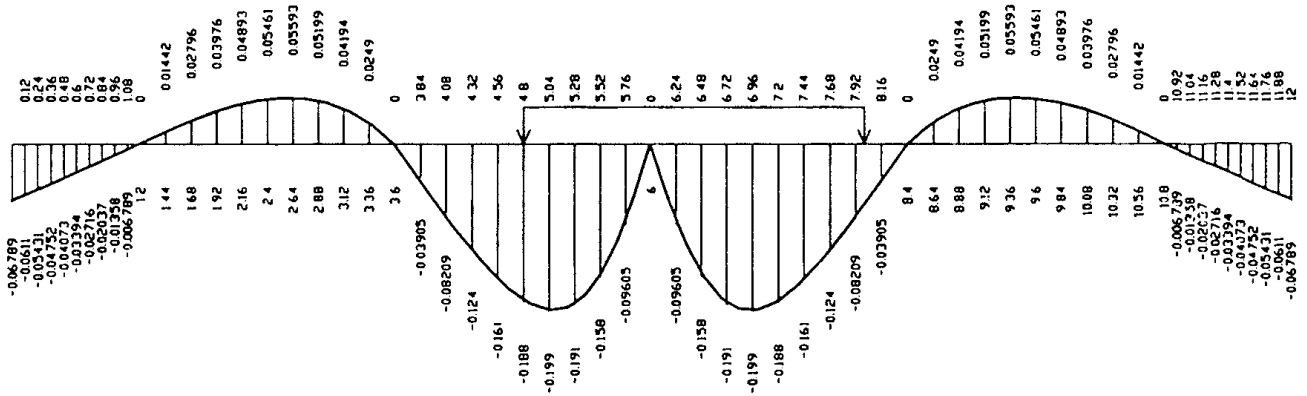
4.3.2.4. Nội lực mặt cắt d



Hình 4.8: Đường ảnh hưởng mômen tại mặt cắt d

Phân Đảnh	THGH Cường độ 1		THGH Sử dụng	
	Bản mặt cầu	Lớp phủ	Bản mặt cầu	Lớp phủ
Dương	3,137	1,5014	2,5101	0,853
Âm	-1,20	-0,2901	-1,3253	-0,443
Σ	1,95	0,923	1,1823	0,4012
Tổng nội lực	2,8723 (kN.m)		1,5864 (kN.m)	

4.3.2.5. Nội lực mặt cắt e



Hình 4.9: Đường ảnh hưởng mômen tại mặt cắt e

Phân Đảnh	THGH Cường độ 1		THGH Sử dụng	
	Bản mặt cầu	Lớp phủ	Bản mặt cầu	Lớp phủ
Âm	-4,056	-1,5902	-3,2451	-1,0625
Dương	0,7823	0,2007	0,8722	0,3235
Σ	-3,2703	-1,4025	-2,3725	-0,7812
Tổng nội lực	-4,3724 (kN.m)		-3,1452 (kN.m)	

4.3.3. Xác định nội lực do hoạt tải và người đi bộ

Tải trọng thiết kế dùng cho bản mặt cầu và quy tắc xếp tải

Áp dụng quy định của TCN 3.6.1.3.3 (22TCN 272-05):

Do nhịp của bản $S = 2400 < 4600\text{mm}$ phải được thiết kế theo các bánh xe của trục 145kN.

Xe tải thiết kế hoặc xe hai bánh thiết kế phải bố trí trên chiều ngang sao cho tim của bất kỳ tải trọng bánh xe nào cũng không gần hơn (TCN 3.6.1.3.1):

+ 300mm tính từ mép đá vữa hay lan can: Khi thiết kế bản mút thừa

+ 600mm tính từ mép làn xe thiết kế: Khi thiết kế các bộ phận khác

Do cầu không có dải phân cách xe thiết kế có thể đi vào phần bộ hành

Khi xếp xe lên đường ảnh hưởng sao cho gây ra hiệu ứng lực cực hạn cả âm và dương

Bề rộng dải tương đương: áp dụng TCN 4.6.2.1.3.

Mômen dương M^+ : $SW = 660 + 0,55S = 660 + 0,55 \times 2400 = 1980 \text{ mm}$

Mômen âm M^- : $SW = 1220 + 0,25S = 1220 + 0,25 \times 2400 = 1820 \text{ mm}$

Phần hằng: $SW = 1140 + 0,833X$

$X = 1000 - 500 - 200 = 300 \text{ mm}$

$\rightarrow SW = 1140 + 0,833 \times 200 = 1389,9 \text{ mm}$

trong đó

X - khoảng cách từ tải trọng đến điểm gối tựa (mm), X = 300 mm

S - khoảng cách của trục cầu kiện đỡ

SW - bề rộng dải tương đương

P - tải trọng trục xe (N)

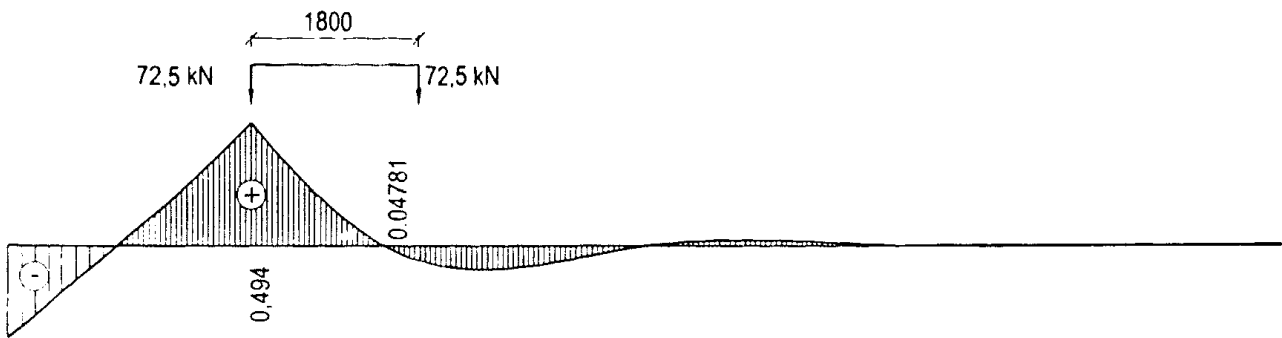
Tải trọng bộ hành

Theo TCN 3.6.1.5 lấy tải trọng người đi bộ $3 \times 10^{-3} \text{ MPa}$ và phải tính đồng thời cùng hoạt tải xe thiết kế.

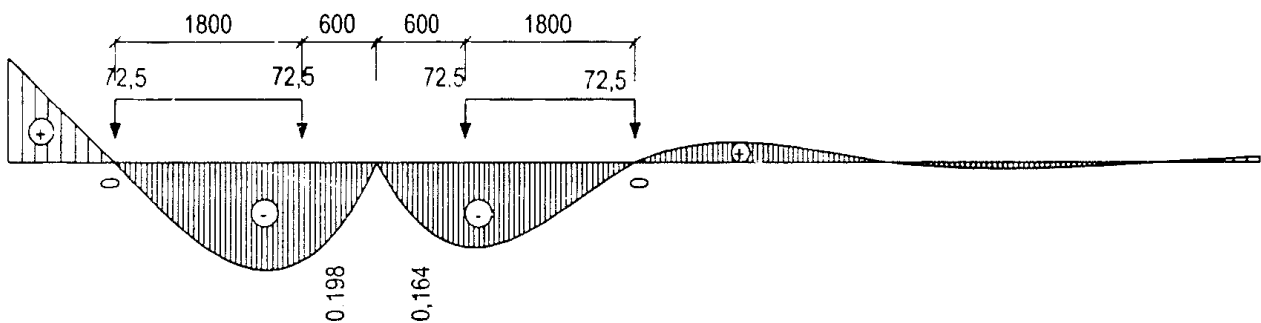
4.3.3.1. Nội lực do xe tải HL-93

Do xe tải và xe 2 trục có khoảng cách 2 trục theo chiều ngang cầu như nhau (1800mm) nhưng xe tải HL-93 có trục sau (145 kN) nặng hơn xe 2 trục (110 kN) nên ta chỉ tính nội lực trong bản mặt cầu do xe tải HL-93.

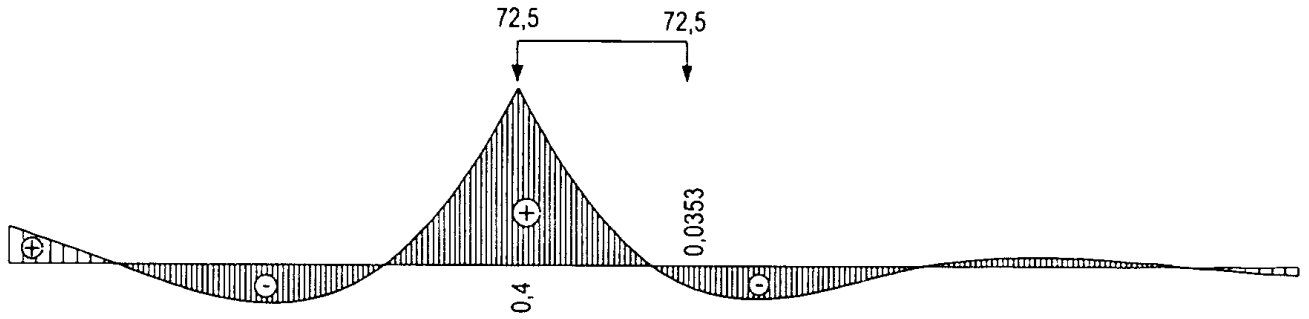
Vẽ đường ảnh hưởng và xếp tải



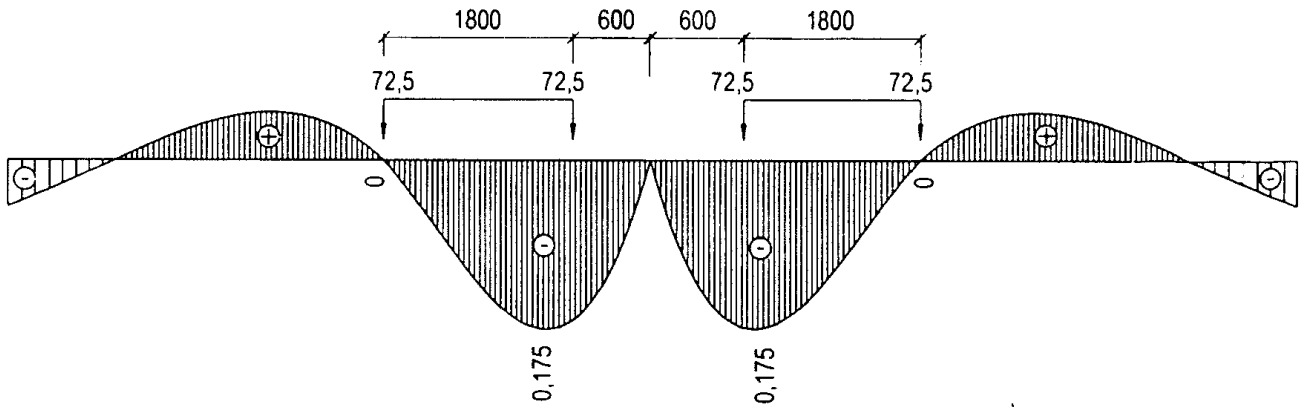
Hình 4.10: Xếp xe tải thiết kế lên đường ảnh hưởng Mb



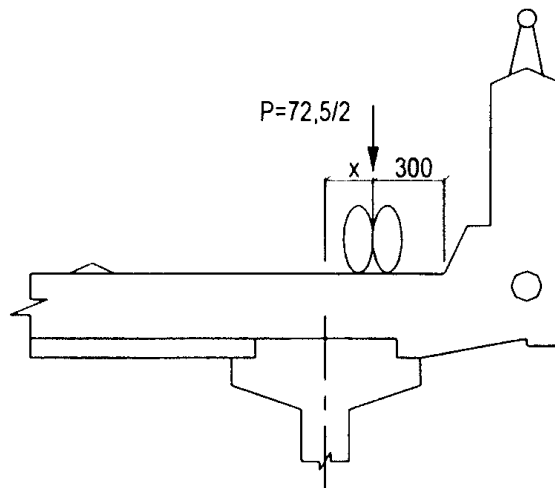
Hình 4.11: Xếp xe tải thiết kế lên đường ảnh hưởng Mc



Hình 4.12: Xếp xe tải thiết kế lên đường ảnh hưởng M_d



Hình 4.13: Xếp xe tải thiết kế lên đường ảnh hưởng M_e



Hình 4.14: Sơ đồ tính mômen phần hẫng của bản mặt cầu

+ Công thức xác định mômen trong THGH Cường độ 1 cho 1 mét dài bản mặt cầu:

$$M_{\text{Xe tải HL-93}}^+ = \eta \frac{\gamma \cdot (P_i + IM) \cdot \sum y_i}{SW^+} = 0,95 \frac{1,75 \cdot 72,5 \cdot 1,2 \cdot \sum y_i}{1,98}$$

$$M_{\text{Xe tải HL-93}}^- = \eta \frac{\gamma \cdot (P_i + IM) \cdot \sum y_i}{SW^-} = 0,95 \frac{1,75 \cdot 72,5 \cdot 1,2 \cdot \sum y_i}{1,82}$$

$$M_{\text{Xe tải HL-93}}^{\text{hàng}} = \eta \frac{\gamma \cdot (P_i + IM) \cdot x}{2 \cdot SW^+} = 0,95 \frac{1,75 \cdot 1,2 \cdot 72,5 \cdot x}{2,1,3899}$$

trong đó:

$$\gamma = 1,75 \text{ (xem phần 7)}, \eta = 0,95$$

y_i - tung độ đường ảnh hưởng

$$M_a = -0,95 \frac{1,75 \cdot 72,5 \cdot 1,2 \cdot 0,3}{2,1,3066} = -15,609 \text{ kNm}$$

$$M_b = 0,95 \frac{1,75 \cdot 72,5 \cdot 1,2 \cdot (0,494 - 0,04781)}{1,98} = 32,59384 \text{ kNm}$$

$$M_c = -0,95 \frac{1,75 \cdot 72,5 \cdot 1,2 \cdot (0 + 0,198 + 0,164 + 0)}{1,82} = -28,7686 \text{ kNm}$$

$$M_d = 0,95 \frac{1,75 \cdot 72,5 \cdot 1,2 \cdot (0,4 - 0,0353)}{1,98} = 26,64106 \text{ kNm}$$

$$M_e = -0,95 \frac{1,75 \cdot 72,5 \cdot 1,2 \cdot (0 + 0,175 + 0,175 + 0)}{1,82} = -27,5765 \text{ kNm}$$

Bảng kết quả mômen tại các mặt cắt do xe tải HL-93

Mặt cắt	Trạng thái giới hạn cường độ I				
	a	b	c	d	e
Giá trị (kNm)	-15,609	32,59384	-28,7686	26,64106	-27,5768

+ Công thức xác định mômen trong THGH Sử dụng cho 1 mét dài bản mặt cầu:

$$M_{\text{Xe tải HL-93}}^+ = \eta \frac{\gamma \cdot (P_i + IM) \cdot \sum y_i}{SW^+} = 0,95 \frac{1,72,5 \cdot 1,2 \cdot \sum y_i}{1,98}$$

$$M_{\text{Xe tải HL-93}}^- = \eta \frac{\gamma \cdot (P_i + IM) \cdot \sum y_i}{SW^-} = 0,95 \frac{1,72,5 \cdot 1,2 \cdot \sum y_i}{1,82}$$

$$M_{\text{Xe tải HL-93}}^{\text{hàng}} = \eta \frac{\gamma \cdot (P_i + IM) \cdot x}{2 \cdot SW^+} = 0,95 \frac{1,1,2 \cdot 72,5 \cdot x}{2,1,3899}$$

trong đó: $\gamma = 1$ (Bảng TCN 3.4.1-2), $\eta = 0,95$, y_i : tung độ đường ảnh hưởng

$$M_a = -0,95 \frac{1,72,5 \cdot 1,2 \cdot 0,3}{2,1,3899} = -8,91971 \text{ kNm}$$

$$M_b = 0,95 \frac{1,72,5 \cdot 1,2 \cdot (0,494 - 0,04781)}{1,98} = 18,62505 \text{ kNm}$$

$$M_c = -0,95 \frac{1.72,5.1,2.(0+0,198+0,164+0)}{1,82} = -16.4392 \text{ kNm}$$

$$M_d = 0,95 \frac{1.72,5.1,2.(0,4-0,0353)}{1,98} = 15.22346 \text{ kNm}$$

$$M_e = -0,95 \frac{1.72,5.1,2.(0+0,175+0,175+0)}{1,82} = -15.758 \text{ kNm}$$

Bảng kết quả mômen tại các mặt cắt dọc xe tải HL-93

Mặt cắt	Trạng thái giới hạn sử dụng				
	a	b	c	d	e
Giá trị (kNm)	-8,91971	18,62505	-16,4392	15,22346	-15,758

4.3.3.2. Nội lực do tải trọng người đi bộ

Xếp tải trọng người lên Đảnh các mặt cắt a, b, c, d, e ta có bảng kết quả sau:

THGH	Mặt cắt				
	a	b	c	d	e
Cường độ I	-0,97	1,15	-0,73	0,191	-0,332
Sử dụng	-0,55	0,632	-0,412	0,107	-0,183

4.3.3.3. Tổ hợp nội lực do các tải trọng

Tổ hợp nội lực do các tải trọng cho bản mặt cầu dưới bảng sau:

THGH	Mặt cắt				
	a	b	c	d	e
Cường độ I	-28,29	36,85134	-34,3758	29,70436	-32,2809
Sử dụng	-18,1597	21,1814	-20,274	16,91686	-19,0862

Vậy nội lực để thiết kế bản mặt cầu là:

Mômen	Dương	Âm	Hằng
Cường độ I	36,85134	-34,3758	-28,29
Sử dụng	21,1814	-20,274	-18,1597

4.3.4. Vật liệu thiết kế cho bản mặt cầu

+ Bê tông bản mặt cầu

$$f'_c = 40 \text{ MPa cường độ nén quy định ở tuổi ở tuổi 28 ngày}$$

$$E_c = 33994,48 \text{ MPa}$$

+ Cốt thép

$f_y = 420$ MPa giới hạn chảy tối thiểu quy định của thanh cốt thép

$E_s = 200000$ MPa

4.3.5. Tính toán cốt thép chịu lực

+ Lớp bảo vệ

Theo Bảng 5.12.3-1 của Tiêu chuẩn 22TCN 272-05

Mép trên bản: $a = 60$ mm vì bản chịu mài mòn do vấu lớp xe

Mép dưới bản: $a = 25$ mm

+ Sức kháng uốn của Bản

$$M_r = \phi M_n$$

ϕ - hệ số sức kháng quy định theo TCN 5.5.4.2.1 $\phi = 0,9$ đối với trạng thái giới hạn cường độ I (cho BTCT thường)

M_r - sức kháng uốn tính toán

M_n - sức kháng uốn danh định

Đối với cấu kiện chịu uốn khi sự phân bố ứng suất gần đúng theo hình chữ nhật như quy định của TCN 5.7.2.2 thì M_n xác định TCN 5.7.3.2.3

$$M_n = a_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_y \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0,85 f'_c (b - b_w) \beta_1 h_r \left(\frac{a}{2} - \frac{h_r}{2} \right)$$

Vì không có cốt thép ứng suất trước, $b = b_w$ và coi $A'_s = 0$

$$\rightarrow M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

trong đó:

A_s - diện tích cốt thép chịu kéo không ứng suất trước (mm^2).

f_y - giới hạn chảy quy định của cốt thép (MPa).

d_s - khoảng cách tải trọng từ thớ nén ngoài cùng đến trọng tâm cốt thép chịu kéo không ứng suất trước (mm).

A'_s - diện tích cốt thép chịu nén (mm^2).

f'_y - giới hạn chảy quy định của cốt thép chịu nén (MPa).

d'_p - khoảng cách từ thớ ngoài cùng chịu nén đến trọng tâm cốt thép chịu nén (mm).

f'_c - cường độ chịu nén quy định của bê tông ở tuổi 28 ngày (MPa).

b - bề rộng của mặt chịu nén của cấu kiện (mm).

b_w - chiều dày của bản bụng hoặc mặt cắt tròn (mm).

β_1 - hệ số chuyển đổi biểu đồ ứng suất quy định trong TCN 5.7.2.2.

h_1 - chiều dày cánh chịu nén của cấu kiện dầm I hoặc T (mm).

$a = c\beta_1$ - chiều dày của khối ứng suất tương đương (mm) (theo TCN 5.7.2.2).

$$a = c\beta_1 = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y - A'_c f'_y}{0.85f'_c \beta_1 b_w} \beta_1 = \frac{A_s f_y}{0.85f'_c b}$$

Theo trạng thái giới hạn cường độ I Cốt thép phải bố trí sao cho mặt cắt đủ khả năng chịu lực

4.3.5.1. Bố trí cốt thép chịu mômen âm của bản mặt cầu (cho 1m bản mặt cầu) và kiểm toán theo THGH Cường độ I

+ Không xét đến cốt thép chịu nén (sẽ bố trí cho mômen dương của bản mặt cầu)

+ Mômen tính toán cho mômen âm của bản mặt cầu

$$M_u = 34,3758 \text{ kNm}$$

+ Ta chọn trước số thanh rồi kiểm toán cường độ

+ Bố trí 6 thanh cốt thép $\phi 16$

$$\Rightarrow \text{Diện tích cốt thép } A_s = 6 \cdot \frac{3,1416 \cdot 16^2}{4} = 1206,3744 \text{ mm}^2$$

$$d_p = t_s - 60 - \frac{d_0}{2} = 200 - 60 - \frac{16}{2} = 132 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - (12/7)0,05 = 0,764 > 0,65 \text{ thoả mãn theo TCN 5.7.2.2}$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0,85f'_c \beta_1 b_1} = \frac{1206,374 \times 420}{0,85 \times 40,764 \times 2400} = 18,2796 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,764 \times 18,2796 = 13,966 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_y \cdot \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = 1206,374 \times 420 \times \left(132 - \frac{13,966}{2} \right) \cdot 10^{-6} = 63,343$$

$$M_r = \phi \cdot M_n = 0,9 \times 63,343 = 57,009 \text{ kNm} > M_u = 34,3758 \text{ Thoả mãn}$$

Vậy mặt cắt thoả mãn về cường độ.

+ Kiểm tra lượng cốt thép tối đa (TCN 5.7.3.3.1)

Phải thoả mãn điều kiện $\frac{c}{d_e} \leq 0,42$

$$d_e = d_p = 132 \text{ mm (do coi } A_{ps} = 0 \text{ (TCN 5.7.3.3.1-2))}$$

c - khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trục TH, $c = 18,2796$

$$\frac{c}{d_e} = \frac{18,2796}{132} = 0,1385 < 0,42 \text{ Thoả mãn}$$

Vậy mặt cắt giữa nhịp thoả mãn về hàm lượng thép tối đa.

+ Lượng cốt thép tối thiểu

$$\text{Phải thoả mãn } \rho_{\min} \geq 0,03 \frac{f'_c}{f_y}$$

trong đó : ρ_{\min} = tỷ lệ giữa thép chịu kéo và diện tích nguyên.

$$\rho_{\min} = \frac{1206,374}{1800 \times 200} = 0,00335$$

$$0,03 \frac{f'_c}{f_y} = 0,03 \frac{40}{420} = 0,03 \times 0,095 = 0,00285$$

$$\rightarrow \rho_{\min} \geq 0,03 \frac{f'_c}{f_y}$$

Vậy mặt cắt thoả mãn về hàm lượng thép tối thiểu.

Cự ly tối đa giữa các thanh cốt thép

Theo TCN 5.10.3.2 trong bản cự ly giữa các cốt thép không được vượt quá 1,5 chiều dày cấu kiện hoặc 450mm

$$S_{\max} \leq 1,5 \times 200 = 300 \text{ (mm)}$$

4.3.5.2. Bố trí cốt thép dương cho bản mặt cầu (cho 1m bản mặt cầu) và kiểm toán theo THGH Cường độ I

+ Không xét đến cốt thép chịu nén (bố trí cho mômen âm của bản mặt cầu)

+ Mômen tính toán cho mômen dương của bản mặt cầu

$$M_u = 36,85134 \text{ kNm}$$

+ Ta chọn trước số thanh rồi kiểm toán cường độ

+ Bố trí 5 thanh cốt thép $\phi 14$

$$\Rightarrow \text{Diện tích cốt thép } A_s = 5 \times \frac{3,1416 \times 14^2}{4} = 769,69 \text{ mm}^2$$

$$d_p = t_s - 25 - \frac{d_0}{2} = 200 - 25 - \frac{14}{2} = 168 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - (12/7)0,05 = 0,764 > 0,65$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c \beta_1 b_f} = \frac{769,69 \times 420}{0,85 \times 40 \times 0,764 \times 2250} = 12,44 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,764 \times 12,44 = 9,50416 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s \cdot f_s \cdot \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = 769,69 \times 420 \times \left(168 - \frac{9,50416}{2} \right) \times 10^{-6} = 52,773 \text{ kNm}$$

$$M_r = \phi \cdot M_n = 0,9 \times 52,773 = 47,495 \text{ kNm} > M_u = 36,85134 \text{ kNm} \text{ Thoả mãn}$$

Vậy mặt cắt thoả mãn về cường độ.

+ Kiểm tra lượng cốt thép tối đa (TCN 5.7.3.3.1)

Phải thoả mãn điều kiện $\frac{c}{d_e} \leq 0.42$

$d_c = d_p = 168 \text{ mm}$ (do coi $A_{ps} = 0$ (TCN 5.7.3.3.1-2))

c - khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trục TH, $c = 9,952$

$$\frac{c}{d_e} = \frac{12,44}{168} = 0,074 < 0,42 \text{ Thoả mãn}$$

Vậy mặt cắt thoả mãn về hàm lượng thép tối đa.

+ Lượng cốt thép tối thiểu

Phải thoả mãn $\rho_{\min} \geq 0,03 \frac{f'_c}{f_y}$

trong đó: ρ_{\min} = tỷ lệ giữa thép chịu kéo và diện tích nguyên.

$$\rho_{\min} = \frac{769,69}{1800 \times 200} = 0,0029$$

$$0,03 \frac{f'_c}{f_y} = 0,03 \frac{40}{420} = 0,03 \times 0,095 = 0,00285$$

$$\rightarrow \rho_{\min} \geq 0,03 \frac{f'_c}{f_y}$$

Vậy mặt cắt thoả mãn về hàm lượng thép tối thiểu

Cự ly tối đa giữa các thanh cốt thép

Theo TCN 5.10.3.2 trong bản cự ly giữa các cốt thép không được vượt quá 1,5 chiều dày cấu kiện hoặc 450mm

$$S_{\max} \leq 1,5 \times 200 = 300 \text{ (mm)}$$

4.3.5.3. Bố trí cốt thép âm cho phần hẫng của bản mặt cầu (cho 1m bản mặt cầu) và kiểm toán theo THGH Cường độ I

Để thuận tiện cho thi công: Bố trí 2 mặt phẳng lưới cốt thép cho bản mặt cầu nên cốt thép âm cho phần hẫng được bố trí giống cốt thép âm (5 thanh $\phi 16$). Chỉ tiến hành kiểm toán.

+ Mômen tính toán cho mômen âm của bản mặt cầu:

$$M_u = 28,29 \text{ kN.m}$$

Do mômen tính toán $M_u <$ Mômen tính toán của mômen âm của bản mặt cầu nên chắc chắn các kiểm toán trong kiểm toán về cường độ thoả mãn.

4.3.5.4. Bố trí cốt thép co ngót và nhiệt độ

Theo TCN 5.10.8 cốt thép cho các ứng suất co ngót và nhiệt độ phải được đặt gần bề mặt bê tông lộ ra trước các thay đổi nhiệt độ hàng ngày. Đối với các cấu kiện mỏng hơn 1200mm diện tích cốt thép mỗi hướng không được nhỏ hơn:

$$A_s \geq 0,75 \frac{A_g}{f_y}$$

A_g tổng diện tích mặt cắt

Chiều dày có hiệu 200mm \Rightarrow Chiều dày thực $= 200 + 30 = 230\text{mm} \Rightarrow A_g = 230 \times 1 = 230\text{mm}^2$

$$A_s \geq 0,75 \frac{A_g}{f_y} = 0,75 \frac{230}{400} = 0.431\text{mm}^2 / \text{mm}$$

Cốt thép do co ngót và nhiệt độ không được đặt rộng hơn hoặc 3,0 lần chiều dày cấu kiện (3,200 = 600mm) hoặc 450 mm. Cốt thép co ngót và nhiệt độ theo phương dọc cầu $0,5A_s = 0,2065$

Sử dụng N^o10 @450 có $A_s = 0,22\text{mm}^2/\text{mm}$

4.3.5.5. Kiểm tra bản mặt cầu theo trạng thái giới hạn sử dụng (kiểm toán nứt)

Theo TCN 5.5.2. các vấn đề phải kiểm tra theo trạng thái giới hạn sử dụng là nứt, biến dạng và ứng suất trong bê tông

Do nhịp của bản nhỏ và không có thép dự ứng lực nên trong đồ án này chỉ kiểm toán nứt đối với bản mặt cầu theo TCN 5.7.3.4

Các cấu kiện phải được cấu tạo sao cho ứng suất kéo trong cốt thép ở trạng thái giới hạn sử dụng f_{sa} không được vượt quá

$$f_s \leq f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0,6f_y \quad (\text{TCN 5.7.3.4-1})$$

trong đó:

d_c - chiều cao phần bê tông tính từ thớ ngoài cùng chịu kéo cho đến tâm của thanh hay sợi đặt gần nhất; nhằm mục đích tính toán phải lấy chiều dày tính của lớp bê tông bảo vệ d_c không lớn hơn 50 mm.

Z - thông số bề rộng vết nứt (N/mm). Lấy $Z = 23000$ N/mm đối với các cấu kiện trong môi trường khắc nghiệt và khi thiết kế theo phương ngang.

+ f_{sa} - ứng suất kéo trong cốt thép ở trạng thái giới hạn sử dụng

+ A - diện tích phần bê tông có cùng trọng tâm với cốt thép chủ chịu kéo và được bao bởi các mặt cắt của mặt cắt ngang và đường thẳng song song với trục trung hoà, chia cho số lượng của các thanh hay sợi (mm^2).

4.3.5.5.1. Kiểm tra nứt đối với mômen dương

Mômen dương lớn nhất là $M = 21,1814 \text{ kNm/m}$ (xem bảng ở mục 4.3.3.3)

Tính f_s :

Xác định vị trí trục trung hoà:

+ Lấy mômen tĩnh với trục qua cạnh dưới của mặt cắt:

$$S = b.h \cdot \frac{h}{2} + n.A_s \cdot d + n.A'_s \cdot d' = 531492.18 \text{ mm}^3$$

trong đó: n là hệ số chuyển từ cốt thép về bê tông.

+ Diện tích mặt cắt

$$A = b.h + n.A_s + n.A'_s = 7324.4444 \text{ mm}^2$$

+ Khoảng cách từ TTH đến mép dưới của mặt cắt: $y = \frac{S}{A} = \frac{531492,2}{7324,444} = 72,564 \text{ mm}$

Xác định mômen quán tính của mặt cắt:

$$I = 281276,76 + 368575,32 + 412550,34 = 1062475 \text{ mm}^4$$

Ứng suất trong cốt thép ở mép dưới bản:

$$f_s = n \left(\frac{My}{I} \right) = \frac{200000}{33994,48} \left(\frac{21,1814 \cdot 72,564 \cdot 10^5}{10624750} \right) = 85,109 \text{ MPa}$$

$$d_c = 25 + 14/2 = 32 \text{ mm} < 50 \text{ mm}$$

$$A = \frac{2 \cdot 32 \cdot 1800}{4} = 28800 \text{ mm}^2 \text{ (diện tích phần bê tông có cùng trọng tâm với cốt thép)}$$

chủ chịu kéo và được bao bởi các mặt cắt của mặt cắt ngang và đường thẳng song song với trục trung hoà, chia cho số lượng của các thanh hay sợi)

$$\Rightarrow f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} = \frac{23000}{(32 \cdot 28800)^{1/3}} = 236,345 \text{ MPa} < 0,6f_y = 0,6 \times 420 = 252 \text{ MPa}$$

$$f_{sa} = 236,345 \text{ MPa} > f_s = 85,109 \text{ MPa} \text{ Thỏa mãn}$$

4.3.5.5.2. Kiểm tra nứt đối với mômen âm

Mômen âm lớn nhất là $M = -20,2724 \text{ kNm/m}$ (xem bảng ở mục 4.3.3.3)

Khoảng cách từ TTH đến mép trên của mặt cắt: $y = 200 - 72,564 = 127,436 \text{ mm}$

Ứng suất trong cốt thép ở mép trên bản:

$$f_s = n \left(\frac{My}{I_{cr}} \right) = \frac{200000}{33994,48} \left(\frac{20,2724 \times (127,436 - 68) \times 10^5}{10624750} \right) = 66,72 \text{ MPa}$$

$$d_c = 60 + 16/2 = 68 \text{ mm} > 50 \text{ mm} \Rightarrow \text{lấy } d_c = 50 \text{ mm (theo TCN 5.7.3.4)}$$

$$A = \frac{2 \times 50 \times 1800}{5} = 36000 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} = \frac{23000}{(50 \times 36000)^{1/3}} = 189 \text{ MPa} < 0,6f_y = 0,6 \times 420 = 252 \text{ MPa}$$

do vậy lấy $f_{sa} = 189 \text{ MPa} > f_s = 66,72 \text{ MPa}$ Thỏa mãn

Vậy bản mặt cầu thỏa mãn điều kiện kiểm toán nứt ở trạng thái giới hạn sử dụng.

4.3.5.6. Kiểm tra bố trí thép theo thiết kế kinh nghiệm

Phải đặt lớp cốt thép đẳng hướng, $f_y \geq 400 \text{ MPa}$

Cốt thép phải càng gần các mặt ngoài càng tốt

Lớp đáy: Số lượng thép tối thiểu cho mỗi lớp bằng $0,57 \text{ mm}^2/\text{mm}$. Theo thiết kế trên cốt thép theo phương chính $1,1 \text{ mm}^2/\text{mm}$ và theo phương dọc là $0,8 \text{ mm}^2/\text{mm} > 0,57 \text{ mm}^2/\text{mm}$ (thỏa mãn)

Lớp đỉnh: Số lượng thép tối thiểu cho mỗi lớp bằng $0,38 \text{ mm}^2/\text{mm}$. Theo thiết kế trên cốt thép theo phương chính $1,1 \text{ mm}^2/\text{mm}$ và theo phương dọc là $0,22 \text{ mm}^2/\text{mm} < 0,38 \text{ mm}^2/\text{mm}$
 \Rightarrow phải cốt thép theo phương dọc chọn N°10 @200 $A_s = 0,5 \text{ mm}^2/\text{mm}$.

Khoảng cách lớn nhất giữa cốt thép là 450mm.

4.4. TÍNH TOÁN NỘI LỰC DẦM CHỦ DO TĨNH TẢI

Tải trọng tác dụng trên dầm chủ.

Tĩnh tải: Tĩnh tải giai đoạn 1 DC1 và tĩnh tải giai đoạn 2 (DC2+ DW).

Hoạt tải gồm cả lực xung kích (LL+IM): Xe HL 93.

Nội lực do căng cáp ứng suất trước.

Ngoài ra còn các tải trọng: Co ngót, từ biến, nhiệt độ, lún, gió, động đất (không xét).

4.4.1. Tĩnh tải rải đều lên 1 dầm chủ

Tỷ trọng của các cấu kiện lấy theo bảng 3.5.1.1 của 22TCN 272-05, giả thuyết tính tĩnh tải phân bố đều cho mỗi dầm, riêng lan can thì một mình dầm biên chịu.

+ Tải trọng bản thân dầm DC_{dc}

Tĩnh tải rải đều lên dầm chủ xuất hiện ở giai đoạn căng ứng suất trước.

$$g_{DC1(dc)} = \gamma \cdot A_g$$

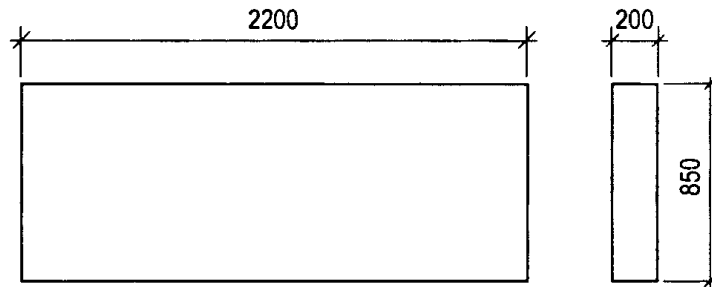
trong đó:

γ - trọng lượng riêng của dầm, $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$

A_g - diện tích mặt cắt ngang của dầm khi chưa mở rộng. Với kích thước đã chọn như trên, ta tính được $A_g = 7324,4444 \text{ cm}^2$. Do dầm có mở rộng về 2 phía gối nên tính thêm phần mở rộng ta có được trọng lượng bản thân của dầm chủ $g_{DC1(dc)} = 20,23 \text{ kN/m}$

+ Tải trọng do dầm ngang: $DC1_{dn}$

Theo chiều dọc cầu bố trí 5 dầm ngang tại vị trí gối, giữa nhịp và $L/4$, theo chiều ngang cầu bố trí 4 dầm ngang, suy ra tổng số dầm ngang = $5 \times 4 = 20$ dầm.

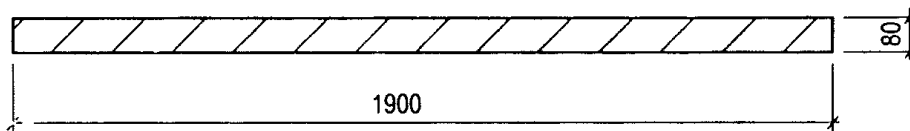


Trọng lượng một dầm ngang: $DC1_{dn} = 2200.850.200.10^{-9}.24 = 8,976 \text{ kN}$

Tính tải rải đều lên 1 dầm chủ do dầm ngang:

$$g_{DC1(dn)} = \frac{20.8,976}{24,4.5} = 1,47 \text{ kN/m}$$

+ Tải trọng do các tấm đỡ BTCT (khi đổ BT bản mặt cầu)



Tính tải rải đều lên 1 dầm chủ do các tấm đỡ:

$$g_{DC'(đỡ)} = \frac{1900.80.25000.10^{-9}.24,4}{5.25000} = 2,92 \text{ kN/m}$$

+ Tải trọng do bản mặt cầu

Bản mặt cầu dày 200mm, rộng 11000mm

$$g_{DC(bmc)} = \frac{200.11000.24,4.10^{-6}}{5} = 10,736 \text{ kN/m}$$

+ Tải trọng do lan can

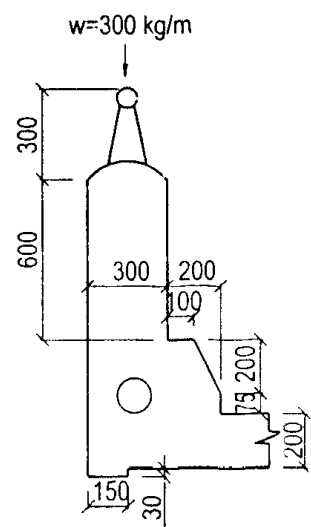
DC2: Trọng lượng lan can xuất hiện ở giai đoạn khai thác sau các mất mát

Ta sử dụng loại lan can theo tiêu chuẩn AASHTO

=> Tính tải DC2 tác dụng cho dầm biên $g_{DC2} = 4,654 \text{ kN/m}$

+ Tải trọng của lớp phủ

Lớp phủ dày 75mm tỷ trọng 22.5 kN/m^3



$$g_{DW} = 11000 \times 0,075 \times 22,5 \cdot 10^{-3} = 18,5625 \text{ kN/m}$$

=> phân bố cho 1 dầm

$$g_{DW} = 18,315/5 = 3,7125 \text{ kN/m}$$

Bảng tổng kết

Do bản mặt cầu $g_{DC1(bmc)}$	10.736	kN/m
Do TLBT dầm chủ $g_{DC1(dc)}$	20.23	kN/m
Do TLBT dầm ngang $g_{DC1(dn)}$	1.23	kN/m
Do lớp phủ mặt cầu g_{DW}	3.7125	kN/m
Do tấm đỡ bằng BTCT $g_{DC1(d\ddot{o})}$	2.92	kN/m
Do lan can g_{DC2}	4.564	kN/m

4.4.2. Các hệ số cho tính tải γ_p (22TCN 272-05, Bảng 3.4.1-2)

Loại tải trọng	TTGH Cường độ 1	TTGH Sử dụng
DC: Cấu kiện và các thiết bị phụ	1,25/0,9	1
DW: Lớp phủ mặt cầu và các tiện ích	1,5/0,65	1

4.4.3. Xác định nội lực

Ta tính toán nội lực dầm chủ tại 4 mặt cắt: mặt cắt giữa nhịp, mặt cắt 1/4 nhịp, mặt cắt cách gối 0,8m và mặt cắt gối.

Để xác định nội lực, ta vẽ đường ảnh hưởng cho các mặt cắt cần tính rồi xếp tải rải đều lên đường ảnh hưởng. Nội lực được xác định theo công thức:

+ Mômen: $M_u = \eta \cdot \gamma_p \cdot \omega \cdot g$

+ Lực cắt: $V_u = \eta \cdot g (\gamma_p \cdot \omega^+ - \gamma_p \cdot \omega^-)$ (tương tự như tính toán bản mặt cầu với mục đích tạo ra hiệu ứng tải lớn nhất)

trong đó:

ω - diện tích đường ảnh hưởng mômen tại mặt cắt đang xét

ω^+ - diện tích đường ảnh hưởng lực cắt dương tại mặt cắt đang xét

ω^- - diện tích đường ảnh hưởng lực cắt âm tại mặt cắt đang xét

η - hệ số liên quan đến tính dẻo, tính dư, và sự quan trọng trong khai thác xác định theo TCN 1.3.2, $\eta = \eta_i \eta_D \eta_R \geq 0,95$

Hệ số liên quan đến tính dẻo $\eta_D = 0,95$ (theo TCN 1.3.3)

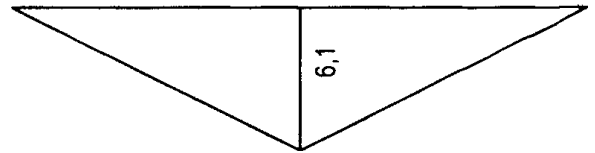
Hệ số liên quan đến tính dư $\eta_R = 0,95$ (theo TCN 1.3.4)

Hệ số liên quan đến tầm quan trọng trong khai thác $\eta_i = 1,05$ (theo TCN 1.3.5), $\eta = 0,95$

4.4.3.1. Mômen

4.4.3.1.1. Mặt cắt L/2

+ Đường ảnh hưởng mômen mặt cắt giữa nhịp



Hình 4.14: Ảnh hưởng mômen mặt cắt giữa nhịp

- Trạng thái giới hạn cường độ 1

Dầm trong (không có tính tải do lan can)

$$\begin{aligned}M_u &= 0,95(1,25 \cdot g_{DC1(bmc)} + 1,25 \cdot g_{DC1(dc)} + 1,25 \cdot DC1(dn) + 1,25 \cdot g_{DC1(d\ddot{o})} + 1,5 \cdot g_{DW}) \cdot \omega \\ &= 0,95(1,25 \cdot 10,736 + 1,25 \cdot 20,23 + 1,25 \cdot 1,23 + 1,25 \cdot 2,92 + 1,5 \cdot 3,7125) \cdot 74,42 \\ &= 3497,038 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Dầm ngoài (chịu toàn bộ tải trọng do lan can)

$$\begin{aligned}M_u &= 0,95(1,25 \cdot g_{DC1(bmc)} + 1,25 \cdot g_{DC1(dc)} + 1,25 \cdot DC1(dn) + 1,25 \cdot g_{DC1(d\ddot{o})} + 1,5 \cdot g_{DW} + 1,25 \cdot g_{DC2}) \cdot \omega \\ &= 0,95(1,25 \cdot 10,736 + 1,25 \cdot 20,23 + 1,25 \cdot 1,23 + 1,25 \cdot 2,92 + 1,5 \cdot 3,7125 + 1,25 \cdot 4,564) \cdot 74,42 \\ &= 3900,375 \text{ kNm}\end{aligned}$$

- Trạng thái giới hạn sử dụng

Dầm trong (không có tính tải do lan can)

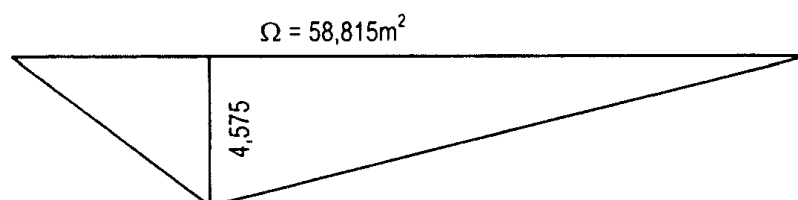
$$\begin{aligned}M_u &= 0,95(1 \cdot g_{DC1(bmc)} + 1 \cdot g_{DC1(dc)} + 1 \cdot DC1(dn) + 1 \cdot g_{DC1(d\ddot{o})} + 1 \cdot g_{DW}) \cdot \omega \\ &= 0,95(1 \cdot 10,736 + 1 \cdot 20,23 + 1 \cdot 1,23 + 1 \cdot 2,92 + 1 \cdot 3,7125) \cdot 74,42 \\ &= 2745,136 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Dầm ngoài (chịu toàn bộ tải trọng do lan can)

$$\begin{aligned}M_u &= 0,95(1 \cdot g_{DC1(bmc)} + 1 \cdot g_{DC1(dc)} + 1 \cdot DC1(dn) + 1 \cdot g_{DC1(d\ddot{o})} + 1 \cdot g_{DW} + 1 \cdot g_{DC2}) \cdot \omega \\ &= 0,95(1 \cdot 10,736 + 1 \cdot 20,23 + 1 \cdot 1,23 + 1 \cdot 2,92 + 1 \cdot 3,7125 + 1 \cdot 4,564) \cdot 74,42 \\ &= 3067,806 \text{ kNm}\end{aligned}$$

4.4.3.1.2. Mặt cắt L/4

+ Đường ảnh hưởng mômen mặt cắt 1/4 nhịp



Hình 4.15: Ảnh hưởng mômen mặt cắt L/4

- Trạng thái giới hạn cường độ 1

Dầm trong (không có tính tải do lan can)

$$\begin{aligned}
M_u &= 0,95(1,25 \cdot g_{DC1(bmc)} + 1,25 \cdot g_{DC1(dc)} + 1,25 \cdot g_{DC1(dn)} + 1,25 \cdot g_{DC1(d\ddot{o})} + 1,5 \cdot g_{DW}) \cdot \omega \\
&= 0,95(1,25 \cdot 10,736 + 1,25 \cdot 20,23 + 1,25 \cdot 1,23 + 1,25 \cdot 2,92 + 1,5 \cdot 3,7125) \cdot 58,815 \\
&= 2763,75 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Dầm ngoài (chịu toàn bộ tải trọng do lan can)

$$\begin{aligned}
M_u &= 0,95(1,25 \cdot g_{DC1(bmc)} + 1,25 \cdot g_{DC1(dc)} + 1,25 \cdot g_{DC1(dn)} + 1,25 \cdot g_{DC1(d\ddot{o})} + 1,5 \cdot g_{DW} + 1,25 \cdot g_{DC2}) \cdot \omega \\
&= 0,95(1,25 \cdot 10,736 + 1,25 \cdot 20,23 + 1,25 \cdot 1,23 + 1,25 \cdot 2,92 + 1,5 \cdot 3,7125 + 1,25 \cdot 4,564) \cdot 58,82 \\
&= 3082,513 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

- Trạng thái giới hạn sử dụng

Dầm trong (không có tĩnh tải do lan can)

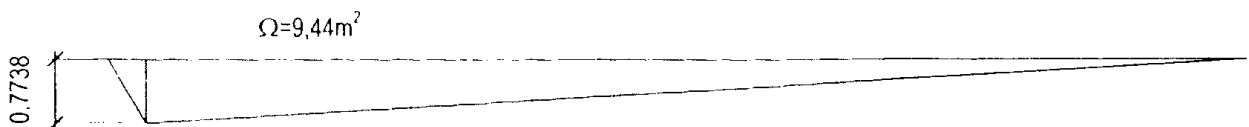
$$\begin{aligned}
M_u &= 0,95 \cdot (1 \cdot g_{DC1(bmc)} + 1 \cdot g_{DC1(dc)} + 1 \cdot g_{DC1(dn)} + 1 \cdot g_{DC1(d\ddot{o})} + 1 \cdot g_{DW}) \cdot \omega \\
&= 0,95 \cdot (1 \cdot 10,736 + 1 \cdot 20,23 + 1 \cdot 1,23 + 1 \cdot 2,92 + 1 \cdot 3,7125) \cdot 58,815 \\
&= 2169,513 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Dầm ngoài (chịu toàn bộ tải trọng do lan can)

$$\begin{aligned}
M_u &= 0,95(1 \cdot g_{DC1(bmc)} + 1 \cdot g_{DC1(dc)} + 1 \cdot g_{DC1(dn)} + 1 \cdot g_{DC1(d\ddot{o})} + 1 \cdot g_{DW} + 1 \cdot g_{DC2}) \cdot \omega \\
&= 0,95(1 \cdot 10,736 + 1 \cdot 20,23 + 1 \cdot 1,23 + 1 \cdot 2,92 + 1 \cdot 3,7125 + 1 \cdot 4,564) \cdot 58,815 \\
&= 2424,523 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

4.4.3.1.3. Mặt cắt cách gối 0,8 m

+ Đường ảnh hưởng mômen mặt cắt cách gối 0,8 m



Hình 4.16: Ảnh hưởng mômen mặt cắt cách gối 0,8m

- Trạng thái giới hạn cường độ 1

Dầm trong (không có tĩnh tải do lan can)

$$\begin{aligned}
M_u &= 0,95(1,25 \cdot g_{DC1(bmc)} + 1,25 \cdot g_{DC1(dc)} + 1,25 \cdot g_{DC1(dn)} + 1,25 \cdot g_{DC1(d\ddot{o})} + 1,5 \cdot g_{DW}) \cdot \omega \\
&= 0,95(1,25 \cdot 10,736 + 1,25 \cdot 20,23 + 1,25 \cdot 1,23 + 1,25 \cdot 2,92 + 1,5 \cdot 3,7125) \cdot 9,44 \\
&= 443,5909 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

Dầm ngoài (chịu toàn bộ tải trọng do lan can)

$$\begin{aligned}
M_u &= 0,95(1,25 \cdot g_{DC1(bmc)} + 1,25 \cdot g_{DC1(dc)} + 1,25 \cdot g_{DC1(dn)} + 1,25 \cdot g_{DC1(d\ddot{o})} + 1,5 \cdot g_{DW} + 1,25 \cdot g_{DC2}) \cdot \omega \\
&= 0,95(1,25 \cdot 10,736 + 1,25 \cdot 20,23 + 1,25 \cdot 1,23 + 1,25 \cdot 2,92 + 1,5 \cdot 3,7125 + 1,25 \cdot 4,564) \cdot 9,44 \\
&= 494,7534 \text{ kNm}
\end{aligned}$$

- Trạng thái giới hạn sử dụng

Dầm trong (không có tính tải do lan can)

$$\begin{aligned} M_u &= 0,95(1 \cdot g_{DC1(bmc)} + 1 \cdot g_{DC1(dc)} + 1 \cdot DC1(dn) + 1 \cdot g_{DC1(d\ddot{o})} + 1 \cdot g_{DW}) \cdot \omega \\ &= 0,95(1 \cdot 10,736 + 1 \cdot 20,23 + 1 \cdot 1,23 + 1 \cdot 2,92 + 1 \cdot 3,7125) \cdot 9,44 \\ &= 348,214 \text{ kNm} \end{aligned}$$

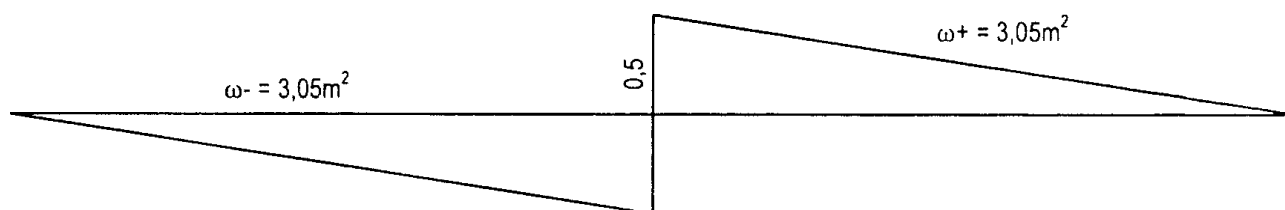
Dầm ngoài (chịu toàn bộ tải trọng do lan can)

$$\begin{aligned} M_u &= 0,95(1 \cdot g_{DC1(bmc)} + 1 \cdot g_{DC1(dc)} + 1 \cdot DC1(dn) + 1 \cdot g_{DC1(d\ddot{o})} + 1 \cdot g_{DW} + 1 \cdot g_{DC2}) \cdot \omega \\ &= 0,95(1 \cdot 10,736 + 1 \cdot 20,23 + 1 \cdot 1,23 + 1 \cdot 2,92 + 1 \cdot 3,7125 + 1 \cdot 4,564) \cdot 9,44 \\ &= 389,1439 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4.4.3.2. Lực cắt

4.4.3.2.1. Mặt cắt L/2

+ Đường ảnh hưởng lực cắt mặt cắt giữa nhịp



Hình 4.17: Ảnh hưởng lực cắt L/2

- Trạng thái giới hạn cường độ 1

Dầm trong (không có tính tải do lan can)

$$\begin{aligned} V_u &= 0,95[1,25(g_{DC1(bmc)} + g_{DC1(dc)} + g_{DC1(dn)} + g_{DC1(d\ddot{o})})\omega^+ - 0,9(g_{DC1(bmc)} + g_{DC1(dc)} + g_{DC1(dn)} \\ &\quad + g_{DC1(d\ddot{o})})\omega^- + (1,5 \cdot g_{DW} \cdot \omega^+ - 0,65 \cdot g_{DW} \cdot \omega^-)] \\ V_u &= 0,95[1,25(10,736 + 20,23 + 1,23 + 2,92) \cdot 3,05 - 0,9(10,736 + 20,23 + 1,23 + 2,92) \cdot 3,05 + \\ &\quad + (1,5 \cdot 3,7125 \cdot 3,05 - 0,65 \cdot 3,7125 \cdot 3,05)] \\ &= 44,75544 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dầm ngoài (chịu toàn bộ tải trọng do lan can)

$$\begin{aligned} V_u &= 0,95[1,25(g_{DC1(bmc)} + g_{DC1(dc)} + g_{DC1(dn)} + g_{DC1(d\ddot{o})} + g_{DC2})\omega^+ - 0,9(g_{DC1(bmc)} + g_{DC1(dc)} + \\ &\quad + g_{DC1(dn)} + g_{DC1(d\ddot{o})} + g_{DC2})\omega^- + (1,5 \cdot g_{DW} \cdot \omega^+ - 0,65 \cdot g_{DW} \cdot \omega^-)] \\ V_u &= 0,95[1,25(10,736 + 20,23 + 1,23 + 2,92 + 4,564) \cdot 3,05 - 0,9(10,736 + 20,23 + 1,23 + 2,92 + \\ &\quad + 4,564) \cdot 3,05 + (1,5 \cdot 3,7125 \cdot 3,05 - 0,65 \cdot 3,7125 \cdot 3,05)] \\ &= 49,3839 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Trạng thái giới hạn sử dụng

Dầm trong (không có tính tải do lan can)

$$V_u = 0,95[1 \cdot (g_{DC1(bmc)} + g_{DC1(dc)} + g_{DC1(dn)} + g_{DC1(d\overline{o})})\omega^+ - 1 \cdot (g_{DC1(bmc)} + g_{DC1(dc)} + g_{DC1(dn)} + g_{DC1(d\overline{o})})\omega^- + (1 \cdot g_{DW} \cdot \omega^- - 1 \cdot g_{DW} \cdot \omega^+)]$$

$$V_u = 0,95[1 \cdot (10,736 + 20,23 + 1,23 + 2,92)3,05 - 1 \cdot (10,736 + 20,23 + 1,23 + 2,92)3,05 + (1 \cdot 3,7125 \cdot 3,05 - 1 \cdot 3,7125 \cdot 3,05)]$$

$$= 0 \text{ kN}$$

Dầm ngoài (chịu toàn bộ tải trọng do lan can)

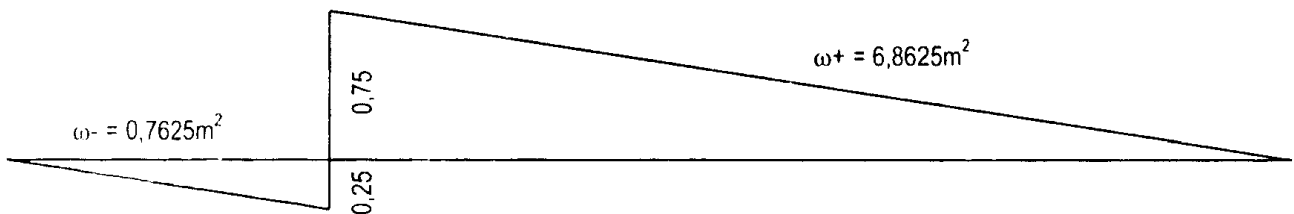
$$V_u = 0,95[1 \cdot (g_{DC1(bmc)} + g_{DC1(dc)} + g_{DC1(dn)} + g_{DC1(d\overline{o})} + g_{DC2})\omega^+ - 1 \cdot (g_{DC1(bmc)} + g_{DC1(dc)} + g_{DC1(dn)} + g_{DC1(d\overline{o})} + g_{DC2})\omega^- + (1 \cdot g_{DW} \cdot \omega^- - 1 \cdot g_{DW} \cdot \omega^+)]$$

$$V_u = 0,95[1 \cdot (10,736 + 20,23 + 1,23 + 2,92 + 4,564)3,05 - 1 \cdot (10,736 + 20,23 + 1,23 + 2,92 + 4,564)3,05 + (1 \cdot 3,663 \cdot 3,05 - 1 \cdot 3,663 \cdot 3,05)]$$

$$= 0 \text{ kN}$$

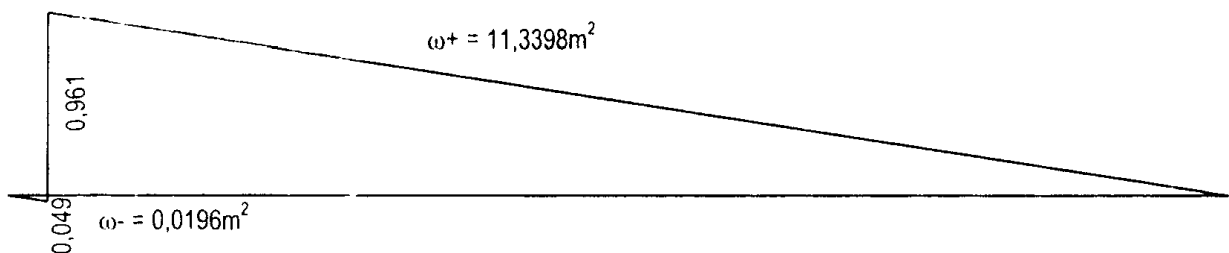
4.4.3.2.2. Mặt cắt L/2; L/4; mặt cắt cách gối 0,8m; mặt cắt gối

+ Đường ảnh hưởng lực cắt mặt cắt 1/4 nhịp



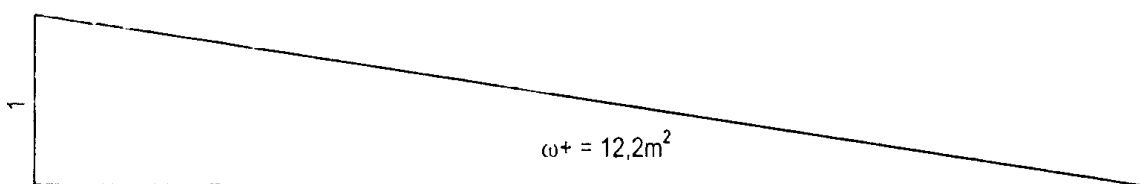
Hình 4.18: Ảnh hưởng lực cắt mặt cắt L/4

+ Đường ảnh hưởng lực cắt mặt cắt cách gối 0,8m



Hình 4.19: Ảnh hưởng lực cắt mặt cắt cách gối 0,8m

+ Đường ảnh hưởng lực cắt mặt cắt gối



Hình 4.20: Ảnh hưởng lực cắt mặt cắt gối

Làm tương tự như trên, ta có bảng tổng kết sau:

Mômen do tĩnh tải (kNm)

	L/2		L/4		0,8m từ gối	
	TTGH cường độ I	TTGH SD	TTGH cường độ I	TTGH SD	TTGH cường độ I	TTGH SD
Dầm trong	3497,038	2745,136	2763,75	2169,513	443,5909	348,214
Dầm ngoài	3900,375	3067,806	3082,513	2424,523	494,7534	389,1439

Lực cắt do tĩnh tải (kN)

	L/2		L/4		0,8m từ gối		Gối	
	TTGH cường độ I	TTGH SD	TTGH cường độ I	TTGH SD	TTGH cường độ I	TTGH SD	TTGH cường độ I	TTGH SD
Dầm trong	44,75544	0	265,5604	203,4972	472,3428	377,6441	508,7431	406,9944
Dầm ngoài	49,3839	0	299,778	229,9456	533,7252	398,7219	533,7252	459,8912

4.5. NỘI LỰC DẦM CHỦ DO HOẠT TẢI

4.5.1. Tính toán hệ số phân bố hoạt tải theo làn

Tiêu chuẩn 22TCN 272-05 đề cập đến phương pháp gần đúng được dùng để phân bố hoạt tải cho từng dầm (TCN 4.6.2.2.2). Không dùng hệ số làn của TCN 3.6.1.1.2 với phương pháp này vì các hệ số đó đã được đưa vào trong hệ số phân bố, trừ khi dùng phương pháp mômen tĩnh hoặc các phương pháp đòn bẩy.

Những kích thước liên quan:

Chiều cao dầm: $H = 1200\text{mm}$; khoảng cách của các dầm: $S = 2400\text{mm}$; chiều dài nhịp: $L = 24400\text{mm}$; khoảng cách từ tim của dầm biên đến mép trong của lan can $d_c = 1200 - 300 = 900\text{mm}$

Dầm T thuộc phạm vi áp dụng những công thức gần đúng của 22TCN 272-05 (bảng 4.6.2.21 và 4.6.2.2a-1). Hệ số phân bố hoạt tải được tính như sau

4.5.1.1. Hệ số phân bố hoạt tải theo làn đối với mômen uốn

+ Đối với dầm giữa (22TCN 272-05, bảng 4.6.2.2.2b-1):

Một làn thiết kế chịu tải:

$$g_m = 0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{L t_s^3}\right)^{0,1} = 0,06 + \left(\frac{2400}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{2400}{24400}\right)^{0,3} \cdot 1 = 0,455$$

Hai làn thiết kế chịu tải

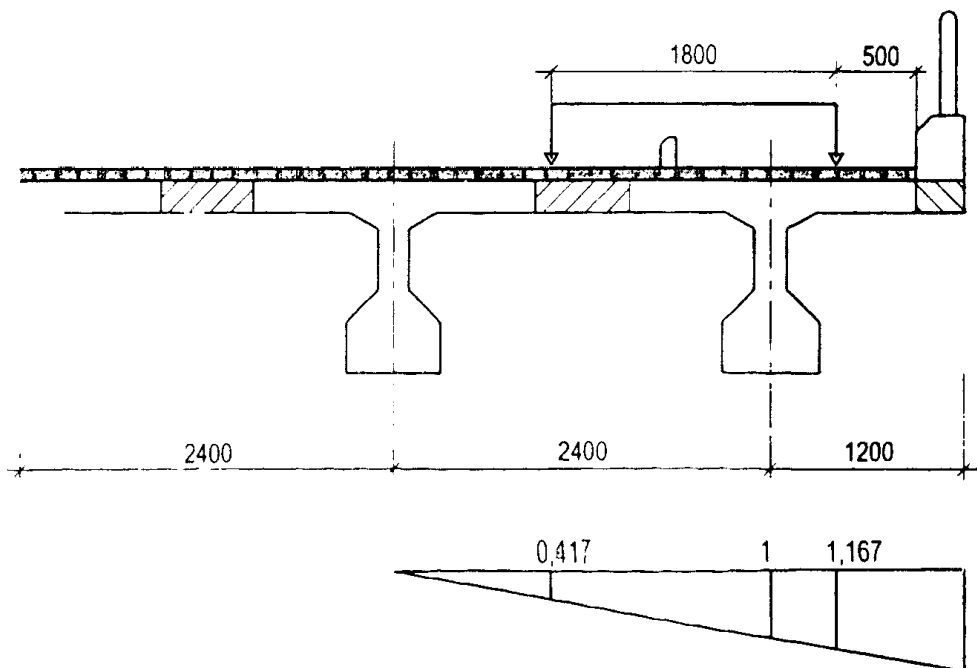
$$g_m = 0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} \left(\frac{K_g}{L_t^3}\right)^{0,1} = 0,075 + \left(\frac{2400}{2900}\right)^{0,6} \left(\frac{2400}{24400}\right)^{0,2} \cdot 1 = 0,636$$

+ Đối với dầm biên (22 I CN 272-05, Bảng 4.6.2.2.2.c-1)

Một làn thiết kế chịu tải

Sử dụng quy tắc đòn bẩy

Do cự ly theo chiều ngang cầu của xe tải và xe 2 trục (**Tandem**) đều là 1800mm nên ta có sơ đồ xếp tải như hình vẽ cho cả 2 xe



Hình 4.21: Phương pháp đòn bẩy

$$g_m = \frac{1,2 \cdot (0,417 + 1,167)}{2} = 0,95 \text{ Không chế}$$

Hai làn thiết kế chịu tải:

$$g_m = e g_{\text{bên trong}}$$

trong đó :

$$e = 0,6 + \frac{d_c}{3000} = 0,6 + \frac{9000}{3000} = 0,9$$

$$g_m = 0,9 \times 0,95 = 0,855$$

4.5.1.2. Hệ số phân bố hoạt tải theo làn đối với lực cắt

+ Đối với dầm giữa (22 I CN 272-05, Bảng 4.6.2.2.3a-1):

Một làn thiết kế chịu tải:

$$g_v = 0,36 + \frac{S}{7600} = 0,36 + \frac{2400}{7600} = 0,676$$

Hai làn thiết kế chịu tải:

$$g_v = 0,2 + \frac{S}{7600} - \left(\frac{S}{10700} \right)^2 = 0,2 + \frac{2400}{7600} - \left(\frac{2400}{10700} \right)^2 = 0,465$$

+ Đối với dầm biên (22TCN 272-05, bảng 4.6.2.2.3b-1):

Một làn thiết kế chịu tải

Sử dụng quy tắc đòn bẩy, tương tự như tính hệ số phân bố cho mômen ở trên, ta có $g_v = 0,455$

Hai làn thiết kế chịu tải

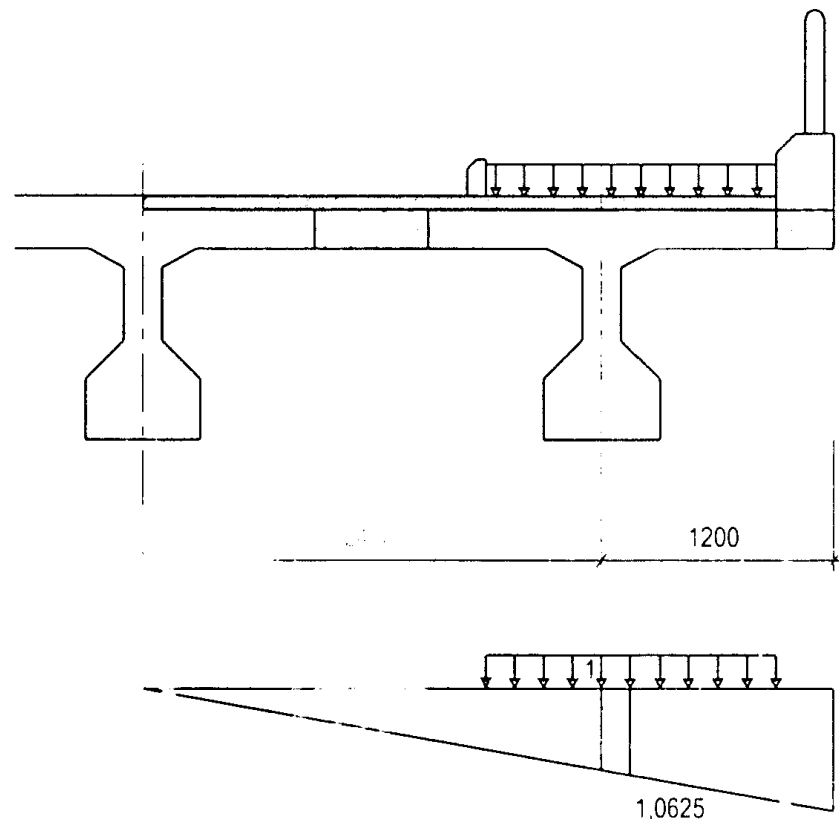
$$g_v = e g_{\text{bên trong}}$$

$$\text{trong đó: } e = 0,6 + \frac{d_c}{3000} = e = 0,6 + \frac{900}{3000} = 0,9$$

Theo 22TCN 272-05, TCN 4.6.2.2.1 khi dùng phương pháp đòn bẩy phải đưa vào hệ số làn m. Đối với 1 làn chịu tải $m = 1.2$. Mô hình nguyên tắc đòn bẩy cho dầm biên được chỉ ra trên hình vẽ)

4.5.2. Tính toán hệ số phân bố của tải trọng người đi bộ

Sử dụng phương pháp đòn bẩy, tính cho cả mômen và lực cắt



Hình 4.22: Tính hệ số phân bố tải trọng cho người đi bộ

Coi tải trọng phân bố người là lực tập trung, suy ra:

$$g = 1,0625 \times 1,5 = 1,594$$

Vậy hệ số phân bố của hoạt tải và người đi bộ:

	Dầm giữa	Dầm biên
Mômen uốn g_M	0,636	0,95
Lực cắt g_V	0,676	0,9
Người đi bộ g_{PL}	1,594	1,594

4.5.3. Xác định nội lực

Hoạt tải xe ô tô thiết kế và quy tắc xếp tải (TCN 3.6.1.3)

Hoạt tải xe HL93

- Hoạt tải xe ô tô trên mặt cầu hay kết cấu phụ trợ (HL- 93) sẽ gồm một tổ hợp của:

+ Xe tải thiết kế hoặc hai trục thiết kế.

+ Tải trọng làn thiết kế.

- Hiệu ứng lực của tải trọng làn thiết kế không xét lực xung kích.

- Quy tắc xếp tải (TCN 3.6.1.3)

Hiệu ứng lực lớn nhất phải được lấy theo giá trị lớn hơn của các trường hợp sau:

+ Hiệu ứng của xe hai trục thiết kế tổ hợp với hiệu ứng tải trọng làn thiết kế (HL93M).

+ Hiệu ứng của một xe tải thiết kế có cự ly trục bánh thay đổi như trong TCN 3.6.1.2.2 tổ hợp với hiệu ứng của tải trọng làn thiết kế (HL93K).

Đối với các mômen âm giữa các điểm uốn ngược chiều khi chịu tải trọng rải đều trên các nhịp và chỉ đối với phân lực gối giữa thì lấy 90% hiệu ứng của hai xe tải thiết kế có khoảng cách trục bánh trước xe này đến trục bánh sau xe kia là 15000mm tổ hợp 90% hiệu ứng của tải trọng làn thiết kế; khoảng cách giữa các trục 145kN của mỗi xe tải phải lấy bằng 4300mm (HL93S).

Các trục bánh xe không gây hiệu ứng lực lớn nhất đang xem xét phải bỏ qua

Chiều dài của làn xe thiết kế hoặc một phần của nó mà gây ra hiệu ứng lực lớn nhất phải được chất tải trọng làn thiết kế.

Tải trọng người đi bộ (PL)

- Tải trọng người đi bộ 3 kN/m^2 (TCN 3.6.1.5) phân bố trên 1,5m nên tải trọng rải đều của người đi bộ là $3.1,5 = 4,5 \text{ kN/m}$ và phải tính đồng thời cùng hoạt tải xe thiết kế.

* Sơ đồ tính: Sơ đồ tính của dầm chủ là dầm giản đơn nên khoảng cách giữa các trục của xe tải thiết kế trong đa số các trường hợp đều lấy $= 4,3 \text{ m}$

* Cách xếp xe tải lên đường ảnh hưởng: Xếp xe sao cho hợp lực của các trục xe và trục xe gần nhất cách đều tung độ lớn nhất của đường ảnh hưởng.

Với Xe tải:

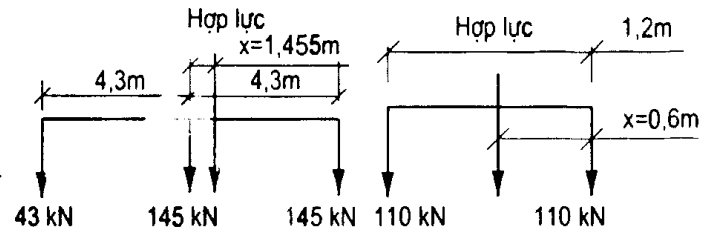
$$43(x + 4,3) + 145 \cdot x = 145 \cdot (4,3 - x)$$

$$\Rightarrow x = 1,455\text{m}$$

Với xe 2 trục:

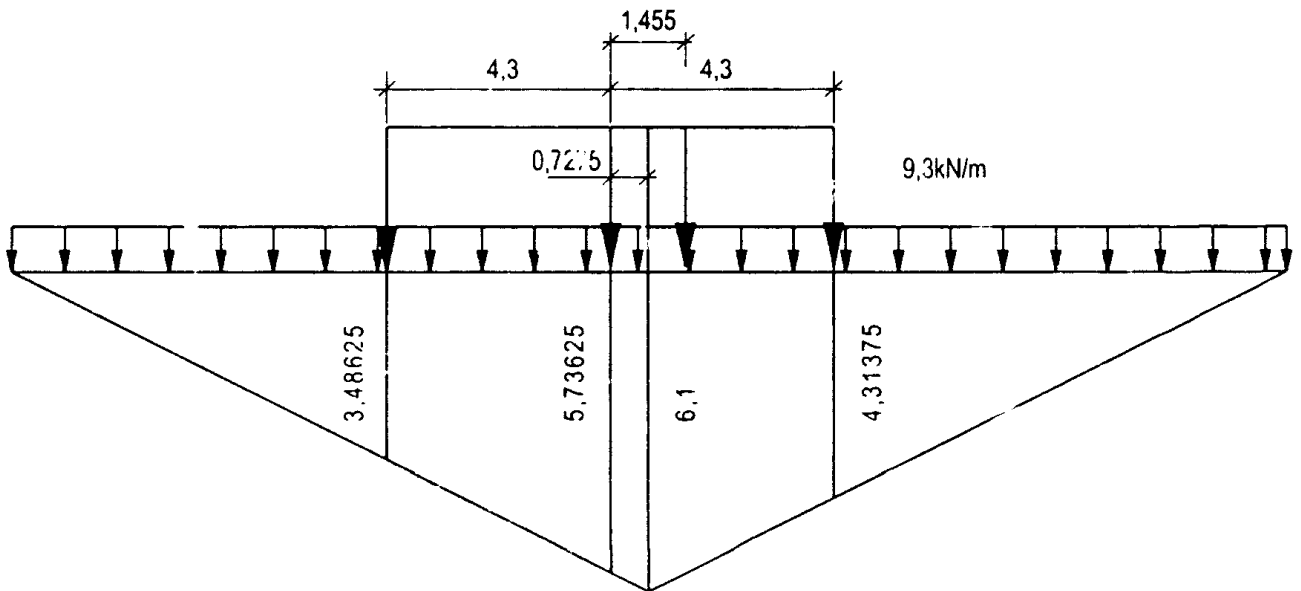
- Xếp xe tải HL 93 + tải trọng làn

lên đường ảnh hưởng mômen



4.5.3.1. Mômen

+ Đường ảnh hưởng mômen mặt cắt giữa nhịp



Hình 4.23: Đường ảnh hưởng mômen mặt cắt giữa nhịp

Mômen tại mặt cắt giữa nhịp chưa tính các hệ số

$$M_{\text{Xe tải, Làn}} = \sum P_i \cdot y_i + 9,3 \cdot \omega$$

trong đó

P_i - trọng lượng các trục xe

y_i - tung độ đường ảnh hưởng

$$M_{\text{Xe tải}} = \sum P_i \cdot y_i$$

$$M_{\text{Xe tải}} = 35 \cdot 3,48625 + 145 \cdot 5,73625 + 145 \cdot 4,31375 = 1529,269 \text{ kNm}$$

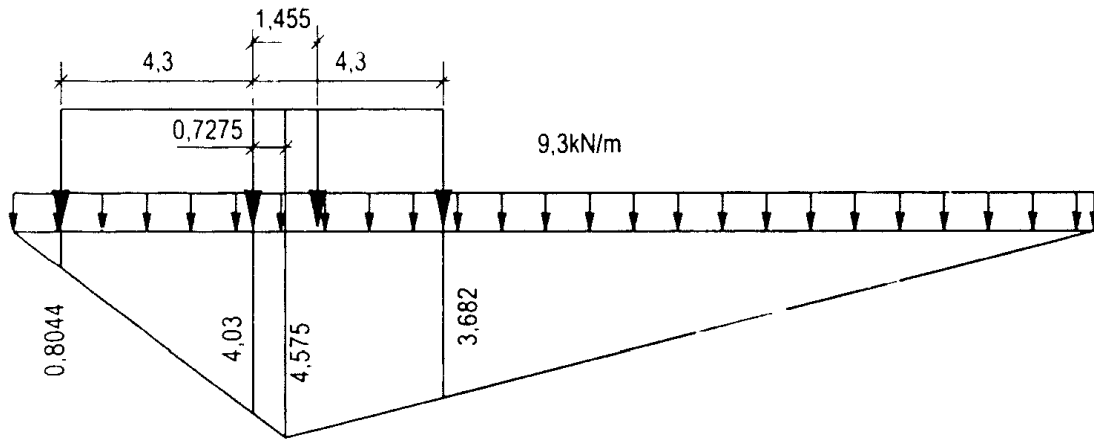
$M_{\text{Làn}} = 9,3 \cdot \omega$ trong đó ω : Diện tích đường ảnh hưởng

$$M_{\text{Làn}} = 9,3 \cdot 74,42 = 692,106 \text{ kNm}$$

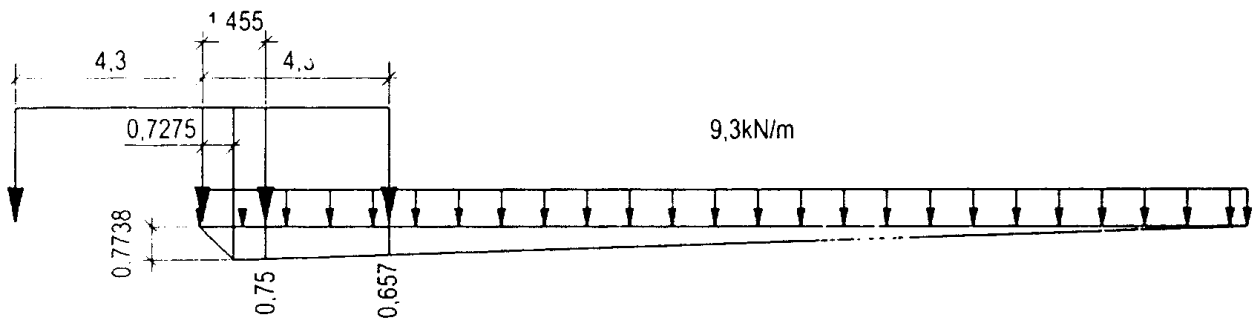
Tương tự xếp: Tải trọng người PI lên đường ảnh hưởng mômen (tải trọng phân bố đều 4,5 kN/m)

Xe 2 trục + Tải trọng làn lên đường ảnh hưởng mômen

Đường ảnh hưởng mômen tại các mặt cắt 1/4 nhịp và mặt cắt cách gối 0,8 m



Đảnh mặt cắt L/4



Hình 4.24: Đảnh mặt cắt cách gối 0,8m

Làm tương tự mặt cắt giữa nhịp

Tại mặt cắt L/2				
Xe tải	tung độ y1	3,48625	$M_{xe\ tải}$	1579,269
	tung độ y2	5,73625	$M_{lần}$	692,106
	tung độ y3	4,31375	$M_{xe\ 2\ trục}$	1276
Xe hai trục	tung độ yt1	5,8	M_{pl}	334,89
	tung độ yt2	5,8		
Tại mặt cắt L/4				
Xe tải	tung độ y1	0,8044	$M_{xe\ tải}$	1146,394
	tung độ y2	4,03	$M_{lần}$	546,9795
	tung độ y3	3,682	$M_{xe\ 2\ trục}$	940,5
Xe hai trục	tung độ yt1	4,425	M_{pl}	264,6675
	tung độ yt2	4,125		
Tại mặt cắt cách gối 0,8m				
Xe tải	tung độ y1	0,75	$M_{xe\ tải}$	121,515
	tung độ y2	0,657	$M_{lần}$	87,792
	tung độ y3	0	$M_{xe\ 2\ trục}$	104,2195
Xe hai trục	tung độ yt1	0,754	M_{pl}	42,48
	tung độ yt2	0,19345		

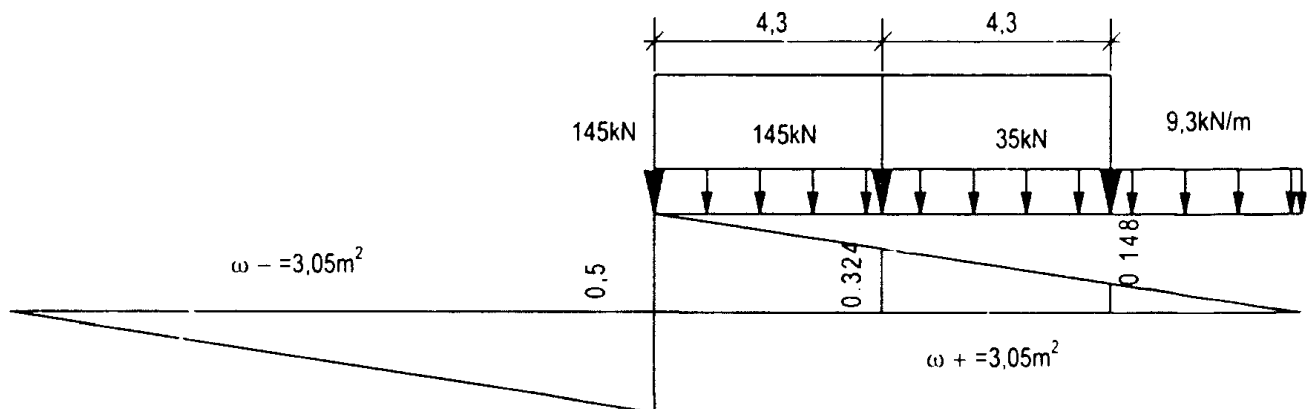
Từ đó xác định được Mômen tại các mặt cắt (chưa nhân các hệ số) - kNm

Mặt cắt	Giữa nhịp	1/4 nhịp	Cách gối 0,8m
Xe tải	1579,269	1146,394	121,515
Xe hai trục	1276	940,5	104,2195
PL	334,89	264,6675	42,48
Tải trọng làn	692,106	546,9795	87,792

4.5.3.2. Lực cắt

+ Đường ảnh hưởng lực cắt tại mặt cắt giữa nhịp

Xếp xe tải HL-93+Tải trọng làn lên đường ảnh hưởng lực cắt



Hình 4.25: Xếp tải lên dải lực cắt mặt cắt L/2

Lực cắt tại mặt cắt giữa nhịp chưa tính các hệ số

$$V_{\text{xe tải}} = \sum p_i \cdot y_i$$

trong đó

P_i - trọng lượng các trục xe

Y_i - tung độ đường ảnh hưởng

$$V_{\text{xe tải}} = 35 \cdot 0,148 + 145 \cdot 0,324 + 145 \cdot 0,5 = 124,66 \text{ kN}$$

$$V_{\text{Lane}} = 9,3 \cdot \omega$$

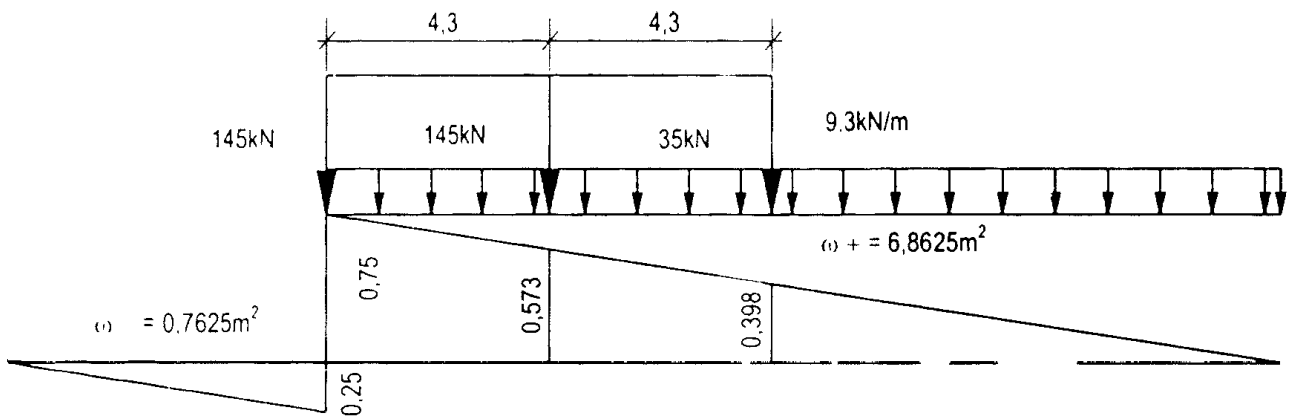
trong đó: ω - diện tích đường ảnh hưởng dương của lực cắt

$$V_{\text{xe tải}} = 9,3 \cdot 3,05 = 28,365 \text{ kN}$$

Tương tự xếp: Tải trọng người PL lên đường ảnh hưởng mômen (tải trọng phân bố đều 4,5 kN/m)

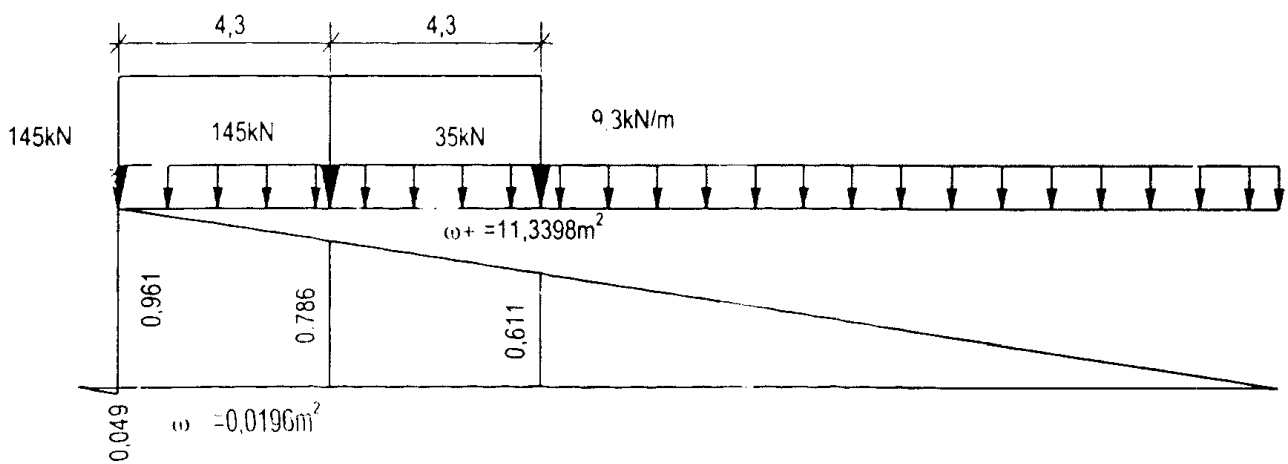
Xe 2 trục + Tải trọng làn lên đường ảnh hưởng mômen

+ Đường ảnh hưởng lực cắt tại mặt cắt 1/4 nhịp



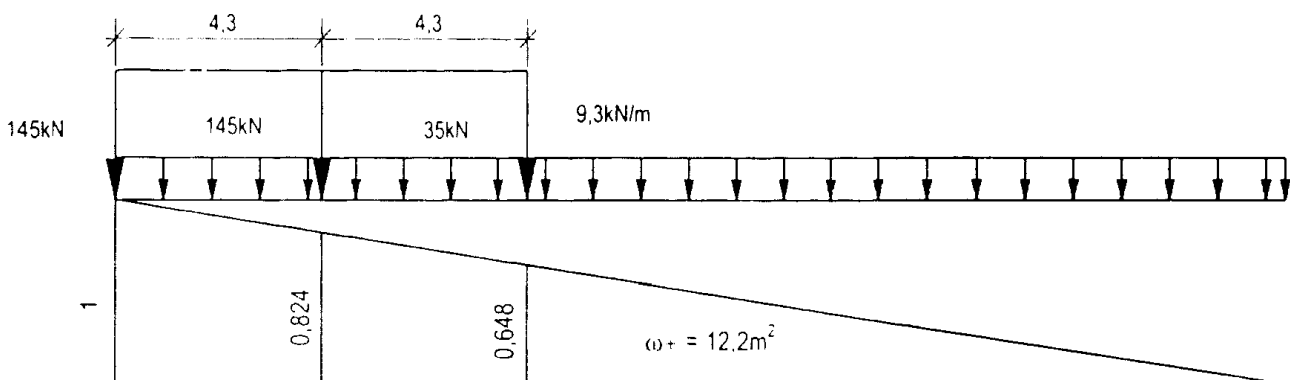
Hình 4.26: Đánh lực cắt mặt cắt L/4

+ Đường ảnh hưởng lực cắt tại mặt cắt cách gối 0,8m



Hình 4.27: Đánh lực cắt mặt cắt cách gối 0,8m

+ Đường ảnh hưởng lực cắt tại mặt cắt gối



Hình 4.28: Đánh lực cắt mặt cắt gối

Làm tương tự mặt cắt giữa nhịp

Từ đó xác định được lực cắt tại các mặt cắt (chưa tính các hệ số) -kN

Tại mặt cắt L/2				
Xe tải	tung độ y35	0,148	$V_{xe\ tải}$	124,66
	tung độ y145	0,324	$V_{l\grave{a}n}$	28,365
	tung độ y145	0,5	$V_{xe\ 2\ trục}$	101,75
Xe hai trục	tung độ yt1	0,475	$V_{pl.}$	13,725
	tung độ yt2	0,45		
Tại mặt cắt L/4				
Xe tải	tung độ y35	0,398	$V_{xe\ tải}$	205,765
	tung độ y145	0,573	$V_{l\grave{a}n}$	63,82125
	tung độ y145	0,75	$V_{xe\ 2\ trục}$	156,75
Xe hai trục	tung độ yt1	0,725	$V_{pl.}$	30,88125
	tung độ yt2	0,7		
Tại mặt cắt cách gối 0,8m				
Xe tải	tung độ y35	0,611	$V_{xe\ tải}$	274,7
	tung độ y145	0,961	$V_{l\grave{a}n}$	105,4601
	tung độ y145	0,786	$V_{xe\ 2\ trục}$	203,39
Xe hai trục	tung độ yt1	0,937	$V_{pl.}$	51,0291
	tung độ yt2	0,912		
Tại mặt cắt gối				
Xe tải	tung độ y35	0,648	$V_{xe\ tải}$	287,16
	tung độ y145	0,824	$V_{l\grave{a}n}$	113,46
	tung độ y145	1	$V_{xe\ 2\ trục}$	218,13
Xe hai trục	tung độ yt1	1	$V_{pl.}$	54,0
	tung độ yt2	0,983		

- *Nhận xét:* Nội lực tại các mặt cắt dưới tác dụng của xe hai trục luôn luôn nhỏ hơn xe tải. Vậy ta chỉ phải kiểm toán nội lực của dầm chủ dưới tác dụng của:

Tĩnh tải + Xe tải HL-93 + Tải trọng làn + Người đi bộ

4.5.3.3. Tổ hợp nội lực

* Tổ hợp theo trạng thái giới hạn cường độ I

+ Tổ hợp mômen theo trạng thái giới hạn cường độ I (TCN 3.4.1.1)

$$M_U = \eta (\gamma_P M_{DC1} + \gamma_P M_{DC2} + \gamma_P M_{DW} + 1,75 M_{LL+IM} + 1,75 g_{VPL} M_{PL})$$

+ Tổ hợp lực cắt theo trạng thái giới hạn cường độ I (TCN 3.4.1.1)

$$V_U = \eta (\gamma_P V_{DC1} + \gamma_P V_{DC2} + \gamma_P V_{DW} + 1,75 V_{LL+IM} + 1,75 g_{VPL} V_{PL})$$

trong đó:

M_{LL} - mômen do hoạt tải tác dụng lên 1 dầm chủ (đã tính hệ số phân bố ngang)

M_U - mômen tính toán theo trạng thái giới hạn cường độ I của dầm giữa

V_U - lực cắt tính toán theo trạng thái giới hạn cường độ I của dầm giữa

γ_p - xác định ở mục 1.3.2

η - hệ số liên quan đến tính dẻo, tính dư, và sự quan trọng trong khai thác xác định theo TCN 1.3.2

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

Hệ số liên quan đến tính dẻo $\eta_D = 0,95$ (theo TCN 1.3.3)

Hệ số liên quan đến tính dư $\eta_R = 0,95$ (theo TCN 1.3.4)

Hệ số liên quan đến tầm quan trọng trong khai thác $\eta_i = 1,05$ (theo TCN 1.3.5)

$$\eta = 0,95$$

IM = hệ số xung kích IM = 25% theo TCN 3.4.1-1.

$$M_{LL+IM} = g_{MLL} \{ (1+IM)M_{xe\ tai} + M_{l\grave{a}n} \}$$

$$V_{LL+IM} = g_{VLL} \{ (1+IM)V_{xe\ tai} + V_{l\grave{a}n} \}$$

g_M, g_V : hệ số phân bố tải trọng cho mômen và lực cắt.

* Hệ số tải trọng và tổ hợp theo trạng thái giới hạn sử dụng I

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

$$V_U = V_{DC1} + V_{DC2} + V_{DW} + V_{LL+IM} + V_{PL}$$

Bảng nội lực do hoạt tải (xe tải HL-93 + Người + Tải trọng làn)

Trạng thái giới hạn cường độ I

Mặt cắt		L/2	L/4	Cách gối 0,8m	Gối
Mômen (kNm)	Dầm trong	3511.48	2647.8	346.741	0
	Dầm ngoài	4431.12	3330.7	429.415	0
Lực cắt (kN)	Dầm trong	169.353	312.64	456.827	483.81
	Dầm ngoài	295.547	532.59	764.335	807.47

Trạng thái giới hạn sử dụng

Mặt cắt		L/2	L/4	Cách gối 0,8m	Gối
Mômen (kNm)	Dầm trong	2229.51	1681.1	220.153	0
	Dầm ngoài	2813.41	2114.8	272.644	0
Lực cắt (kN)	Dầm trong	107.526	198.5	290.049	307.181
	Dầm ngoài	187.649	338.15	485.292	512.680

Bảng tổng kết nội lực trong dầm chủ

Trạng thái giới hạn cường độ I

Mặt cắt		L/2	L/4	Cách gối 0,8m	Gối
Mômen (kNm)	Dầm trong	7008,52	5414,5	790,332	0
	Dầm ngoài	8331,49	6413,3	924,168	0
Lực cắt (kN)	Dầm trong	214,109	578,2	929,170	992,554
	Dầm ngoài	344,931	832,36	1298,060	1341,196

Trạng thái giới hạn sử dụng

Mặt cắt		L/2	L/4	Cách gối 0,8m	Gối
Mômen (kNm)	Dầm trong	4974,65	3850,7	568,367	0
	Dầm ngoài	5881,22	4539,3	661,788	0
Lực cắt (kN)	Dầm trong	107,526	402	667,693	714,176
	Dầm ngoài	187,649	568,1	884,014	972,571

4.6. CÁC ĐẶC TRƯNG VẬT LIỆU CHO DẦM CHỦ

4.6.1. Thép

4.6.1.1. Thép ứng suất trước

Sử dụng thép 15,2mm. Diện tích 1 tao 140 mm²

- Cường độ kéo quy định của thép ứng suất trước:

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa} \quad (\text{TCN 5.4.4.1})$$

- Giới hạn chảy của thép ứng suất trước:

$$f_{py} = 0,9.f_{pu} = 1670 \text{ MPa} \quad (\text{TCN 5.4.4.1})$$

- Môđun đàn hồi của thép ứng suất trước:

$$E_p = 197000 \text{ MPa}$$

- Sử dụng thép có độ tự chùng thấp của hãng VSL: tiêu chuẩn ASTM A416 Grade 270.

- Ứng suất trong thép ứng suất khi kích:

$$f_{pj} = 0,8.f_{pu} = 1488 \text{ MPa}$$

- Ứng suất trong thép sau các mất mát trong giai đoạn sử dụng:

$$0,83.f_{py} = 0,83.1670 = 1386,1 \text{ MPa}$$

- Ứng suất trong thép sau các mất mát trong giai đoạn khai thác:

$$0,8 \cdot f_{py} = 0,8 \cdot 1670 = 1336 \text{ MPa}$$

- Chiều dài tịt neo: $\Delta L = 0,002 \text{ m} / 1 \text{ neo}$

4.6.1.2. Thép thường

Giới hạn chảy tối thiểu của cốt thép thanh: $f_y = 400 \text{ MPa}$

Môđun đàn hồi: $E_s = 200000 \text{ MPa}$

4.6.2. Bê tông

Tỷ trọng của bê tông: $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$

Cường độ chịu nén của bê tông quy định ở tuổi 28 ngày $f'_c = 40 \text{ MPa}$

Cường độ chịu nén của bê tông lúc bắt đầu đặt tải hoặc tạo ứng suất trước:

$$f'_{ci} = 0,85 f'_c = 34 \text{ MPa}$$

Môđun đàn hồi của bê tông làm dầm:

$$E_c = 0,043 \cdot \gamma_c^{1,5} \sqrt{f'_c} = 33994,48 \text{ MPa}$$

Môđun đàn hồi của bê tông làm dầm lúc căng kéo:

$$E_{ci} = 0,85 E_c = 0,85 \cdot 33994,48 = 28895,3 \text{ MPa}$$

Hệ số quy đổi hình khối ứng suất (5.7.2.2):

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \times \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0,764$$

Cường độ chịu kéo khi uốn:

$$f_t = 0,63 \sqrt{f'_c} = 3,98 \text{ MPa} \quad (\text{TCN 5.4.2.6})$$

4.7. CHỌN VÀ BỐ TRÍ CẤP DỰ ỨNG LỰC

4.7.1. Chọn sơ bộ số lượng cấp dự ứng lực

Có thể tính sơ bộ diện tích cấp dự ứng lực dựa vào giới hạn ứng suất kéo trong bê tông, và giả thuyết tổng mất mát. Ở đây ta tính cho giữa nhịp dầm biên vì dầm biên chịu mômen uốn và lực cắt lớn hơn dầm trong.

Giới hạn ứng suất kéo trong bê tông (US tại thớ dưới) ở THGH Sử dụng là

$$0,5 \sqrt{f'_c} = 0,5 \sqrt{40} = 3,162 \text{ MPa} \quad (\text{TCN 5.9.4.2.2-1})$$

Trị số nhỏ nhất của lực kéo trước F_f , để đảm bảo ứng suất kéo thớ dưới không vượt quá giới hạn biểu diễn như sau:

$$f_{bg} = \frac{F_f}{A_g} - \frac{F_f \cdot e_g \cdot y_d}{I} + \frac{(M_{DC} + M_{LL+IM}) y_d}{I} \leq 3,162 \text{ MPa}$$

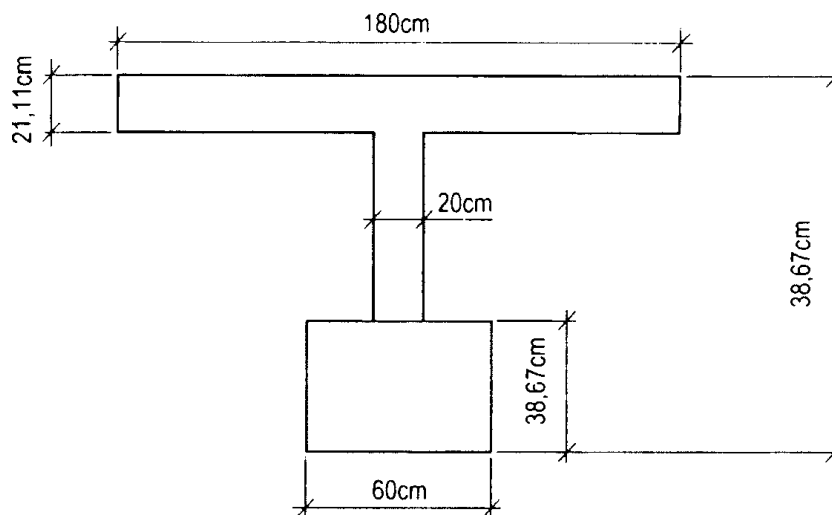
trong đó

I - mômen quán tính của mặt cắt tính đối

y_d - khoảng cách từ trục trung hoà đến thớ dưới của mặt cắt tính đối

(Giả thiết lấy mặt cắt không có cốt thép DƯL)

Ta có mặt cắt chữ T sau tính đối như sau:



Hình 4.29: Mặt cắt chữ T quy đổi

Tính được các đặc trưng hình học

Diện tích mặt cắt quy đổi		
A_g	7324.44	cm ²
Mômen quán tính mặt cắt quy đổi		
S_0	531492	cm ³
y_d	72.5642	cm
$I_{phầncánh}$	281277	cm ⁴
$I_{phầnbung}$	368575	cm ⁴
$I_{phầnbầu}$	412550	cm ⁴
I	1062475	cm ⁴

M_{DC} : mômen tại mặt cắt giữa nhịp trong THGH Sử dụng do tĩnh tải giai đoạn 1 và tĩnh tải giai đoạn 2 gây ra

$$M_{DC} = M_{DC1} + M_{DC2} + M_{DPW} = 3067,806 \text{ kNm}$$

M_{1L+1M} : mômen tại mặt cắt giữa nhịp trong THGH Sử dụng do hoạt tải +xung kích gây ra.

$$M_{1L+1M} = 2229,51 \text{ kNm}$$

Thay vào công thức trên:

Lực căng $F_f \geq 6572 \text{ kN}$

Giả thiết US trong bó sau các mắt mát = $0,6f_{pu} = 0,6 \times 1860 = 1116 \text{ MPa} = 1116 \text{ N/mm}$

$$\Rightarrow A_{ps} \geq \frac{F_f}{0,6 \times f_{pu}} = \frac{5,548 \times 10^6}{1116} = 4971 \text{ mm}^2$$

Để thoả mãn điều kiện cường độ có thể dùng công thức gần đúng sau:

$$\phi M_n = \phi (A_{ps} \times 0,85f_{pu} + A_s f_y) 0,9h \geq M_u$$

trong đó: $\phi = 1,0$

PPR = 1,0 (hệ số ứng suất) [TCN 5.5.4.2]

h - chiều cao dầm = 1200 mm

M_u - mômen uốn tại giữa nhịp theo trạng thái giới hạn cường độ 1

Ta có:
$$A_{ps} \geq \frac{M_u}{\phi 0,85f_{pu}(0,9h)} = \frac{8331,49 \times 10^6}{1,0(0,85)(1860)(0,9)(1200)}$$

$$A_{ps} \geq 4879,4 < 4971 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{TTGH cường độ không nguy hiểm}$$

Đối với loại bó cáp tao 15,2 mỗi tao có tiết diện $1,4 \text{ cm}^2$

$$\text{Số tao cáp } n = \frac{A_{ps}}{a_{ps}} = \frac{4971}{140} = 35,504 \text{ tao}$$

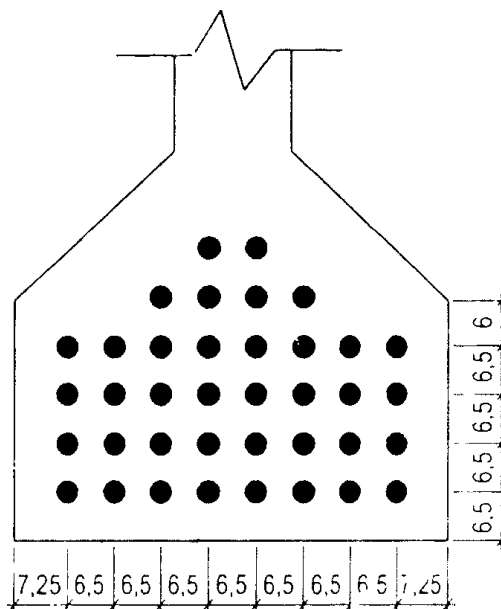
Chọn số tao cáp $n = 38 \text{ tao} \rightarrow A_{ps} = 5320 \text{ mm}^2$

4.7.2. Bố trí cáp dự ứng lực

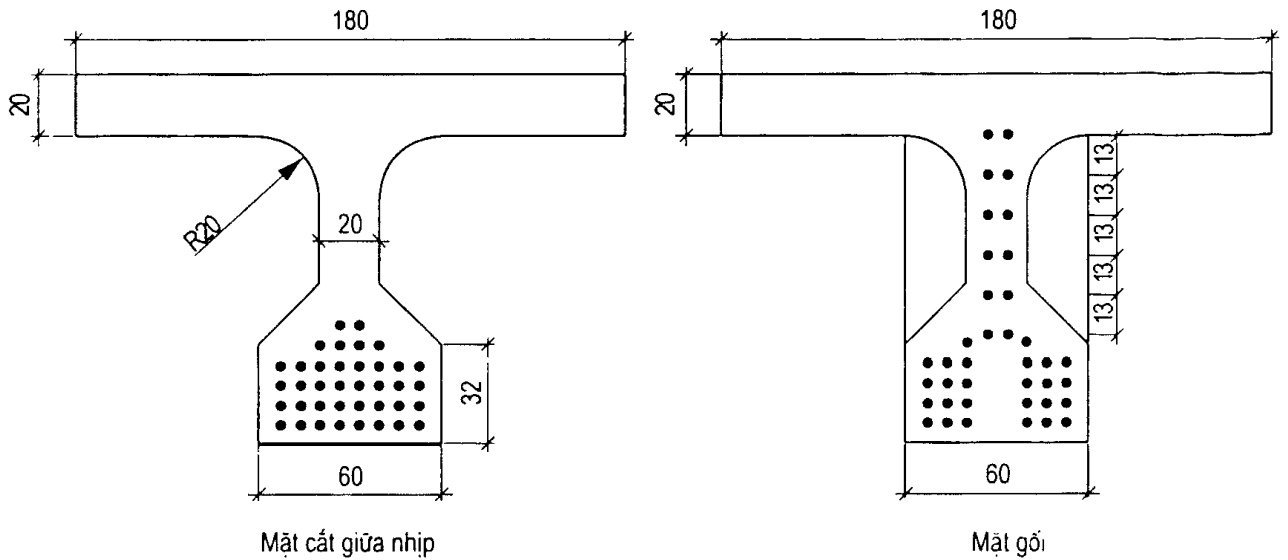
+ *Bố trí trong mặt phẳng đứng*

Các bó cáp được bố trí trong mặt phẳng đứng theo đường gấp khúc

Ta bố trí các bó cáp tại MC đầu dầm và mặt cắt giữa dầm như sau:



Hình 4.30: Bố trí cáp DƯL



Hình 4.31: Bố trí cáp DUL

Ta có:

*Với mặt cắt giữa nhịp:

Khoảng cách từ trọng tâm cốt thép chịu kéo tới đáy dầm

$$y = \frac{8 \times 6,5 + 8 \times 13 + 8 \times 19,5 + 8 \times 26 + 4 \times 32,5 + 2 \times 39}{38} = 19,159 \text{cm}$$

- Khoảng cách từ trọng tâm mặt cắt tới trọng tâm cốt thép chịu kéo

$$e_{Cl} = y_d - 12,33 = 53,406 \text{cm}$$

*Với mặt cắt gối:

$$y = \frac{6 \times 6,5 + 6 \times 13 + 6 \times 19,5 + 6 \times 26 + 2 \times 32,5 + 2 \times 39 + 2 \times 48 + 2 \times 61 + 2 \times 74 + 2 \times 87 + 2 \times 100}{38} = 33,5 \text{cm}$$

$$e_{Cl} = y_d - 33,5 = 39,06 \text{ cm}$$

4.7.3. Tính các đặc trưng hình học của mặt cắt tính đổi

Hệ số tính đổi từ thép sang bê tông:

$$n = \frac{E_{thép}}{E_{bê tông}} = \frac{197000}{33994,48} = 5,795$$

Với mặt cắt giữa nhịp:

+ Xác định A_{td} : Diện tích mặt cắt tính đổi

$$A_{td} = A_0 + n \cdot A_{ps} = 732444 + 5,795 \cdot 5320 = 763274,15 \text{ mm}^2$$

+ Xác định S_{td} : Mômen tĩnh của mặt cắt tính đổi

Trọng tâm các bó cốt thép: $y = 191,58 \text{ mm}$

$$S_{td} = S_0 + n \cdot A_{ps} \cdot y_{ps} = 531492181 + 5,795 \times 5320 \times 123,3 = 537398504 \text{ mm}^3$$

+ Xác định y^{td}

$$y^{td} = \frac{S_{td}}{A_{td}} = 704,07 \text{ mm}$$

+ Xác định y^l

$$y^l_{td} = h - y^{td} = 1200 - 704,07 = 495,92991 \text{ mm}$$

+ Xác định I_{td} : Mômen quán tính của mặt cắt tính đối

$$I_{td} = I_0 + 5.795 \times 5320 \times (704,07 - 191,58)^2$$

$$I_{td} = 2,509 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

* Đối với các mặt cắt khác (mặt cắt gối) cũng làm tương tự.

Kết quả tính toán thể hiện ở bảng sau:

Tính cho dầm biên

	Đặc trưng	Mặt cắt giữa	Mặt cắt gối	Đơn vị
Mặt cắt tính đối	A	763274.15	978724.15	mm ²
	S	537398504	573922717	mm ³
	y _d	704.07009	586.39885	mm
	y _l	495.92991	613.60115	mm
	I	2.509E+10	2.89E+10	mm ⁴

4.8. TÍNH TOÁN CÁC MẶT MẮT ỨNG SUẤT

Đối với dầm T kéo trước ta có các mặt mắt sau: [TCN 5.9.5]

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR}$$

4.8.1. Mặt mắt do nén ngắn đàn hồi Δf_{pES} [TCN 5.9.5.2.3]

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ct}} f_{cgp}$$

trong đó:

f_{cgp} - tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm của các bó thép ứng suất do lực dự ứng lực khi truyền và tự trọng của bộ phận ở các mặt cắt mômen giữa dầm (MPa)

E_p - môđun đàn hồi của thép dự ứng lực (MPa)

E_{ct} - môđun đàn hồi của bê tông lúc truyền lực (MPa)

$$F_t = 0,70 f_{pu} A_{ps} = 0,7(1860)(5320) \times 10^{-3} = 6927 \text{ kN}$$

$$M_{dg} = 1579,296 \text{ kNm}$$

$$f_{cgp} = -\frac{F_i}{A_g} - \frac{F_i e_{CL}^2}{I_g} + \frac{M_{dg} e_{CL}}{I_g}$$

$$f_{cgp} = -\frac{6,927 \times 10^6}{763274,15} - \frac{6,927 \times 10^6 \times 534^2}{2,509 \times 10^{10}} + \frac{1579,296 \times 10^6 \times 534}{2,509 \times 10^{10}} = -29,6 \text{ MPa}$$

$$E_p = 197000 \text{ MPa}$$

$$E_{ci} = 4800\sqrt{40} = 30360 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{pEP} = \frac{197000}{30360} (29,6) = 192,06 \text{ MPa}$$

4.8.2. Mất mát do tự chùng cáp thép lúc truyền lực

$$\Delta R_{pR1} = \frac{\log(24t)}{40,0} \left(\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0,55 \right) f_{pj}$$

t - thời gian giả định từ lúc căng đến lúc cắt cốt thép = 4 ngày

f_{pj} - ứng suất ban đầu trong bó cốt thép ở cuối giai đoạn căng

- Lập lần đầu:

$$f_{pj} = f_{pt} - \Delta f_{pES} = 0,74(1860) - 146,13 = 1184,34 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 0,9f_{pu} = 0,9(1860) = 1674 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24 \times 4)}{40} \left(\frac{1184,34}{1674} - 0,55 \right) 1184,34 = 9,24 \text{ MPa}$$

Tính lại f_{pj} và Δf_{pR1} :

$$f_{pj} = 1184,34 - 9,24 = 1175,1$$

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24 \times 4)}{40} \left(\frac{1175,1}{1674} - 0,55 \right) 1175,1 = 8,85 \text{ MPa}$$

- Lập lần 2:

$$f_{pj} = f_{pt} - (\Delta f_{pES} + \Delta f_{pR1}) = 0,74(1860) - (192,06 + 8,85) = 1175,49 \text{ MPa}$$

$$F_j = 5320 \times 1175,49 = 6253,6 \text{ kN}$$

$$f_{pgp} = 30,22 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pES} = \frac{197000}{30360} 30,22 = 196,09 \text{ MPa}$$

$$f_{pj} = f_{pt} - (\Delta f_{pES} + \Delta f_{pR1}) = 0,74(1860) - (196,09 + 8,85) = 1171,46 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24 \times 4)}{40} \left(\frac{1171,46}{1674} - 0,55 \right) 1171,46 = 8,69 \text{ MPa}$$

4.8.3. Mất mát do co ngót

$$\Delta f_{pSR} = 117 - 1,03H$$

$$H \text{ là độ ẩm tương đối} = 70\% \rightarrow \Delta f_{pSR} = 117 - 1,03 \times 70 = 44,9 \text{ MPa}$$

4.8.4. Mất mát do từ biến

$$\Delta f_{pCR} = 12 \times f_{cgp} - 7 \times \Delta f_{cdp} = 12 \times 29,6 - 7 \times 8,8 = 293,6 \text{ MPa}$$

4.8.5. Tính gân đúng tổng số mất mát theo thời gian: [TCN 5.9.5.3.1]

$$\Delta_{ip} = 230 \left[1 - 0,15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41PPR$$

trong đó: PPR = 1,0 tỷ lệ dự ứng lực một phần

$$\Delta_{ip} = 230 \left[1 - 0,15 \frac{55 - 41}{41} \right] + 41 = 259,2 \text{ MPa}$$

Đối với tao cáp có độ tự trùng thấp:

$$\Delta_{ip} = 259,2 - 41 = 218,2 \text{ MPa}$$

4.8.6. Tổng mất mát dự ứng suất

$$\Delta f_{pT} = (\text{mất mát ban đầu}) + (\text{mất mát theo thời gian})$$

$$\Delta f_{pT} = (192,06 + 8,69) + 218,2 = 418,95 \text{ MPa}$$

4.9. KIỂM TOÁN THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG ĐỘ I

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.

Trạng thái giới hạn cường độ dùng để kiểm toán các mặt cường độ và ổn định.

4.9.1. Kiểm toán cường độ uốn

Công thức kiểm toán đối với trạng thái giới hạn cường độ I:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Mômen tính toán M_u trạng thái giới hạn cường độ I

$$M_u = \eta \sum \gamma_i M_i$$

Kết quả M_u của dầm giữa được tổng kết trong mục 5.3.3.

Sức kháng uốn tính toán $M_r = \phi M_n$

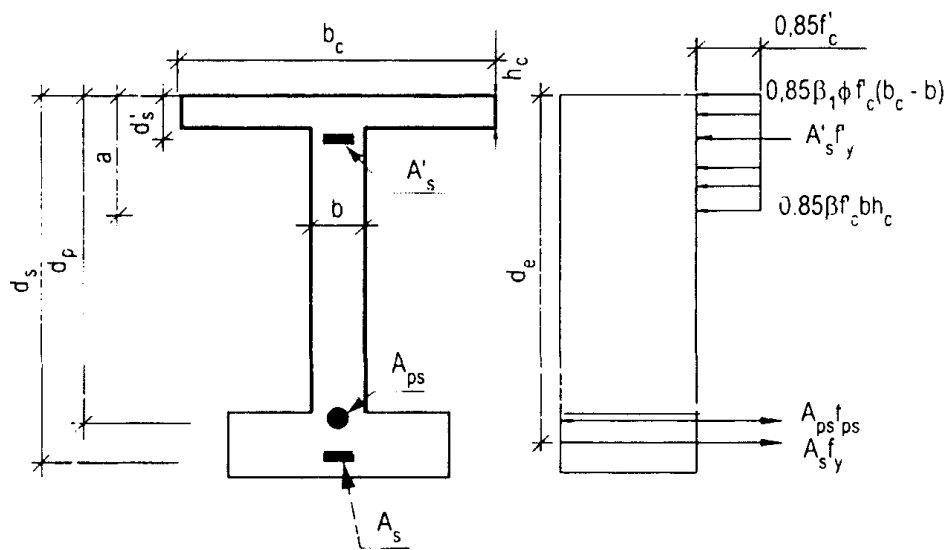
trong đó

ϕ - hệ số kháng uốn được quy định ở TCN 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 (TCN 5.7.3.2))

Phân bố ứng suất theo hình chữ nhật (TCN 5.7.2.2)

Quan hệ tự nhiên giữa ứng suất bê tông chịu nén và ứng biến có thể coi như một khối hình chữ nhật tương đương bằng $0,85 f'_c$ phân bố trên một giới hạn bởi mặt ngoài cùng chịu nén của mặt cắt và đường thẳng song song với trục trung hoà cách thớ chịu nén ngoài cùng một khoảng cách $a = \beta_1 c$. 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.



Công thức tính toán sức kháng uốn (TCN 5.7.3.2.2.1):

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_y \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0,85 \cdot f'_c \cdot (b - b_w) \beta_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

Coi mặt cắt chỉ có cốt thép ứng suất trước chịu lực khi đó:

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + 0,85 \cdot f'_c \cdot (b - b_w) \beta_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

trong đó:

A_{ps} - diện tích thép ứng suất trước (mm^2).

f_{ps} - ứng suất trung bình trong thép ứng suất trước ở sức kháng uốn danh định, tính theo phương trình TCN 5.7.3.1-1 (MPa).

d_p - khoảng cách từ thớ nén ngoài cùng đến trọng tâm cốt thép ứng suất trước (mm).

A_s - diện tích cốt thép chịu kéo không ứng suất trước (mm^2).

f_y - giới hạn chảy quy định của cốt thép (MPa).

d_c - khoảng cách từ thớ nén ngoài cùng đến trọng tâm cốt thép chịu kéo không ứng suất trước (mm).

d'_c - khoảng cách từ thớ nén ngoài cùng đến trọng tâm cốt thép chịu nén không ứng suất trước (mm).

A'_s - diện tích cốt thép chịu nén (mm²).

f_y - giới hạn chảy quy định của cốt thép chịu nén (MPa).

f'_c - cường độ chịu nén quy định của bê tông ở tuổi 28 ngày (MPa).

b - bề rộng của mặt chịu nén của cấu kiện (mm).

b_w - chiều dày của bản bụng (mm).

β_1 - hệ số chuyển đổi biểu đồ ứng suất quy định trong TCN 5.7.2.2:

$$\beta_1 = 0,85 - (12/7)0,05 = 0,764 > 0,65$$

h_f - chiều dày cánh chịu nén của cấu kiện dầm I hoặc T (mm).

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

$a = c\beta_1$ - chiều dày của khối ứng suất tương đương (mm).

Tính toán ứng suất trong thép ứng suất trước ở mức sức kháng uốn danh định (TCN 5.7.3.1)

Đối với cốt thép ứng suất trước dính bám mặt cắt hình chữ T chịu uốn quanh một trục, có ứng suất phân bố như quy định của TCN 5.7.2.2 và f_{pc} (ứng suất có hiệu còn lại trong thép ứng suất trước) $= 0,7428f_{pu} < 0,5f_{pu}$ ứng suất trung bình trong thép ứng suất trước f_{ps} có thể lấy như sau:

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

trong đó:

$$k = 2 \left(1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}}\right) = 2 \left(1,04 - \frac{0,9f_{pu}}{f_{pu}}\right) = 0,28 \quad (\text{TCN 5.7.3.1.1-2})$$

Giới hạn chảy của thép cấp 270 $f_{py} = 0,9f_{pu}$ (TCN 5.4.4.1-1)

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_c f'_y - 0,85\beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0,85\beta_1 f'_c b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (\text{TCN 5.7.3.1.1-3})$$

Sau khi tính được c , nếu $c < h_f$ tức trục trung hoà đi 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 các phương trình trên (5.7.3.1.1-1 đến 5.7.3.2.2-1) trong đó b phải thay bằng b_f .

Công thức xác định c được viết lại:

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_c f'_y}{0,85f'_c \beta_1 b_f + kA_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Trong khuôn khổ ví dụ này chỉ yêu cầu kiểm tra tại 3 mặt cắt: Mặt cắt giữa nhịp, mặt cắt 1/4 nhịp, mặt cắt cách gối 0,8m và có thể cả mặt cắt gối.

4.9.1.1. Xét tại mặt cắt giữa nhịp

Thay số:

$$c = \frac{5320.1860 + 0 - 0 - 0,85.0,764.40.(2400 - 200)211,1}{0,85.45.0,764.20 + 0,28.5320 \frac{1860}{1008,4}} = \frac{-2168574}{3267.039} < 0$$

$c < h$ suy ra trục trung hoà đi 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 các phương trình trên (TCN 5 7.3.1.1-1 đến TCN 5.7.3.2.2-1) trong đó b phải thay bằng b_f .

Công thức xác định c được viết lại:

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_c f'_y}{0,85f'_c \beta_1 b_f + kA_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} = \frac{5320.1860 + 0 - 0}{0,85.40.0,764.2400 + 0,28.5320 \frac{1860}{1008,4}} = 152,02 \text{ mm}$$

$$d_p = h - y = 1200 - 191,6 = 1008,4 \text{ mm}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - k \frac{c}{d_p}\right) = 1860 \cdot \left(1 - 0,28 \cdot \frac{152,02}{1008,4}\right) = 1781,48 \text{ MPa}$$

$$a = \beta_1 c = 0,764.152,02 = 116,146 \text{ mm}$$

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2}\right) = 5320.1860 \cdot \left(1008,4 - \frac{116,146}{2}\right) \cdot 10^{-6} = 9403,884 \text{ kNm}$$

$$M_r = \phi \cdot M_n = 1 \cdot 9403,884 = 9403,884 \text{ kNm} > M_u = 8331,49 \text{ Thỏa mãn}$$

Vậy mặt cắt giữa nhịp thỏa mãn về cường độ.

Xét tại mặt cắt L/4

Tính toán tương tự ta có kết quả:

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_c f'_y}{0,85f'_c \beta_1 b_f + kA_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} = \frac{5320.1860 + 0 - 0}{0,85.40.0,764.2400 + 0,28.5320 \frac{1860}{956,8}} = 151,678 \text{ mm}$$

$$d_p = h - y = 1200 - 243,2 = 956,8 \text{ mm}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - k \frac{c}{d_p}\right) = 1860 \cdot \left(1 - 0,28 \cdot \frac{151,678}{956,8}\right) = 1777,44 \text{ MPa}$$

$$a = \beta \cdot c = 0,764 \cdot 151,678 = 115,882 \text{ mm}$$

$$M_n = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2}\right) = 5320 \cdot 1860 \cdot \left(956,8 - \frac{115,882}{2}\right) \cdot 10^{-6} = 8894,39 \text{ kNm}$$

$$M_r = \phi \cdot M_n = 1 \cdot 8894,39 = 8894,39 \text{ kNm} > M_u = 6413,3 \text{ kNm} \text{ Thỏa mãn}$$

Vậy mặt cắt L/4 thỏa mãn về cường độ.

4.9.1.2. Xét tại mặt cắt cách gối 0,8m

Tính toán tương tự ta có kết quả:

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A'_c f'_y}{0,85 f'_c \beta_1 b_f + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} = \frac{5320 \cdot 1860 + 0 - 0}{0,85 \cdot 40 \cdot 0,764 \cdot 2400 + 0,28 \cdot 5320 \cdot \frac{1860}{908}} = 151,32 \text{ mm}$$

$$d_p = h - y = 1200 - 292 = 908 \text{ mm}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - k \frac{c}{d_p}\right) = 1860 \cdot \left(1 - 0,28 \cdot \frac{151,32}{908}\right) = 1773,21 \text{ MPa}$$

$$a = \beta \cdot c = 0,764 \cdot 151,32 = 115,606 \text{ mm}$$

$$M_n = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2}\right) = 5320 \cdot 1860 \cdot \left(908 - \frac{115,606}{2}\right) \cdot 10^{-6} = 8412,87 \text{ kNm}$$

$$M_r = \phi \cdot M_n = 1 \cdot 8412,87 = 8412,87 \text{ kNm} > M_u = 924,168 \text{ kNm} \text{ Thỏa mãn}$$

Vậy mặt cắt cách gối 0,8m thỏa mãn về cường độ.

4.9.2. Kiểm tra hàm lượng cốt thép ứng suất trước

+ Lượng cốt thép tối đa (TCN 5.7.3.3.1)

Phải thỏa mãn điều kiện $\frac{c}{d_c} \leq 0,42$

$$d_c = d_p = 1008,4 \text{ mm (do coi } A_s = 0 \text{ (TCN 5.7.3.3.1-2))}$$

c - khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trục TH, c = 152,02 mm

$$\frac{c}{d_c} = \frac{152,02}{1008,4} = 0,150754 < 0,42 \text{ Thỏa mãn}$$

Vậy mặt cắt giữa nhịp thỏa mãn về hàm lượng thép tối đa.

+ Lượng cốt thép tối thiểu (TCN 5.7.3.3.2)

$$M_r > \min(1,2M_{cr}, 1,33M_u)$$

trong đó: M_{cr} - sức kháng nứt được xác định trên cơ sở phân bố ứng suất đàn hồi và cường độ chịu kéo khi uốn, f_r (TCN 5.4.2.6):

$$f_r = 0,63\sqrt{f'_c} = 3,984 \text{ MPa}$$

Trong trạng thái giới hạn sử dụng, ứng suất kéo trong bê tông ở đáy dầm do các loại tải trọng là:

$$f = \frac{(M_{DC1} + M_{DC2} + M_{DUW} + M_{LL+IM})y_2^d}{I_{td}} - \frac{P_j}{A_0} - \frac{(P_j e)y_0^d}{I_0} + \frac{M_{ttbl} y_0^d}{I_0}$$

trong đó: $P_j = A_{ps} \cdot (0,8f_{py} - \sum \text{matmat}) = 5320 \cdot (1336 - 539,25) = 4238710 \text{ MPa} \cdot \text{mm}^2$

Thay vào ta được $f = 2,832 \text{ MPa}$

Như vậy M_{cr} là mômen gây thêm cho dầm để ứng suất thớ dưới của bê tông đạt đến ứng suất kéo:

$$\frac{M_{cr} \cdot y_2^d}{I_{td}} 10^6 = f_r - f = 3,984 - 2,832 = 1,152 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = \frac{1,152 \times 2,509 \times 10^{10} \times 10^{-6}}{704,07009} = 410,056 \text{ kNm}$$

Vậy $\min(1,2M_{cr}; 1,33M_u) = \min(492,67; 11080,56) = 492,67 \text{ kNm}$

$\Rightarrow M_r > 492,67 \text{ kNm}$ Thỏa mãn

Vậy mặt cắt giữa nhịp thỏa mãn về hàm lượng thép tối thiểu

4.9.3. Tính cốt đai và kiểm toán cắt ở trạng thái giới hạn Cường độ 1

Công thức tính sức kháng cắt:

$$V_r = \phi V_N$$

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 trong TCN 5.8.3.3

Sức kháng cắt danh định phải được xác định bằng trị số nhỏ hơn của:

$$V_n = \min \begin{cases} V_{n1} = V_c + V_s + V_p \\ V_{n2} = 0,25f'_c b_v d_v + V_p \end{cases}$$

trong đó:

Do bỏ qua cốt thép thường . $V_s = 0$

$V_c = 0,083\beta \sqrt{f'_c} b_v d_v$: Lực cắt do bê tông

V_p - thành phần lực ứng suất trước có hiệu trên hướng lực cắt tác dụng là dương nếu ngược chiều với lực cắt (N) $V_p = (Pe)\sin\alpha$ (α góc hợp bởi phương nằm ngang và hướng cáp),

$V_p > 0$ nếu ngược chiều với lực cắt.

ở đây: Lực cắt ở gần gối là lớn nhất nên ta chỉ cần duyệt cho mặt cắt này.

α - góc nghiêng của cốt thép ngang đối với phương trục dọc = 90°

b_v - bề rộng bụng có hiệu $b_v = 400$ mm

d_v - chiều cao chịu cắt có hiệu được lấy bằng cự ly đo thẳng góc với trục trung hoà giữa hợp kéo do uốn (d'), nhưng không lấy ít hơn trị số lớn hơn của $0,9d$ và $0,72h$

Mặt cắt	$d_p - a/2$	$0,9d_p$ (cm)	$0,72h$	d_v (cm)
0,8m	85,02	81,72	86,4	86,4
L/4	89,885	86,112	86,4	89,885
L/2	89,925	90,756	86,4	90,756

S - cự ly cốt thép đai (mm)

Cự ly cốt thép ngang không được vượt quá trị số sau:

$$\text{Nếu } V_u < 0,1 f'_c b_v d_v : \quad s \leq 0,8d_v \leq 600\text{mm} \quad (\text{TCN 5.8.2.7-1})$$

$$\text{Nếu } V_u \geq 0,1 f'_c b_v d_v \text{ thì:} \quad s \leq 0,4d_v \leq 300 \text{ mm} \quad (\text{TCN 5.8.2.7-2})$$

$$\text{Có } 0,1 f'_c \cdot b_v \cdot d_v = 0,1 \cdot 14 \cdot 400 \cdot 864 \cdot 10^{-3} = 1382,4 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \text{chọn } s \leq 0,8d_v = 0,8 \cdot 864 = 691,2 \leq 600 \Rightarrow s \leq 600\text{mm}$$

Chọn $s = 120$ mm

A_v - diện tích cốt thép chịu cắt trong cự ly S (mm^2) $A_v = 2 A_s$ (đai 2 nhánh)

$$A_v = 2 \times \text{PI}() \times 1,4^{3/4} = 3,079 \text{ cm}^2.$$

β - hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo truyền lực kéo tra bảng 5.8.3.4.2

Tuy nhiên trong khuôn khổ của ví dụ này có thể cho luôn $\beta = 2, \theta = 45^\circ$

+ Xác định V_p :

$$V_p = A_{ps} \cdot f_p \sum_{i=1}^6 \sin \gamma_i$$

trong đó:

A_{ps} - diện tích các tao cáp

$$A_{ps} = 5320 \text{ (mm}^2\text{)}.$$

f_p - ứng suất trong cáp sau mất mát, giá trị ứng với mỗi mặt cắt.

$$P_j = A_{ps} \cdot (0,8 f_{py} - \sum \text{matmat})$$

M/c	P_j (MPa.m ²)
0,8	3,769
L/4	3,660
L/2	3,820

γ_1 - góc lệch của cáp i so với phương ngang:

M/c	Bó 1 (siny)	Bó 2 (siny)	Bó 3 (siny)	Bó 4 (siny)	Bó 5 (siny)	Bó 6 (siny)	Σ siny
0,8	0,1280	0,0900	0,0515	0,0129	0,0129	0,0129	0,3082
L/4	0,1215	0,0853	0,0489	0,0122	0,0122	0,0122	0,2924
L/2	0,0644	0,0451	0,0258	0,0002	0,0002	0,0002	0,1359

Thay các giá trị vào công thức tính V_p ta được:

M/c	P_j (MPa, m ²)	V_p (kN)
0,8	3,769	7,540
L/4	3,660	6,825
L/2	3,820	3,223

Bảng duyệt:

M/c	V_p (kN)	V_c	$0,25 f'_c \cdot bv \cdot dv$	V_s (kN)	V_{n1} (kN)	V_{n2} (kN)	Min (V_{n1}, V_{n2})
0,8	7,540	16,850	4608,0	1241,356	1425,85	4723,62	1425,85
L/4	6,825	9,542	2381,4	1283,058	1386,031	3215,521	1386,031
L/2	3,223	10,256	2570,4	1384,888	1420,123	3325,562	1420,123

$0,9 \text{Min}(V_{n1}, V_{n2})$	V_r (kN)	Kết luận
1283,265	1123,25	thoả mãn
1247,428	865,235	thoả mãn
1278,110	245,124	thoả mãn

4.10. KIỂM TOÁN DẦM THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG

Các vấn đề phải kiểm tra theo trạng thái giới hạn sử dụng của bê tông ứng suất trước là ứng suất trong bê tông (TCN 5.9.4), biến dạng (độ võng)

4.10.1. Các giới hạn ứng suất trong bê tông

Ứng suất trong bê tông được tính ở trạng thái giới hạn sử dụng

Các giới hạn đối với các mức ứng suất trong bê tông khi tính toán cường độ bê tông yêu cầu (TCN 5.9.4.2) là:

+ Lúc căng kéo

Giới hạn ứng suất kéo: $0,25\sqrt{f'_{ci}} = 1 = 0,25\sqrt{40} = 1,581 > 1,38$ MPa

=> giới hạn ứng suất kéo 1,38 MPa (5.9.4.1.2-1)

$$f_{DC1} + f_{PSI} \leq 1,38 \text{ MPa}$$

Giới hạn ứng suất nén: $0,55 \cdot f'_{ci} = 0,55 \cdot 34 = 18,7 \text{ MPa}$

$$f_{DC1} + f_{PSI} \geq 20,4 \text{ MPa}$$

Lúc căng kéo chỉ có tải trọng DC_1 và lực do ứng suất trước

+ Lúc khai thác sau các mất mát

Giới hạn ứng suất kéo trong bê tông là

$$0,5\sqrt{f'_c} = 0,5\sqrt{40} = 3,162 \text{ MPa} \quad (\text{TCN 5.9.4.2.2-1})$$

$$f_{DC1} + f_{DC2} + f_{DW} + f_{LL+IM} + f_{DN} + f_{PSF} \leq 0,5\sqrt{f'_c} = 3,162 \text{ MPa}$$

Giới hạn ứng suất nén trong bê tông (TCN 5.9.4.2.1-1)

* Do DUL và các tải trọng thường xuyên:

$$0,45 f'_c = 0,45 \cdot 40 = 18 \text{ MPa}$$

$$f_{DC1} + f_{DC2} + f_{DUW} + f_{PSF} \geq -18 \text{ MPa}$$

* Do tổng DUL hữu hiệu, tải trọng thường xuyên, các tải trọng nhất thời, và tải trọng tác dụng khi vận chuyển và bốc xếp:

$$0,6 f'_c = 0,6 \cdot 40 = 24 \text{ MPa}$$

$$f_{DC1} + f_{DC2} + f_{DUW} + f_{LL+DM} + f_{DN} + f_{PSF} \geq -24 \text{ MPa}$$

4.10.2. Tính toán các ứng suất mép trên (nén là âm)

4.10.2.1. Xét lúc căng kéo

Ứng suất do lực DUL:

$$f_{DUL} = -\frac{P_i}{A_0} + \frac{P_i \cdot e \cdot y_0^1}{I_0}$$

Do tự trọng bản thân:

$$f_{tbt} = -\frac{M_{tbt} \cdot y_0^1}{I_0}$$

trong đó: $P_i = A_{pu} \cdot (0,8f_{pu} - \Sigma f_{\text{mất mát}})$ với $f_{\text{mất mát}} = \Delta f_{pT} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES}$

4.10.2.2. Xét lúc khai thác

Ứng suất do lực DUL:

$$f_{DUL} = -\frac{P_i}{A_0} + \frac{P_i \cdot e \cdot y_0^1}{I_0}$$

Do tải trọng bản thân:
$$f_{ttbt} = -\frac{M_{ttbt} \cdot y_0^t}{I_0}$$

trong đó: $P_i = A_{pa} \cdot (0,8f_{pu} - \Sigma f_{m\grave{a}t\ m\grave{a}t})$ với $f_{m\grave{a}t\ m\grave{a}t} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta_{pCR} + \Delta_{pSR} + \Delta_{pR}$

Do tĩnh tải giai đoạn một:
$$f_{DC1} = -\frac{M_{DC1} y_1^t}{I_1}$$

trong đó: $M_{DC1} = (g_{DC1(bmc)} + g_{DC1(d\grave{o})} + g_{DC1(dn)}) \cdot \omega_m$

Do tĩnh tải giai đoạn hai:
$$f_{DC1} = -\frac{(M_{DC1} + M_{DUW}) y^t}{I_{td}}$$

trong đó: $M_{DC1} = (g_{DC2(lan\ can)} + g_{DW}) \cdot \omega_m$

Do hoạt tải:
$$f_{LL+IM} = -\frac{M_{LL+IM} y_2^t}{I_2}$$

4.10.3. Tính toán các ứng suất mép dưới (nén là âm)

4.10.3.1. Xét lúc căng kéo

Ứng suất do lực DUL:
$$f_{DUL} = -\frac{P_i}{A_0} - \frac{P_i \cdot e \cdot y_0^t}{I_0}$$

Do tự trọng bản thân:
$$f_{ttbt} = \frac{M_{ttbt} \cdot y_0^d}{I_0}$$

trong đó $P_i = A_{pa} \cdot (0,8f_{pu} - \Sigma \Delta f_{m\grave{a}t\ m\grave{a}t})$ với $\Delta f_{m\grave{a}t\ m\grave{a}t} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES}$

4.10.3.2. Xét lúc khai thác

Ứng suất do lực DUL:
$$f_{DUL} = -\frac{P_i}{A_0} - \frac{P_i \cdot e \cdot y_0^d}{I_0}$$

Do tự trọng bản thân:
$$f_{ttbt} = -\frac{M_{ttbt} \cdot y_0^d}{I_0}$$

trong đó: $P_i = A_{pa} \cdot (0,8f_{pu} - \Sigma \Delta f_{m\grave{a}t\ m\grave{a}t})$ với $\Delta f_{m\grave{a}t\ m\grave{a}t} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta_{pCR} + \Delta_{pSR} + \Delta_{pR}$

Do tĩnh tải giai đoạn một:
$$f_{DC1} = \frac{M_{DC1} y_0^d}{I_0}$$

trong đó: $M_{DC1} = (g_{DC1(bmc)} + g_{DC1(d\grave{o})} + g_{DC1(dn)}) \cdot \omega_m$

Do tĩnh tải giai đoạn hai:
$$f_{DC1} = \frac{(M_{DC1} + M_{DUW}) y^d}{I_{td}}$$

trong đó: $M_{DC1} = (g_{DC2(lan\ can)} + g_{DW}) \cdot \omega_m$

Do hoạt tải:
$$f_{LL+IM} = \frac{M_{LL+IM} y^d}{I_{td}}$$

Các số liệu:

$$e = y_0^d - y_{ps}; y_{ps}: \text{ xem bảng 9.1.1}$$

$$I_0, I_1, I_2, y_0^d, y_0^l, y_1^d, y_1^l, y_2^d, y_2^l: \text{ xem bảng 8.3}$$

$$g_{DC1(dc)}, g_{DC1(bmc)}, g_{DC1(dn)}, g_{DC1(d\ddot{o})}, g_{DC2(\text{lan can})}, g_{DW}: \text{ xem bảng 5.1}$$

ω_m - diện tích đường ảnh hưởng mômen tại mặt cắt phải tính. Xem phần 4.3

$$M_{LL+IM} - \text{ xem bảng 5.3.3.1; bảng 5.3.3.2}$$

Thay số liệu vào các công thức trên, kiểm toán giới hạn ứng suất cho ở trên trong bảng sau:

+ Lúc căng kéo

	MC gối	MC 0.8	MC L/4	MC L/2	
$P_i =$	5146302	5146302	5146302	5146302	MPa.mm ²
$e =$	98,830	177,1612	403,835	498,394	mm
$M_{ttbt} =$	0	103,2445	513,786	658,7104	kNm
ƯS thớ trên	-3,74356	-4,78749	0,28059	2,66392	MPa
Kết luận	Đạt	Đạt	Đạt	Đạt	
ƯS thớ dưới	-10,263	-15,837	-21,545	-22,250	MPa
Kết luận	Đạt	Đạt	Đạt	Đạt	

+ Lúc khai thác

	3873844,091	3742382	3763992	3741404	MPa.mm ²
$P_i =$	3873844,091	3742382	3763992	3741404	MPa.mm ²
$e =$	98,830	177,161	403,835	498,394	Mm
M_{ttbt}	0	103,244	513,786	658,710	kNm
M_1	0	128,811	641,014	821,8251	kNm
M_2	0	308,586	1962,61	2624,957	kNm
ƯS thớ trên	-2,818	-5,106	-8,6276	-9,355	MPa
Kết luận	Đạt	Đạt	Đạt	Đạt	
ƯS thớ dưới	-7,72540	-9,02452	-1,4745	1,31184	MPa
Kết luận	Đạt	Đạt	Đạt	Đạt	

4.11. TÍNH ĐỘ VỒNG CẦU

4.11.1. Tính độ võng do dự ứng lực

$$\Delta_{pi} = \left(\frac{e_c}{8} - \frac{\beta^2}{6} (e_c - e_e) \right) \frac{F_1 L}{EI}$$

$$\text{với } \beta = 0,333$$

$$EI = 8,53 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2$$

$$\rightarrow \Delta_{pi} = 62,5 \text{ mm } \uparrow$$

4.11.2. Tính độ võng do tải trọng thường xuyên (tĩnh tải)

4.11.2.1. Độ võng do trọng lượng bản thân dầm

Tiết diện để tính là mặt cắt giản yếu

$$I = 1,062474 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4 \text{ (xem mục 4 phần mặt cắt tính đối)}$$

$$E = 33994,48 \text{ MPa (xem phần 4.6)}$$

$$EI = 3,61 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2$$

$$\Delta_{gi} = \frac{5}{384} \frac{g_{DC(dc)} \cdot L^4}{EI} = \frac{5}{384} \frac{20,23 \cdot 24,4^4}{3,61 \cdot 10^6} = 0,02587 \text{ m} = 25,87 \text{ mm} \downarrow$$

trong đó: $g_{DC(dc)} = 20,23 \text{ kN/m}$ xem bảng 2.1

4.11.2.2. Độ võng do trọng lượng bản mặt cầu, dầm ngang, tấm đỡ, lớp phủ, lan can

Tiết diện để tính là mặt cắt tính đối

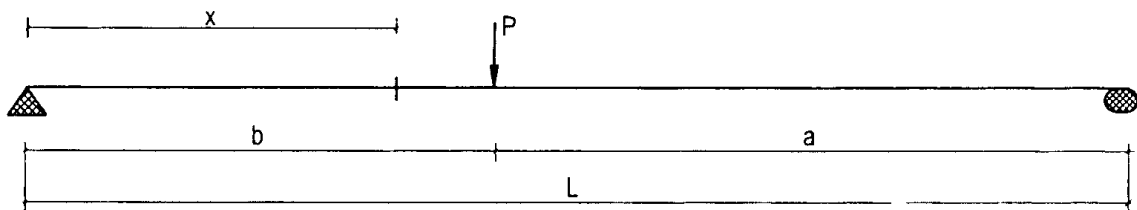
$$EI = 8,53 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2$$

$$\begin{aligned} \Delta_{gi} &= \frac{5}{384} \frac{(g_{DCI(dc)} + g_{DCI(bmc)} + g_{DCI(do)} + g_{DC2(lan\ can)} + g_{DW}) \cdot L^4}{EI} \\ &= \frac{5}{384} \frac{(10,736 + 1,23 + 2,92 + 4,564 + 3,713) \cdot 24,4^4}{8,53 \cdot 10^6} \\ &= 0,01253 \text{ m} = 12,53 \text{ mm} \downarrow \end{aligned}$$

trong đó: $g_{DCI(dc)}$, $g_{DCI(bmc)}$, $g_{DCI(d\ddot{o})}$, $g_{DC2(lan\ can)}$, g_{DW} xem bảng 2.1

như vậy độ võng còn dư 24,1 mm

4.11.3. Tính độ võng tức thời do hoạt tải có xét lực xung kích



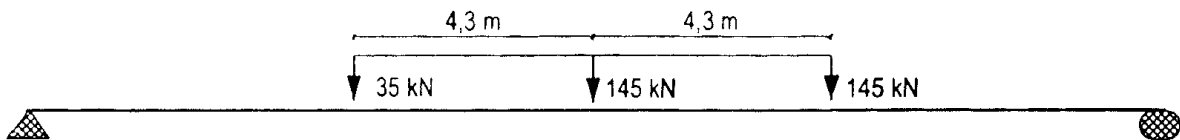
+ Độ võng tính cho dầm giản đơn: Độ võng tại mặt cắt x do lực tập trung P đặt cách 2 đầu dầm a và b:

$$\Delta_x = \frac{P \cdot b \cdot x}{6 \cdot E \cdot I \cdot L} (L^2 - b^2 - x^2) \quad (x < a)$$

$$\text{Với } x = L/2 \quad \Delta_x = \frac{P \cdot L^3}{48EI}$$

+ Độ võng giữa dầm do xe tải HL-93 ($x = 12,2 \text{ m}$)

Sơ đồ đặt tải tính độ võng:



Tiết diện để tính độ võng là toàn bộ mặt cắt ngang của cầu:

$$EI = 8,53 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2$$

Trục 35 kN: $x = 12,2\text{m}$, $a = 16,5\text{m}$, $b = 7,9\text{m}$

$$\Delta_x^{35} = \frac{35 \cdot 7,9 \cdot 12,2 \cdot 2}{6,8 \cdot 53 \cdot 10^6 \cdot 24,4} (24,4^2 - 7,9^2 - 12,2^2) = 0,0010375 \text{ m} = 1,0375 \text{ mm}$$

Trục 145 kN: $x = 12,2\text{m}$, $a = 12,2\text{m}$, $b = 12,2\text{m}$

$$\Delta_x^{145} = \frac{145 \cdot 24,4^3}{48 \cdot 8,53 \cdot 10^6} = 0,005 \text{ m} = 5 \text{ mm}$$

Trục 145 kN: $x = 12,2\text{m}$, $a = 7,9\text{m}$, $b = 16,5\text{m}$

$$\Delta_x^{145} = \frac{145 \cdot 16,5 \cdot 12,2 \cdot 2}{6,8 \cdot 53 \cdot 10^6 \cdot 24,4} (24,4^2 - 16,5^2 - 12,2^2) = 0,00407 \text{ m} = 4,04 \text{ mm}$$

Tổng độ võng do hoạt tải: $\Delta_{LL+IM} = (1,0375 + 5 + 4,04) \cdot 1,25 = 10,0775 \text{ mm} \downarrow$

$$\text{Độ võng cho phép } \Delta = \frac{I_s}{800} = \frac{20400}{800} = 25,5 \text{ mm}$$

Vậy độ võng do hoạt tải đạt yêu cầu

4.12. TÍNH TOÁN DẦM NGANG (Tham khảo)

- Toàn cầu có 20 dầm ngang, tựa trên 5 dầm chủ, sơ đồ là dầm liên tục nhiều nhịp kê trên dầm chủ, ta tính toán trên dầm giản đơn sau đó xét đến tính liên tục

4.12.1. Nội lực do tải trọng cục bộ (hoạt tải) gây ra

Chiều dài nhịp tính toán dầm ngang $l_n = 2,4\text{m}$

Tính áp lực do 1 bánh xe:

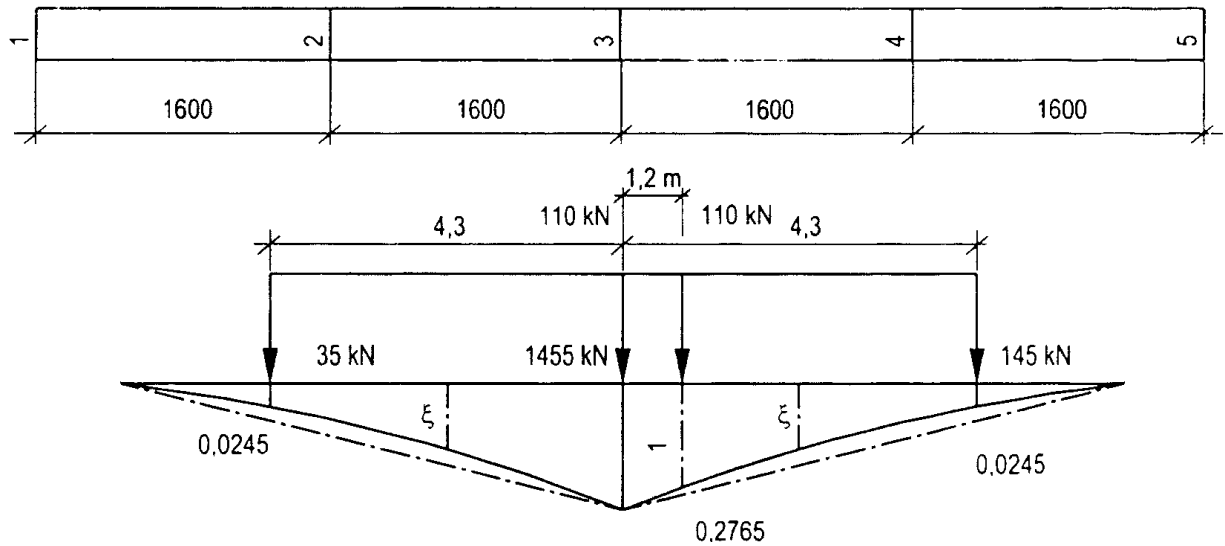
$$A_i = \frac{1}{2} \cdot \sum P_i \cdot y_i$$

P_i - áp lực 1 trục bánh xe

y_i - tung độ đường ảnh hưởng

Tính dầm ngang số 2

$$l_1 = 6,1 \text{ m}; l_2 = 2,4 \text{ m}$$



$$\xi = 0,5 \times \frac{l_2^3}{l_1^3 + l_2^3} = 0,5 \times \frac{2,4^3}{6,1^3 + 2,4^3} = 0,0287$$

(khi tính coi như đường gãy khúc)

- Mômen do tải trọng cục bộ M'_r sẽ được tính bằng cách xếp A_i lên đường ảnh hưởng, sau đó nhân với các hệ số xét đến tính liên tục

- Mômen tính toán trong dầm ngang nhiều nhịp do xe tải HL-93 và xe 2 trục

+ Ở giữa nhịp:

$$\text{Max } M'_{0,5} = \gamma \cdot 0,7 \cdot M_0;$$

$$\text{Min } M'_{0,5} = -\gamma \cdot 0,3 \cdot M_0 \text{ (trong đó } \gamma = 1,75)$$

+ Tại các gối giữa:

$$\text{Max } M'_{\text{gối}} = \gamma \cdot 0,2 \cdot M_0;$$

$$\text{Min } M'_{\text{gối}} = -\gamma \cdot 0,9 \cdot M_0$$

$$M_0 = (1 + \mu) \cdot A \cdot z_i$$

- Lực cắt:

$$+ \text{ Ở mặt cắt gối } Q'_{\text{gối}} = \gamma \cdot 1,15 \cdot Q_0^{\text{gối}}$$

+ Ở mặt cắt giữa nhịp:

$$Q'_{0,5} = \gamma \cdot 1,15 \cdot Q_0^{0,5}$$

$$Q_0 = (1 + \mu) \cdot A \cdot z_i$$

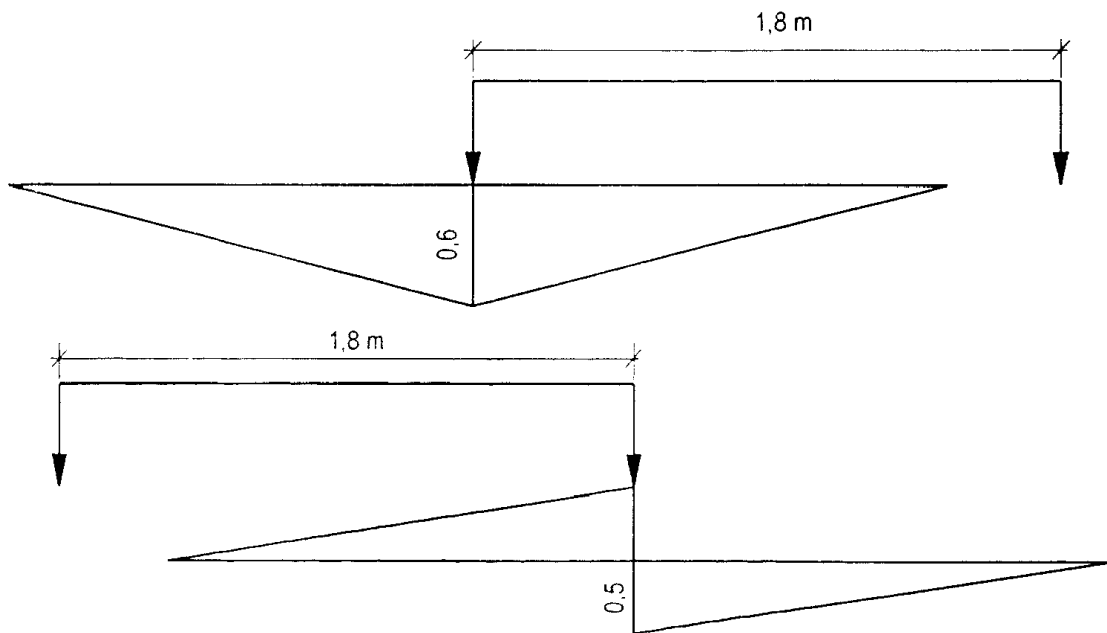
a- Khi đặt xe tải HL-93 (nội suy các y_i)

$$A = \frac{1}{2} \cdot (145 \cdot 1 + 145 \cdot 0,0245 + 45 \cdot 0,0245) = 74,8275 \text{ kN}$$

$$M_0 = 1,25 \cdot 74,8275 \cdot 0,6 = 56,12 \text{ kNm}$$

$$Q_0^{g\ddot{o}i} = 1,25 \cdot 74,8275 \cdot (1+0,28) = 119,724 \text{ kN}$$

$$Q_0^{0,5} = 1,25 \cdot 74,8275 \cdot 0,5 = 46,77 \text{ kN}$$

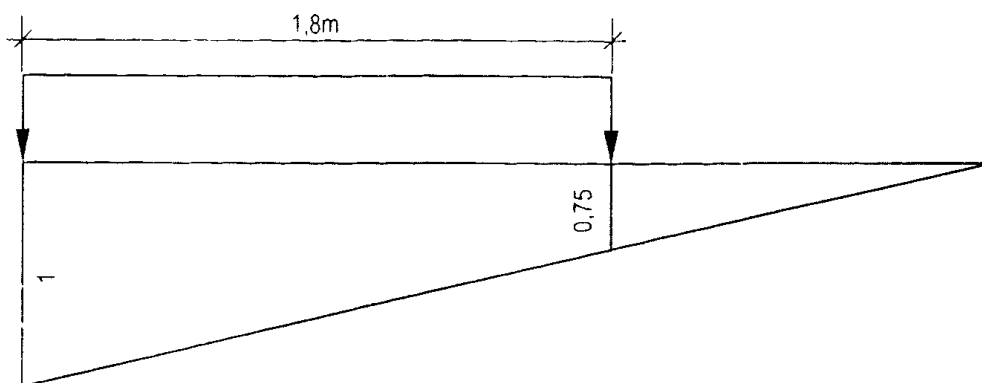


$$\text{Max } M_0^{g\ddot{o}i} = 1,75 \cdot 0,2 \cdot 56,12 = 19,6422 \text{ kNm}$$

$$\text{Min } M_0^{g\ddot{o}i} = -1,75 \cdot 0,9 \cdot 56,12 = -88,39 \text{ kNm}$$

$$\text{Max } M'_{0,5} = 1,75 \cdot 0,7 \cdot 56,12 = 68,75 \text{ kNm}$$

$$\text{Min } M'_{0,5} = -1,75 \cdot 0,3 \cdot 57,225 = -29,463 \text{ kNm}$$



$$Q'_{g\ddot{o}i} = 1,75 \cdot 1,15 \cdot 119,724 = 240,944 \text{ kN}$$

$$Q'_{0,5} = 1,75 \cdot 1 \cdot 6 \cdot 46,77 = 130,948 \text{ kN}$$

b- Khi đặt xe hai trục (nội suy các y_1)

$$A = \frac{1}{2} \cdot (110 \cdot 1 + 110 \cdot 0,2765) = 70,2075 \text{ kN}$$

$$M_0 = 1,25 \cdot 70,2075 \cdot 0,6 = 52,6556 \text{ kNm}$$

$$Q_{0}^{g\ddot{o}i} = 1,25.70,2075.(1+0,28) = 112,332 \text{ kN}$$

$$Q_{0}^{0,5} = 1,25.70,2075.0,5 = 43,879 \text{ kN}$$

$$\text{Max } M'_{g\ddot{o}i} = 1,75.0,2.52,6556 = 18,429 \text{ kNm}$$

$$\text{Min } M'_{g\ddot{o}i} = -1,75.0,9.52,6556 = -82,932 \text{ kNm}$$

$$\text{Max } M'_{0,5} = 1,75.0,7.52,6556 = 64,503 \text{ kNm}$$

$$\text{Min } M'_{0,5} = -1,75.0,3.52,6556 = -27,644 \text{ kNm}$$

$$Q'_{g\ddot{o}i} = 1,75.1,15.112,322 = 226,048 \text{ kN}$$

$$Q'_{0,5} = 1,75.1,6.43,879 = 122,8612 \text{ kN}$$

4.12.2. Nội lực do tĩnh tải dầm ngang

Hoàn toàn tương tự ta xác định nội lực do tĩnh tải do trọng lượng bản thân dầm ngang gây ra

$$M_{\text{max}} = 72,68 \text{ kNm}$$

$$Q_{\text{max}} = 120 \text{ kN}$$

4.12.3. Duyệt dầm ngang

So sánh các giá trị lực ở trên ta có cặp nội lực dùng để tính duyệt là:

$$M_{\text{max}} = 156.845 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{min}} = -137.372 \text{ kN.m}$$

$$Q_{\text{max}} = 259.345 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{min}} = -137.372 \text{ kN}$$

4.12.3.1. Vật liệu cho dầm ngang

+ Bê tông dầm ngang

$$f_c = 40 \text{ MPa cường độ nén quy định ở tuổi 28 ngày}$$

$$E_c = 33994,48 \text{ MPa}$$

+ Cốt thép

$$f_y = 420 \text{ MPa giới hạn chảy tối thiểu quy định của thanh cốt thép}$$

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

4.12.3.2. Tính toán cốt thép chịu lực

+ Lớp bảo vệ

Theo bảng 5.12.3-1

$$\text{Mép trên bản: } a = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Mép dưới bản: } a = 25 \text{ mm}$$

+ Sức kháng uốn của bản

$$M_r = \phi M_n$$

ϕ - hệ số sức kháng quy định theo TCN 5.5.4.2.1 $\phi = 0,9$ đối với trạng thái giới hạn cường độ I (cho BTCT thường)

M_r - sức kháng uốn tính toán

M_n - sức kháng uốn danh định

Đối với cấu kiện chịu uốn khi sự phân bố ứng suất gần đúng theo hình chữ nhật như quy định của TCN 5.7.2.2 thì M_n xác định (TCN 5.7.3.2.3):

$$M_n = a_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_y \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0,85 f'_c (b - b_w) \beta_1 h_r \left(\frac{a}{2} - \frac{h_r}{2} \right)$$

Vì không có cốt thép ứng suất trước, $b = b_w$ và coi $A'_s = 0$

$$\rightarrow M_n = A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

trong đó:

A_s - diện tích cốt thép chịu kéo không ứng suất trước (mm^2)

f_y - giới hạn chảy quy định của cốt thép (MPa).

d_s - khoảng cách tải trọng từ thớ nén ngoài cùng đến trọng tâm cốt thép chịu kéo không ứng suất trước (mm)

A'_s - diện tích cốt thép chịu nén (mm^2)

f'_y - giới hạn chảy quy định của cốt thép chịu nén (MPa).

d'_p - khoảng cách từ thớ ngoài cùng chịu nén đến trọng tâm cốt thép chịu nén (mm)

f'_c - cường độ chịu nén quy định của bê tông ở tuổi 28 ngày (MPa)

b - bề rộng của mặt chịu nén của cấu kiện (mm)

b_w - chiều dày của bản bụng hoặc mặt cắt tròn (mm)

β_1 - hệ số chuyển đổi biểu đồ ứng suất quy định trong TCN 5.7.2.2

h_r - chiều dày cánh chịu nén của cấu kiện dầm I hoặc T (mm)

$a = c\beta_1$ - chiều dày của khối ứng suất tương đương (mm) (theo TCN 5.7.2.2)

$$a = c\beta_1 = \frac{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0,85 f'_c \beta_1 b_w} \beta_1 = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b}$$

Theo trạng thái giới hạn cường độ I, cốt thép phải bố trí sao cho mặt cắt đủ khả năng chịu lực

Ta chọn trước số thanh rồi kiểm toán cường độ

+ Tính toán bố trí cốt thép chịu mômen dương:

Bố trí 8 thanh cốt thép $\phi 18$

$$\Rightarrow \text{Diện tích cốt thép } A_s = 8 \cdot \frac{3,1416 \cdot 18^2}{4} = 2035,757 \text{ mm}^2$$

$$d_p = h - 25 - 5.18 = 1150 - 25 - 90 = 1035 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - (12/7)0.05 = 0.764 > 0.65$$

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \beta_1 b_f} = \frac{2035,757.420}{0,85.40.0,764.200} = 164.578 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 c = 0,764.164,578 = 125,74 \text{ mm}$$

$$M_n = A_s f_s \left(d_p - \frac{a}{2} \right) = 2035,757.420 \cdot \left(1035 - \frac{125,74}{2} \right) \cdot 10^{-6} = 831,2 \text{ kN.m}$$

$$M_r = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 831,2 = 748 \text{ kNm} > M_u = 156,845 \text{ kN.m}$$
 Thoả mãn

Vậy mặt cắt thoả mãn về cường độ.

+ Kiểm tra lượng cốt thép tối đa (TCN 5.7.3.3.1)

Phải thoả mãn điều kiện $\frac{c}{d_c} \leq 0,42$

$$d_c = d_p = 1035 \text{ mm (do coi } A_{ps} = 0 \text{ (TCN 5.7.3.3.1-2))}$$

c - khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trục trung hoà, $c = 164.578$

$$\frac{c}{d_c} = \frac{164,578}{1035} = 0,156 < 0,42 \text{ Thoả mãn}$$

Vậy mặt cắt giữa nhịp thoả mãn về hàm lượng thép tối đa.

+ Kiểm tra hàm lượng cốt thép tối thiểu:

Với bản không có thép DƯỠ ta có công thức kiểm tra là: (theo TCN 5.7.3.3.2)

$$\rho_{\min} \geq 0.03 \frac{f'_c}{f_y}$$

trong đó:

f'_c - sức kháng bê tông quy định (MPa)

f_y - sức kháng chảy dẻo của cốt thép chịu kéo (MPa)

ρ_{\min} - tỷ lệ giữa thép chịu kéo và diện tích nguyên

$$\rho_{\min} = \frac{A_s}{bd_s} = \frac{2035,758}{200.1035} = 0,00983$$

$$0,03 \frac{f'_c}{f_y} = 0,03 \frac{40}{420} = 0,00286$$

Vậy thoả mãn !

+ Tính toán bố trí thép chịu mômen âm.

Mômen tính toán. $M = 137,372 \text{ kN.m}$

Tính toán và bố trí tương tự như với cốt thép chịu mômen dương ta cũng có lượng cốt thép cần thiết là 8 thanh $\phi 18$.

Chương 5

VÍ DỤ TÍNH TOÁN THIẾT KẾ DẦM SUPER T BÊTÔNG CỐT THÉP DỰ ỨNG LỰC

Chương trình thiết kế dầm Super T. Quy ước sử dụng:

+ Nhập số liệu vào các ô sẫm màu.

+ Di chuyển đến phần tính duyệt nếu tất cả các mục đều hiện "Đạt" là thiết kế thỏa mãn. Nếu hiện "Không đạt" thì cần thay đổi số liệu đầu vào (kích thước dầm, đặc trưng vật liệu...). Tuy nhiên nếu các giá trị nội lực, ứng suất quá nhỏ so với các giá trị giới hạn thì cần thay đổi số liệu để có một thiết kế tối ưu.

+ Một số ký hiệu trong bản tính MathCad:

- Gán giá trị: ':=' VD: $L := 30\text{m}$

- Kết quả tính của chương trình thể hiện sau dấu '='

VD: $L_{tt} := L - 2 \cdot 0.3\text{m}$ từ đó $L_{tt} = 29.4\text{m}$

- Trong ví dụ này các giá trị tại các mặt cắt sẽ được thể hiện dưới dạng véc tơ:

VD: các mặt cắt lần lượt là gối ($x = 0$), $L/4$, $L/2$, mômen tương ứng tại các mặt cắt là M_0 , M_1 , M_2 . Chương trình sẽ thể hiện dưới dạng:

$$x_{mc} := \begin{pmatrix} 0\text{m} \\ \frac{L}{4} \\ \frac{L}{2} \end{pmatrix} \quad M_{mc} := \begin{pmatrix} M_0 \\ M_1 \\ M_2 \end{pmatrix}$$

5.1. SỐ LIỆU THIẾT KẾ

Chiều dài toàn dầm

$$L := 38.3\text{m}$$

Khoảng cách đầu dầm đến tim gối:

$$a := 0.35\text{m}$$

Khẩu độ tính toán:

$$L_{tt} := L - 2 \cdot a \quad L_{tt} = 37.6\text{m}$$

Tải trọng thiết kế:

+ Hoạt tải HL 93

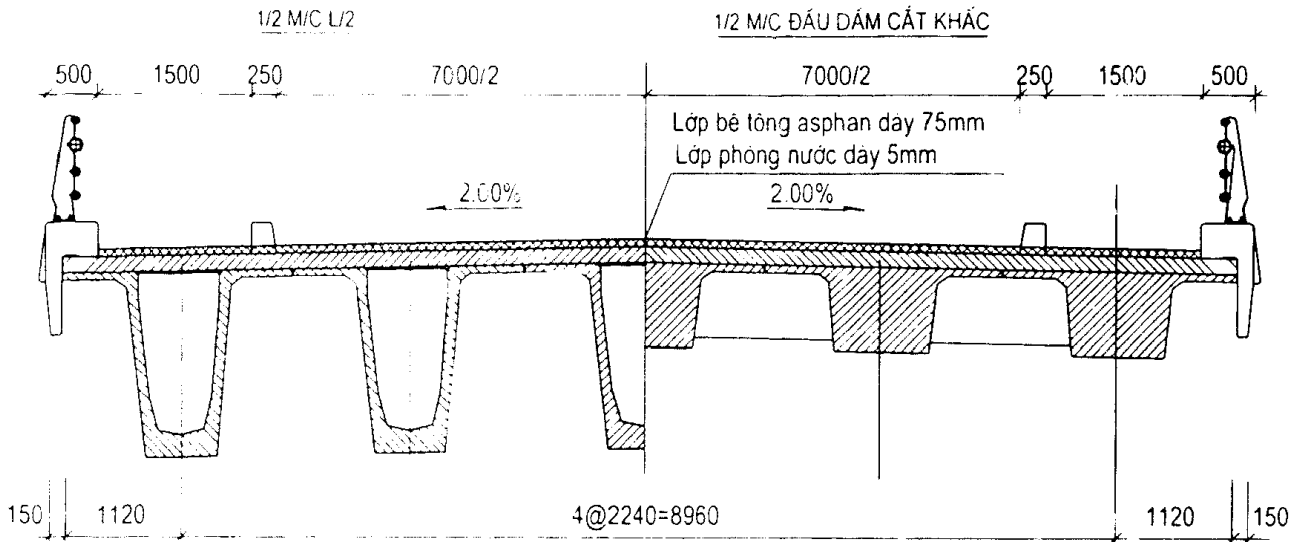
+ Tải trọng người đi 3kPa

Mặt xe chạy:	$B_1 := 7.0\text{m}$
Dải phân cách:	$B_2 := 0.25\text{m}$
Lề người đi:	$B_3 := 1.5\text{m}$
Lan can:	$B_4 := 0.5\text{m}$
Tổng bề rộng cầu :	$B := B_1 + 2 \cdot B_2 + 2 \cdot B_3 + 2 \cdot B_4$ $B = 11.5\text{m}$
Dạng kết cấu nhịp:	Cầu dầm
Dạng mặt cắt :	Super T
Vật liệu kết cấu:	BTCT dự ứng lực
Công nghệ chế tạo:	Căng trước
Cấp bê tông :	dầm chủ: $f'_{c1} := 50\text{MPa}$ bản mặt cầu: $f'_{c2} := 35\text{MPa}$
Tỷ trọng bê tông:	$\gamma_c := 2450\text{kg/m}^3$
Loại cốt thép DƯL: tao thép Tao 7 sợi xoắn đường kính $D_{ps} := 15.2\text{mm}$	
Cường độ chịu kéo tiêu chuẩn:	$f_{pu} := 1860\text{MPa}$
Thép thường: G60	$f_u := 620\text{MPa}$ $f_y := 420\text{MPa}$
Quy trình thiết kế:	22TCN 272 - 05

5.2. THIẾT KẾ CẤU TẠO

5.2.1. Lựa chọn kích thước mặt cắt ngang cầu

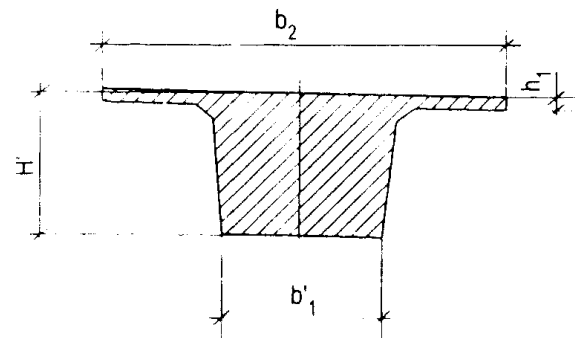
- Số lượng dầm chủ: $N_b := 5$
- Khoảng cách giữa 2 dầm chủ: $S := 2240\text{mm}$
- Lề người đi đồng mức với mặt cầu phân xe chạy, và được ngăn cách với nhau bằng gờ phân cách
- Bố trí dầm ngang tại các vị trí gối cầu: 2 mặt cắt
- Số lượng dầm ngang : $N_n := (N_b - 1) \cdot 2$ $N_n = 8$
- Phân cánh hẫng: $S_k := \frac{B - (N_b - 1)S - 2 \cdot 150\text{mm}}{2}$ $S_k = 1.12\text{m}$
- Chiều dày trung bình của bản: $h_f := 16\text{cm}$
- Lớp bê tông atphan: $t_1 := 75\text{mm}$
- Lớp phòng nước: $t_2 := 5\text{mm}$



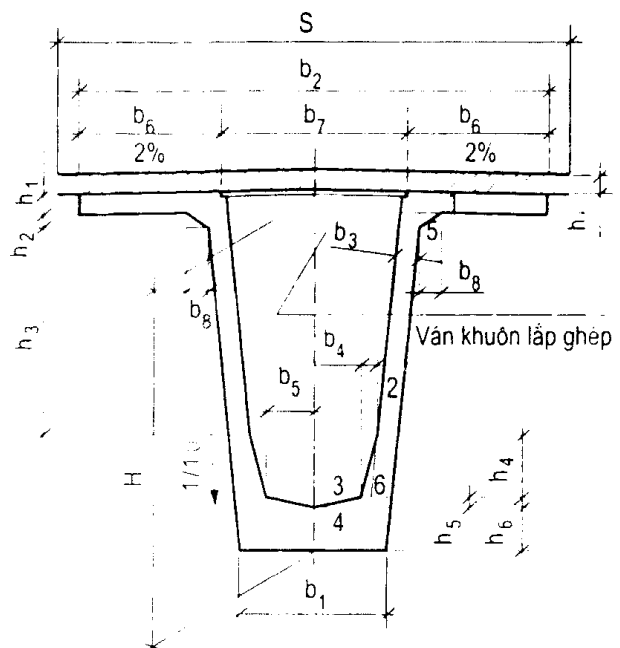
Hình 5.1: Mặt cắt ngang kết cấu cầu nhịp

5.2.2. Thiết kế dầm chủ

- Chiều cao dầm Super T: $H := 175\text{cm}$
 $H' := 80\text{cm}$
- Chiều cao bầu dưới: $h_6 := 21\text{cm}$
- Chiều cao vút dưới: $h_5 := 5\text{cm}$
 $h_4 := 30\text{cm}$
- Chiều cao vút trên: $h_2 := 7.5\text{cm}$
- Chiều cao sườn: $h_3 := 101.5\text{cm}$
- Chiều cao cánh dầm: $h_1 := 10\text{cm}$
- Bề rộng bầu dầm dưới: $b_1 := 70\text{cm}$
 $b'_1 := 89\text{cm}$
 $b_4 := 8\text{cm}$
 $b_5 := 22.6\text{cm}$
- Bề rộng của sườn: $b_3 := 10\text{cm}$
- Bề rộng bản cánh trên: $b_6 := 65.5\text{cm}$
 $b_7 := 89\text{cm}$
 $b_2 := 2 \cdot b_6 + b_7$
 $b_2 = 2.2\text{m}$
- Chiều cao toàn dầm (cả bản mặt cầu):
 $h := H - h_f$
 $h = 1.91\text{m}$



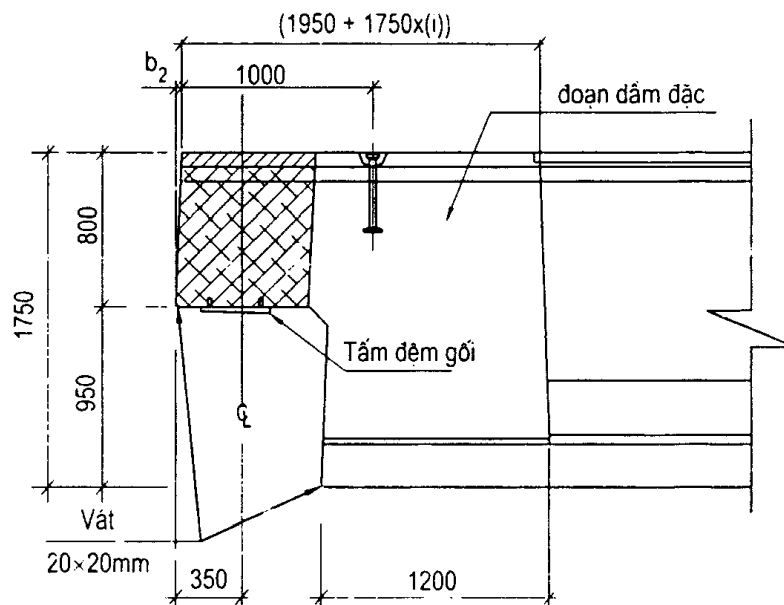
Hình 5.2: Mặt cắt ngang dầm vị trí trên gối



Hình 5.3: Mặt cắt ngang điển hình

Đoạn cắt khắc: $l_{ck} := 800\text{mm}$

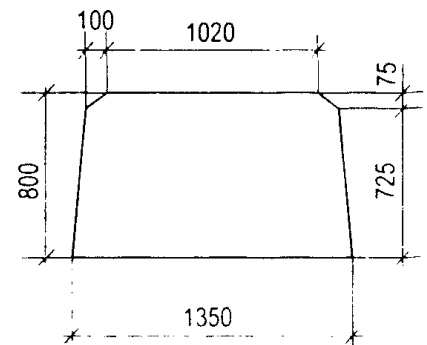
Đoạn dầm đặc: $l_{dac} := 1200\text{mm}$



Hình 5.4: Bố trí dầm dầm Super T

5.2.3. Cấu tạo dầm ngang

- Chiều cao dầm ngang: $H_{dn} := H'$
 $H_{dn} = 0.8\text{m}$
- Bề dày dầm ngang: $t_{dn} := L_{ck}$
- Chiều dài dầm ngang: $a'_{dn} := 1020\text{mm}$
- Bề rộng vút trên: $a_{dn} := 1350\text{mm}$
- Cao vút trên: $a_{vdn} := 100\text{mm}$
- Diện tích m/c dầm ngang: $h_{vdn} := 75\text{mm}$



$$S_{dn} := (a'_{dn} + a_{vdn}) \cdot h_{vdn} + \frac{a'_{dn} + 2 \cdot a_{vdr} + a_{vun}}{2} \cdot (H_{dn} - h_{vdn})$$

$$S_{dn} = 1.016\text{m}^2$$

5.3. TÍNH TOÁN ĐẶC TRƯNG HÌNH HỌC DẦM SUPER T, HỆ SỐ PHÂN BỐ TẢI TRỌNG

5.3.1. Tính đặc trưng hình học mặt cắt dầm Super T

Xét các mặt cắt đặc trưng gồm:

- + Mặt cắt gối: $x_1 := 0\text{m}$

+ Mặt cắt cách gối dv (kiểm tra lực cắt) $x_1 := 1.59\text{m}$

+ Mặt cắt không dính bám 1: $x_2 := 3\text{m}$

+ Mặt cắt không dính bám 2 $x_3 := 6\text{m}$

+ Mặt cắt L/2 $x_4 := \frac{L_{II}}{2}$

Lập véc tơ tọa độ các mặt cắt đặc trưng:

$$x_{mc} := \begin{pmatrix} x_0 \\ x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ x_4 \end{pmatrix} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

5.3.1.1. Xét mặt cắt trên gối x_0

Diện tích mặt cắt: $A_0 := 0.87894 \text{ m}^2$

Mômen tĩnh đối với đáy dầm: $S_{b0} := 0.1145 \text{ m}^3$

Mômen tĩnh đối với thớ trên dầm: $S_{t0} := 0.04295 \text{ m}^3$

Mômen quán tính đối với trục trung hoà:

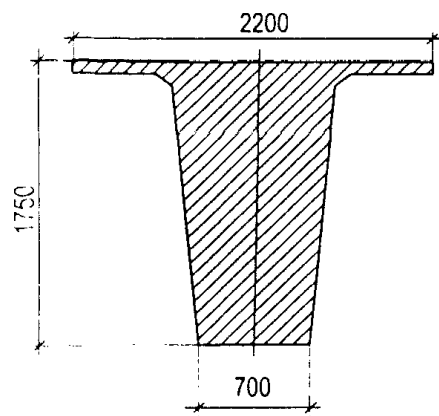
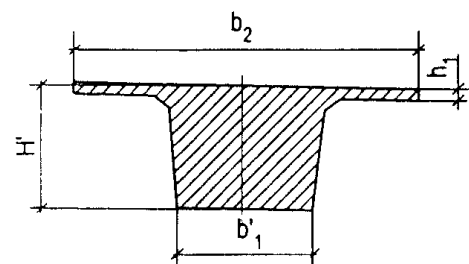
$$I_{d0} := 0.0515 \text{ m}^4$$

Khoảng cách từ trọng tâm tiết diện đến đáy dầm:

$$y_{b0} := 0.45009 \text{ m}$$

Khoảng cách từ trọng tâm tiết diện đến thớ trên dầm:

$$y_{t0} := H' - y_{b0} \quad y_{t0} = 0.35\text{m}$$



5.3.1.2. Xét mặt cắt bất lợi về lực cắt cách gối dv

Mặt cắt Super T đặc:

- Diện tích mặt cắt:

$$A_1 := 1.65419 \text{ m}^2$$

- Mômen tĩnh đối với đáy dầm:

$$S_{b1} := 0.45641 \text{ m}^3$$

- Mômen tĩnh đối với thớ trên dầm:

$$S_{t1} := 0.59452 \text{ m}^3$$

- Mômen quán tính đối với trục trung hoà:

$$I_{d1} := 0.45184 \text{ m}^4$$

- Khoảng cách từ trọng tâm tiết diện đến đáy dầm:

$$y_{b1} := 0.98999 \text{ m}$$

- Khoảng cách từ trọng tâm tiết diện đến thớ trên dầm:

$$y_{t1} := H - y_{b1}$$

$$y_{t1} := 0.76 \text{ m}$$

Hình 5.5: Mặt cắt tính ĐTHH

5.3.1.3. Mặt cắt đặc trưng x_2, x_3, x_4

Mặt cắt Super T rộng:

- Diện tích mặt cắt:

$$A := 0.61598\text{m}^2$$

- Mômen tĩnh đối với đáy dầm:

$$S_{b2} := 0.28407\text{m}^3$$

- Mômen tĩnh đối với thớ trên dầm:

$$S_{t2} := 0.28314\text{m}^3$$

- Mômen quán tính đối với trục trung hoà:

$$I_{d2} := 0.24815\text{m}^4$$

- Khoảng cách từ trọng tâm tiết diện đến đáy dầm:

$$y_{b2} := 0.87356\text{m}$$

- Khoảng cách từ trọng tâm tiết diện đến thớ trên dầm:

$$y_{t2} := H - y_{b2} \quad y_{t2} := 0.876\text{m}$$

Tổ hợp đặc trưng hình học tại các mặt cắt:

+ Diện tích các mặt cắt:

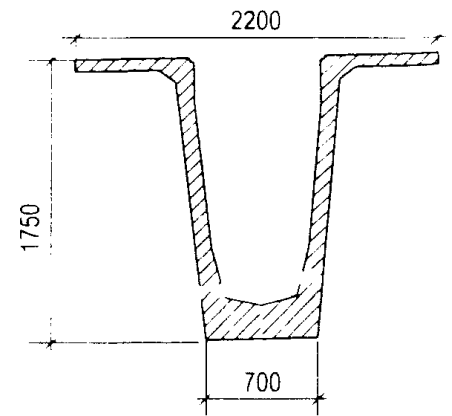
$$x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{m} \quad A_{mc} := \begin{pmatrix} A_{t1} \\ A_1 \\ A \\ A \\ A \end{pmatrix} \quad A_{mc} = \begin{pmatrix} 0.879 \\ 1.654 \\ 0.616 \\ 0.616 \\ 0.616 \end{pmatrix} \text{m}^2$$

+ Mômen tĩnh đối với đáy dầm:

$$x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{m} \quad S_b := \begin{pmatrix} S_{b0} \\ S_{b1} \\ S_{b2} \\ S_{b2} \\ S_{b2} \end{pmatrix} \quad S_b = \begin{pmatrix} 0.115 \\ 0.456 \\ 0.284 \\ 0.284 \\ 0.284 \end{pmatrix} \text{m}^3$$

+ Mômen tĩnh đối với thớ trên dầm:

$$x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{m} \quad S_t := \begin{pmatrix} S_{t0} \\ S_{t1} \\ S_{t2} \\ S_{t2} \\ S_{t2} \end{pmatrix} \quad S_t = \begin{pmatrix} 0.043 \\ 0.595 \\ 0.283 \\ 0.283 \\ 0.283 \end{pmatrix} \text{m}^3$$



Hình 5.6

+ Mômen quán tính đối với trục trung hoà:

$$x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m} \quad I_d := \begin{pmatrix} I_{d0} \\ I_{d1} \\ I_{d2} \\ I_{d2} \\ I_{d2} \end{pmatrix} \quad I_d = \begin{pmatrix} 0.052 \\ 0.452 \\ 0.248 \\ 0.248 \\ 0.248 \end{pmatrix} \text{ m}^4$$

+ Khoảng cách từ trọng tâm tiết diện đến đáy dầm:

$$x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m} \quad y_b := \begin{pmatrix} y_{b0} \\ y_{b1} \\ y_{b2} \\ y_{b2} \\ y_{b2} \end{pmatrix} \quad y_b = \begin{pmatrix} 0.45 \\ 0.99 \\ 0.874 \\ 0.874 \\ 0.874 \end{pmatrix} \text{ m}$$

+ Khoảng cách từ trọng tâm tiết diện đến thớ trên dầm:

$$x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m} \quad y_t := \begin{pmatrix} y_{t0} \\ y_{t1} \\ y_{t2} \\ y_{t2} \\ y_{t2} \end{pmatrix} \quad y_t = \begin{pmatrix} 0.35 \\ 0.76 \\ 0.876 \\ 0.876 \\ 0.876 \end{pmatrix} \text{ m}$$

5.3.2. Hệ số làn

$$\text{Số làn thiết kế: } n_{lan} := \begin{cases} \frac{B_l}{3.5m} & \text{if } B_l \geq 7m \\ 2 & \text{if } 6m \leq B_l < 7m \\ 1 & \text{if } B_l < 6m \end{cases} \quad n_{lan} = 2$$

$$\text{Hệ số làn: } m_{lan} := \begin{cases} 1.2 & \text{if } n_{lan} = 1 \\ 1 & \text{if } n_{lan} = 2 \\ 0.85 & \text{if } n_{lan} = 3 \\ 0.65 & \text{if } n_{lan} > 3 \\ \text{"xem lại số liệu"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad m_{lan} = 1$$

5.3.3. Phân bố hoạt tải theo làn đối với mômen

Cường độ chịu nén của bê tông làm dầm: $f'_{c1} = 50\text{MPa}$

$$\text{Môđun đàn hồi của dầm: } E_{cdam} := 0.043 \cdot \left(\gamma_c \cdot \frac{\text{m}^3}{\text{kg}} \right)^{1.5} \cdot \sqrt{f'_{c1}} \text{MPa}$$

$$E_{cdam} = 3.687 \times 10^4 \text{MPa}$$

Cường độ chịu nén của bê tông làm bản mặt: $f'_{c2} = 35 \text{MPa}$

$$\text{Môđun đàn hồi của bản mặt: } E_{cbán} := 0.043 \cdot \left(\gamma_c \cdot \frac{\text{m}^3}{\text{kg}} \right)^{1.5} \cdot \sqrt{f'_{c2}} \text{MPa}$$

$$E_{cbán} = 3.085 \times 10^4 \text{MPa}$$

5.3.3.1. Hệ số phân bố hoạt tải đối với mômen trong các dầm giữa

Với dầm Super T, hệ số phân bố ngang được tính theo công thức sau:

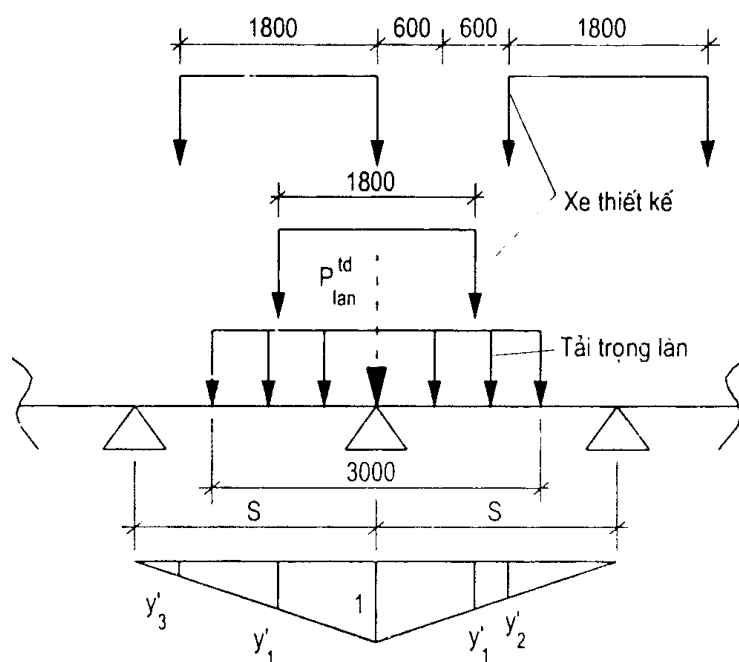
- Với một làn thiết kế chịu tải:

$$g_{mg1} := \left(\frac{S}{910\text{mm}} \right)^{0.35} \cdot \left(\frac{S \cdot H}{L_{tt}^2} \right)^{0.25} \quad g_{mg1} = 0.315$$

- Hai hoặc nhiều làn thiết kế chịu tải:

$$g_{mg2} := \left(\frac{S}{1900\text{mm}} \right)^{0.6} \cdot \left(\frac{S \cdot H}{L_{tt}^2} \right)^{0.125} \quad g_{mg2} = 0.529$$

- Phương pháp đòn bẩy:



Hình 5.7: Sơ đồ tính của phương pháp đòn bẩy đối với dầm giữa

$$y'_1 := \frac{S - 900\text{mm}}{S} \cdot 1 \quad y'_1 = 0.598$$

$$y'_2 := \frac{S - 2 \cdot 600\text{mm}}{S} \cdot 1 \quad y'_2 = 0.464$$

$$y'_3 := \begin{cases} 0 & \text{if } S \leq 1800\text{mm} \\ \frac{S - 1800\text{mm}}{S} & \text{otherwise} \end{cases} \quad y'_3 = 0.196$$

$$y'_4 := \begin{cases} 0 & \text{if } S \leq (1800\text{mm} + 2 \cdot 600\text{mm}) \\ \frac{S - 3000\text{mm}}{S} & \text{otherwise} \end{cases} \quad y'_4 = 0$$

Với xe tải thiết kế:

$$g_{\text{HL},1} := m_{\text{lan}} \cdot \max \left[\left(\frac{1}{2} \cdot 2y'_1 \right), \frac{1}{4} (y'_3 + 1 + y'_2 + y'_4) \right]$$

$$g_{\text{HL},1} = 0.598$$

Với tải trọng làn:

Thiên về an toàn coi tải trọng làn theo phương ngang cầu là tải trọng tập trung.

$$g_{\text{Lan},1} = 1.2 \cdot 1$$

$$g_{\text{Lan},1} = 1.2$$

Phạm vi áp dụng:

Chọn giá trị cực đại làm phân bố hệ số mômen thiết kế của các dầm giữa:

$$g_{\text{mg},3} := \max(g_{\text{mg},1}, g_{\text{mg},2})$$

$$g_{\text{mg},3} = 0.529$$

Kiểm tra hệ số phân bố thỏa mãn tiêu chuẩn 22 TCN-272-05 đối với phạm vi áp dụng:

$$g_{\text{mg}} := \begin{cases} S \leftarrow (S \geq 1800\text{mm}) \cdot (S \leq 3500\text{mm}) \\ H \leftarrow (H \geq 450\text{mm}) \cdot (H \leq 1700\text{mm}) \\ L_{\text{tt}} \leftarrow (L_{\text{tt}} \geq 6000\text{mm}) \cdot (L_{\text{tt}} \leq 43000\text{mm}) \\ N_{\text{b}} \leftarrow N_{\text{b}} \geq 3 \\ g_{\text{mg},3} & \text{if } S \cdot H \cdot L_{\text{tt}} \cdot N_{\text{b}} \\ \text{"Không nằm trong phạm vi áp dụng, hãy dùng PP đòn bẩy"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

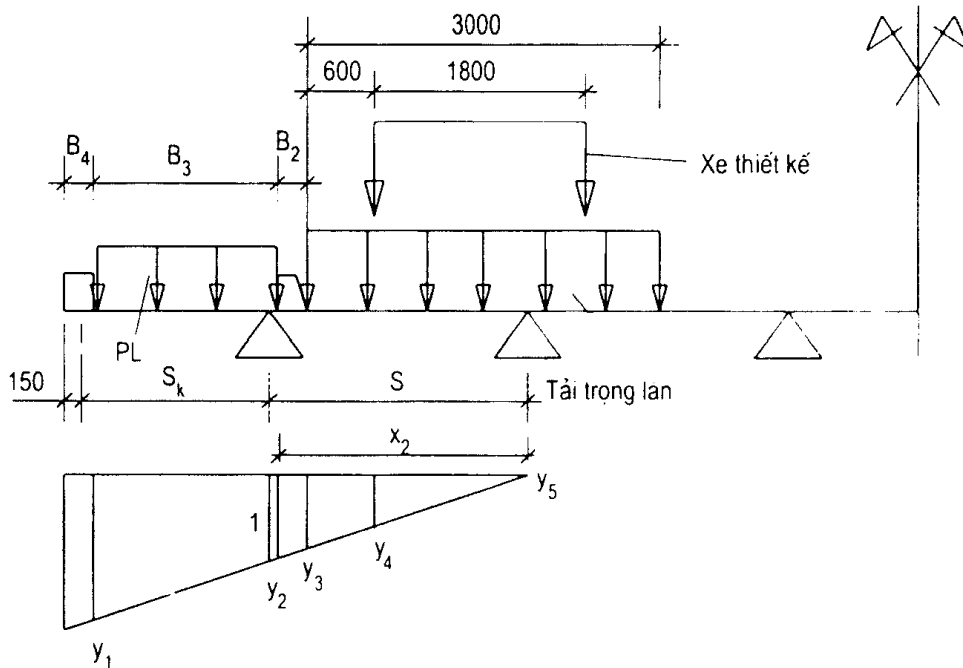
$$g_{\text{mg}} = \text{"Không nằm trong phạm vi áp dụng, hãy dùng PP đòn bẩy"}$$

$$g_{\text{mgHL}} := \begin{cases} \max(g_{\text{mg}}, g_{\text{HL},1}) & \text{if } g_{\text{mg}} = g_{\text{mg},3} \\ g_{\text{HL},1} & \text{otherwise} \end{cases} \quad g_{\text{mgHL}} = 0.598$$

$$g_{mglan} := \begin{cases} \max(g_{mg}, g_{Lan1}) & \text{if } g_{mg} = g_{mg3} \\ g_{Lan1} & \text{otherwise} \end{cases} \quad g_{mglan} = 1.2$$

5.3.3.2. Hệ số phân bố hoạt tải đối với mômen của dầm biên

- Một làn thiết kế chịu tải: dùng phương pháp đòn bẩy



Hình 5.8: Sơ đồ tính theo phương pháp đòn bẩy cho dầm biên

Phương trình tung độ đường ảnh hưởng: $y_{db}(x) := \frac{x}{S}$

Một làn thiết kế hệ số làn = 1.2

$$y_1 := y_{db}(S + S_k + 150\text{mm} - B_4)$$

$$y_2 := y_{db}(S + S_k + 150\text{mm} - B_4 - B_3)$$

$$y_3 := y_{db}(S + S_k + 150\text{mm} - B_4 - B_3 - B_2)$$

$$y_4 := y_{db}(S + S_k + 150\text{mm} - B_4 - B_3 - B_2 - 0.6\text{m})$$

$$y_5 := \begin{cases} 0 & \text{if } S \leq B_3 + B_2 + B_4 - S_k - 150\text{mm} + 2.4\text{m} \\ y_{db}(S + S_k + 150\text{mm} - B_4 - B_3 - B_2 - 2.4\text{m}) & \text{otherwise} \end{cases} \quad y_5 = 0$$

Với xe tải thiết kế:

$$g_{HL2} := 1.2 \cdot \frac{1}{2} \cdot (y_4 + y_5) \quad g_{HL2} = 0.177$$

Với tải trọng người đi:

$$g_{PL2} := \frac{1.2}{B_3} \cdot \frac{1}{2} \cdot (y_1 + y_2) \cdot B_3 \quad g_{PL2} = 1.211$$

Với tải trọng làn:

$$g_{Lan2} := \frac{1.2}{3m} \cdot \frac{1}{2} \cdot y_3 \cdot (S + S_k + 150mm - B_4 + B_3 - B_2) \quad g_{Lan2} = 0.142$$

Hai hoặc nhiều làn thiết kế

Khoảng cách giữa tim bản bụng phía ngoài của dầm biên và mép trong bó vỉa hoặc lan can chắn xe:

$$d_e := S_k + 0.15m - B_4 - B_3 - B_2 \quad d_e = -0.98 \text{ m}$$

$$g_{mb2} := g_{mg3} \cdot \left(0.97 + \frac{d_e}{8700mm} \right) \quad g_{mb2} = 0.453$$

Phạm vi áp dụng:

$$g_{mb} := \begin{cases} d_e \leftarrow (d_e \geq 0mm) \cdot (d_e \leq 1400mm) \\ S \leftarrow (S \geq 1800mm) \cdot (S \leq 3500mm) \\ g_{mb2} & \text{if } d_e \cdot S \\ \text{"Không nằm trong phạm vi áp dụng"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$g_{mb} = \text{"Không nằm trong phạm vi áp dụng"}$$

$$g_{mbHL} := \begin{cases} \max(g_{mb}, g_{HL2}) & \text{if } g_{mb} = g_{mb2} \\ g_{HL2} & \text{otherwise} \end{cases} \quad g_{mbHL} = 0.177$$

$$g_{mblan} := \begin{cases} \max(g_{mb}, g_{Lan2}) & \text{if } g_{mb} = g_{mb2} \\ g_{Lan2} & \text{otherwise} \end{cases} \quad g_{mblan} = 0.142$$

$$g_{mbPL} := \begin{cases} \max(g_{mb}, g_{PL2}) & \text{if } g_{mb} = g_{mb2} \\ g_{PL2} & \text{otherwise} \end{cases} \quad g_{mbPL} = 1.211$$

5.3.4. Hệ số phân bố hoạt tải theo làn đối với lực cắt

5.3.4.1. Hệ số phân bố hoạt tải đối với lực cắt trong các dầm dọc giữa

- Với một làn thiết kế chịu tải:

$$g_{vgl} := \left(\frac{S}{3050mm} \right)^{0.6} \cdot \left(\frac{H}{L_u} \right)^{0.1} \quad g_{vgl} = 0.611$$

- Với hai hoặc nhiều lần thiết kế chịu tải:

$$g_{vg2} := \left(\frac{S}{2250\text{mm}} \right)^{0.8} \cdot \left(\frac{H}{L_{tt}} \right)^{0.1} \quad g_{vg2} = 0.733$$

Phạm vi áp dụng:

Giá trị cực đại được chọn cho sự phân bố hệ số lực cắt thiết kế của các dầm giữa:

$$g_{vg3} := \max(g_{vg1}, g_{vg2}) \quad g_{vg3} = 0.733$$

Kiểm tra hệ số phân bố thoả mãn tiêu chuẩn 22TCN-272-05 đối với phạm vi áp dụng:

$$g_{vg} := \begin{cases} S \leftarrow (S \geq 1800\text{mm}) \cdot (S \leq 3500\text{mm}) \\ H \leftarrow (H \geq 450\text{mm}) \cdot (H \leq 1700\text{mm}) \\ L_{tt} \leftarrow (L_{tt} \geq 6000\text{mm}) \cdot (L_{tt} \leq 43000\text{mm}) \\ N_b \leftarrow N_b \geq 3 \\ g_{vg3} \text{ if } S \cdot H \cdot L_{tt} \cdot N_b \\ \text{"Không nằm trong phạm vi áp dụng, hãy dùng PP đòn bẩy"} \text{ otherwise} \end{cases}$$

$g_{vg} = \text{"Không nằm trong phạm vi áp dụng, hãy dùng PP đòn bẩy"}$

$$g_{vgHL} := \begin{cases} \max(g_{vg}, g_{HL1}) \text{ if } g_{vg} = g_{vg3} \\ g_{HL1} \text{ otherwise} \end{cases} \quad g_{vgHL} = 0.598$$

$$g_{vglan} := \begin{cases} \max(g_{vg}, g_{Lan1}) \text{ if } g_{vg} = g_{vg3} \\ g_{Lan1} \text{ otherwise} \end{cases} \quad g_{vglan} = 1.2$$

5.3.4.2. Hệ số phân bố hoạt tải đối với lực cắt của dầm dọc biên

- Một lần thiết kế chịu tải : Dùng phương pháp đòn bẩy.

Đã tính trong phần trên:

$$g_{HL2} = 0.177$$

$$g_{PL2} = 1.211$$

$$g_{Lan2} = 0.142$$

- Hai hoặc nhiều lần thiết kế chịu tải:

$$g_{vb2} := g_{vg3} \cdot \left(0.8 \frac{d_c}{3050\text{mm}} \right) \quad g_{vb2} = 0.351$$

Phạm vi áp dụng:

Kiểm tra hệ số phân bố thoả mãn tiêu chuẩn 22TCN-272-05 đối với phạm vi áp dụng:

$$g_{vb} := \begin{cases} d_e \leftarrow (d_e \geq -300\text{mm}) \cdot (d_e \leq 1700\text{mm}) \\ S \leftarrow S \leq 3500\text{mm} \\ g_{vb2} \text{ if } d_e \cdot S \\ \text{"Không nằm trong phạm vi áp dụng"} \text{ otherwise} \end{cases}$$

$$g_{vb} = \text{"Không nằm trong phạm vi áp dụng"}$$

Chọn giá trị cực đại làm hệ số phân bố lực cắt thiết kế của các dầm biên:

$$g_{vbHL} := \begin{cases} \max(g_{vb}, g_{HL2}) \text{ if } g_{vb} = g_{vb2} \\ g_{HL2} \text{ otherwise} \end{cases} \quad g_{vbHL} = 0.177$$

$$g_{vbLan} := \begin{cases} \max(g_{vb}, g_{Lan2}) \text{ if } g_{vb} = g_{vb2} \\ g_{Lan1} \text{ otherwise} \end{cases} \quad g_{vbLan} = 1.2$$

$$g_{vbPL} := \begin{cases} \max(g_{vb}, g_{PL2}) \text{ if } g_{vb} = g_{vb2} \\ g_{PL2} \text{ otherwise} \end{cases} \quad g_{vbPL} = 1.211$$

5.3.5. Hệ số điều chỉnh tải trọng

Ta có

- η_D : hệ số déo
- $\eta_D := 1$ đối với các bộ phận và liên kết thông thường.
- η_R : hệ số dư thừa
- $\eta_R := 1$ đối với mức dư thừa thông thường.
- η_I : hệ số quan trọng
- $\eta_I := 1.05$ cầu thiết kế là quan trọng.

Hệ số điều chỉnh của tải trọng:

$$\eta := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I \quad \eta := \begin{cases} \eta \text{ if } \eta > 0.95 \\ 0.95 \text{ otherwise} \end{cases} \quad \eta = 1.05$$

5.4. XÁC ĐỊNH NỘI LỰC TẠI CÁC MẶT CẮT ĐẶC TRUNG

5.4.1. Xác định tĩnh tải

5.4.1.1. Tĩnh tải dầm chủ

+ Xét đoạn dầm cắt khác

Lấy diện tích tiết diện : $A_0 = 0.879\text{m}^2$
 Tỷ trọng bê tông đầm chủ: $\gamma_c = 2.45 \times 10^3 \text{ kg/m}^3$
 Trọng lượng đoạn đầm: $DC_{d0} := \gamma_c \cdot A_0 \cdot L_{ck} \cdot 2$ $DC_{d0} = 3.445 \times 10^3 \text{ kg}$

+ Xét đoạn đầm đặc:

Lấy diện tích tiết diện : $A_1 = 1.654\text{m}^2$
 Trọng lượng đoạn đầm: $DC_{d1} := \gamma_c \cdot A_1 \cdot L_{dac} \cdot 2$ $DC_{d1} = 9.727 \times 10^3 \text{ kg}$

+ Xét đoạn đầm còn lại:

Lấy diện tích tiết diện : $A = 0.616\text{m}^2$
 Trọng lượng đoạn đầm: $DC_d := \gamma_c \cdot A \cdot [L - 2 \cdot (L_{ck} + L_{dac})]$ $DC_d = 5.176 \times 10^3 \text{ kg}$
 + Tính tải đầm chủ coi là tải trọng rải đều trên suốt chiều dài đầm:

$$DC_{dc} := \frac{DC_{d0} + DC_{d1} + DC_d}{L} \quad DC_{dc} = 1.695 \times 10^3 \text{ kg/m}$$

5.4.1.2. Tính tải bản mặt cầu

+ Đầm giữa: $A_{bmg} := S \cdot h_f$ $DC_{bmg} = 878.08 \text{ kg/m}$
 $DC_{bmg} := \gamma_c \cdot A_{bmg}$

+ Đầm biên: $A_{bmb} := \left(\frac{S}{2} + S_k \right) \cdot h_f$ $DC_{bmb} = 878.08 \text{ kg/m}$
 $DC_{bmb} := \gamma_c \cdot A_{bmb}$

5.4.1.3. Tính tải đầm ngang

$$DC_{dn} := \gamma_c \cdot \frac{(S_{dn} \cdot t_{dn}) \cdot N_n}{N_b \cdot L_{tt}} \quad DC_{dn} = 84.707 \text{ kg/m}$$

5.4.1.4. Tính tải ván khuôn lắp ghép

$$DC_{vk} := \gamma_c \cdot b_7 \cdot 5\text{cm} \quad DC_{vk} = 109.025 \text{ kg/m}$$

5.4.1.5. Tính tải vách ngăn

$$DC_{vn} := 0.38 \text{ kg/m}$$

5.4.1.6. Lan can có tay vịn

Phần thép có trọng lượng: $DC_t := 16 \text{ kg/m}$ bó vữa cao $h_{B4} := 0.3\text{m}$

Phần bê tông có trọng lượng: $DC_{bt} := B_4 \cdot h_{B4} \cdot \gamma_c$ (Tính gần đúng)

Tổng: $DC_{lc} := DC_t + DC_{bt}$ $DC_{lc} = 383.5 \text{ kg/m}$

- Gờ chắn: $DC_{gc} := \gamma_c \cdot B_2 \cdot h_{B4}$ $DC_{gc} = 183.75 \text{ kg/m}$

5.4.1.7. Trọng lượng lớp phủ mặt cầu và tiện ích công cộng

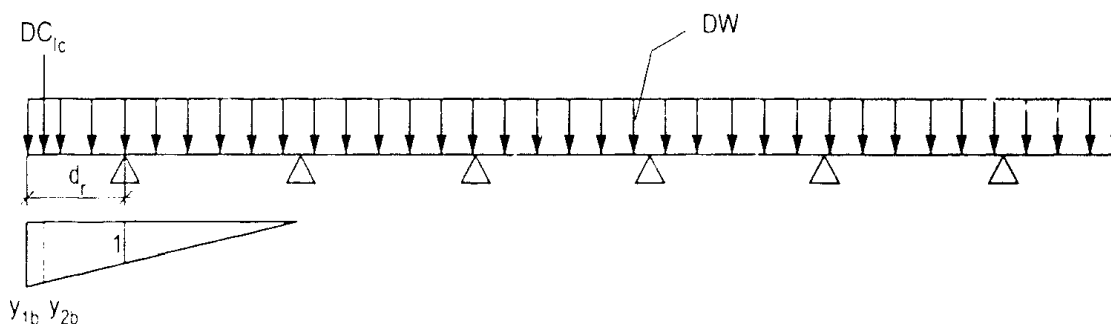
Lớp bê tông Atphan: $t_1 = 0.075\text{m}$ $\gamma_1 := 2400 \text{ kg/m}^3$

Lớp phòng nước: $t_2 = 5 \times 10^{-3} \text{ m}$ $\gamma_2 := 1800 \text{ kg/m}^3$

Tổng trọng lượng lớp phủ mặt cầu: $DW_{lp} := (t_1 \cdot \gamma_1 + t_2 \cdot \gamma_2) \cdot S$

Các tiện ích:

$$DW_{ti} := 5 \text{ kg/m} \quad DW := DW_{lp} + DW_{ti} \quad DW = 428.36 \text{ kg/m}$$



Hình 5.9: Phân bố tĩnh tải

- Dầm biên:

$$y_{1b} := \frac{S + \left(S_k + 0.15\text{m} - \frac{B_4}{2} \right)}{S} \quad y_{2b} := \frac{S + S_k + 0.15\text{m}}{S}$$

$$DC_{lcb} := DC_{lc} \cdot y_{1b} \quad DC_{lcb} = 558.129 \text{ kg/m}$$

$$DW_b := \frac{DW_{lp}}{S} \cdot \left(S_k + 0.15\text{m} - B_4 - B_2 + \frac{S}{2} \right) + DW_{ti}$$

- Dầm dọc giữa: $DC_{lcg} := 0 \text{ kg/m}$ $DW_g := DW$

5.4.1.8. Tổng cộng tĩnh tải tác dụng lên các dầm dọc chủ

5.4.1.8.1. Dầm giữa

+ Giai đoạn chưa liên hợp bản mặt cầu:

$$DC_{dc} = 1.695 \times 10^3 \text{ kg/m}$$

+ Giai đoạn khai thác: đã đổ bản mặt cầu:

$$DC_g := DC_{dc} + DC_{bmg} + DC_{dn} + DC_{lcg} + DC_{vk} + DC_{vn}$$

$$DC_g = 2.768 \times 10^3 \text{ kg/m} \quad DW_g = 428.36 \text{ kg/m}$$

5.4.1.8.2. Dầm biên

+ Giai đoạn chưa liên hợp bản mặt cầu:

$$DC_{dc} = 1.695 \times 10^3 \text{ kg/m}$$

+ Giai đoạn khai thác: đã đổ bản mặt cầu:

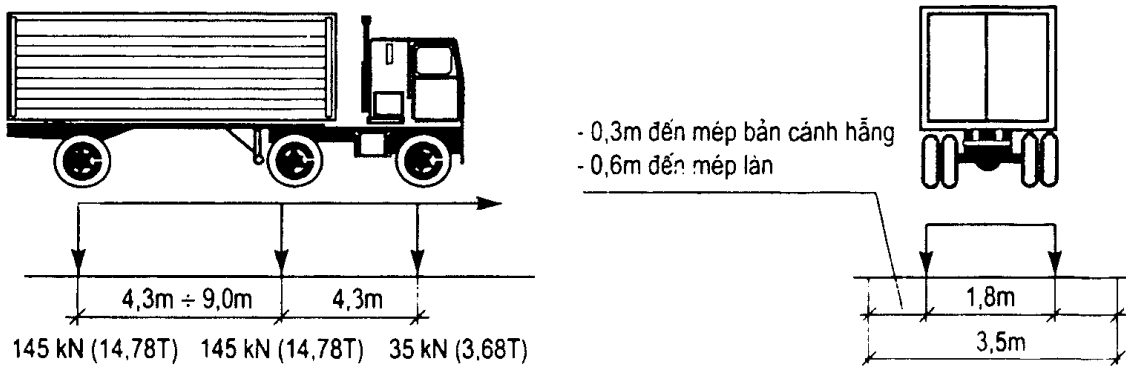
$$DC_b := DC_{dc} + DC_{bmb} + DC_{dn} + DC_{gc} + DC_{lcb} + DC_{vk} + DC_{vn}$$

$$DC_b = 3.51 \times 10^3 \text{ kg/m}$$

$$DW_b = 314.96 \text{ kg/m}$$

5.4.2. Hoạt tải HL93

5.4.2.1. Xe tải thiết kế



Hình 5.10: Cấu tạo Xe tải thiết kế

5.4.2.2. Xe hai trục thiết kế



Hình 5.11: Cấu tạo Xe hai trục thiết kế

5.4.2.3. Tải trọng làn



Hình 5.12: Tải trọng làn

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

5.4.3.1. Xác định các mặt cắt đặc trưng

+ Mặt cắt gối: $x_0 = 0\text{m}$

+ Mặt cắt cách gối 0.72h: $x_1 = 1.59\text{m}$ (kiểm tra lực cắt)

+ Mặt cắt không bám dính 1: $x_2 = 3\text{m}$

+ Mặt cắt không dính bám 2 $x_3 = 6\text{m}$

+ Mặt cắt L/2 $x_4 = 18.8\text{m}$

Lập véc tơ tọa độ các mặt cắt đặc trưng:

$$x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

5.4.3.2. Xác định đường ảnh hưởng nội lực tại các mặt cắt

5.4.3.2.1. Phương trình đường ảnh hưởng

Phương trình đường ảnh hưởng mômen tại mặt cắt x_k như sau:

+ Trên đoạn $x = 0 \rightarrow x_k$: $f_1(x, x_k) := \frac{L_{tt} - x_k}{L_{tt}} (-x)$

+ Trên đoạn $x = x_k \rightarrow L_{tt}$: $f_2(x, x_k) := \frac{x_k}{L_{tt}} (x - L_{tt})$

Dưới dạng phương trình có thể viết :

$$y_M(x, x_k) := \begin{cases} f_1(x, x_k) & \text{if } 0 \leq x \leq x_k \\ f_2(x, x_k) & \text{if } x_k \leq x \leq L_{tt} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

Phương trình đường ảnh hưởng lực cắt:

Trên đoạn $x = 0 \rightarrow x_k$ $f_3(x, x_k) := \frac{-x}{L_{tt}}$

Trên đoạn $x = x_k \rightarrow L_{tt}$ $f_4(x, x_k) := 1 - \frac{x}{L_{tt}}$

Dưới dạng phương trình có thể viết:

$$y_V(x, x_k) := \begin{cases} f_3(x, x_k) & \text{if } 0 \leq x < x_k \\ f_4(x, x_k) & \text{if } x_k \leq x \leq L_{tt} \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\omega_{Mik} = -\frac{1}{2} L_{tt} \cdot y_M(x_k, x_k)$$

Diện tích phần dầm dương:

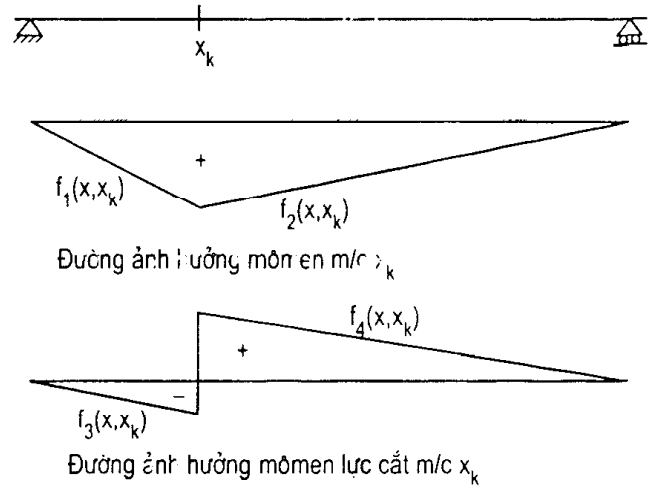
$$\omega_{Vkd} = \frac{1}{2} (L_{tt} - x_k) \cdot y_V(x_k, x_k)$$

Diện tích phần dầm âm:

$$\omega_{Vka} = \frac{1}{2} x_k \cdot f_3(x_k, x_k)$$

Tổng diện tích đường ảnh hưởng:

$$\omega_{Vk} = \omega_{Vkd} + \omega_{Vka}$$



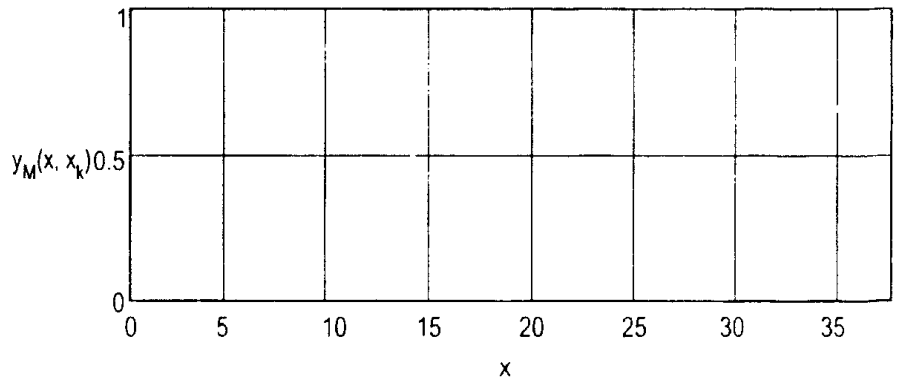
Hình 5.13

5.4.3.2.2. Tại mặt cắt đặc trưng thứ 0 (mặt cắt gối)

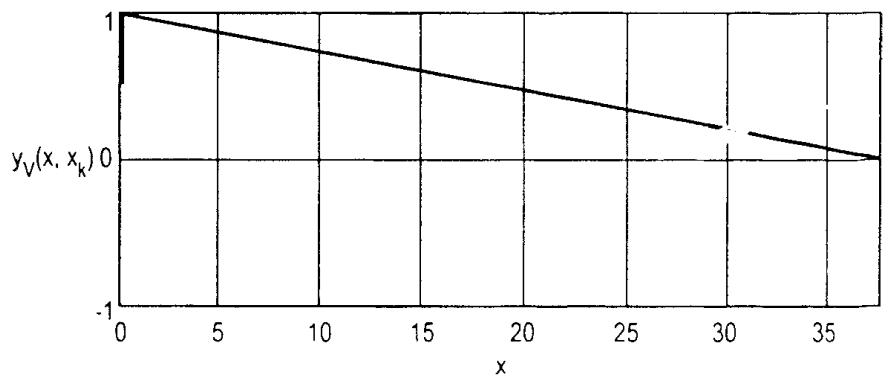
$$x_k = x_c$$

$$\omega_{M0} = -\frac{1}{2} \cdot L_{tt} \cdot y_M(x_k, x_k)$$

$$\omega_{M0} = 0 \text{ m}^2$$



Hình 5.14: Đường ảnh hưởng mô men mặt cắt gối



Hình 5.15: Đường ảnh hưởng lực cắt mặt cắt gối

$$\omega_{V0d} := \frac{1}{2} \cdot (L_{tt} - x_k) \cdot y_V(x_k, x_k)$$

$$\omega_{V0d} = 9.4 \text{ m}$$

$$\omega_{V0a} := -\frac{1}{2} \cdot x_k \cdot f_3(x_k, x_k)$$

$$\omega_{V0a} = 0$$

$$\omega_{V0} := \omega_{V0d} + \omega_{V0a}$$

$$\omega_{V0} = 9.4 \text{ m}$$

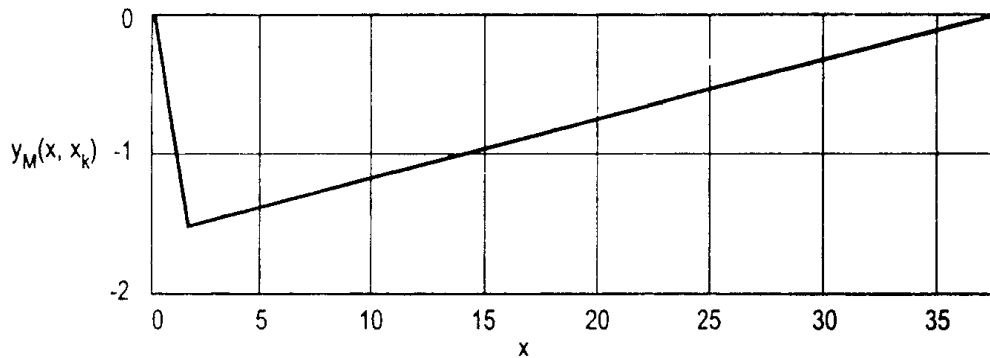
5.4.3.2.3. Tại mặt cắt đặc trưng thứ 1 (cách gối đỡ)

$$x_k := x_1$$

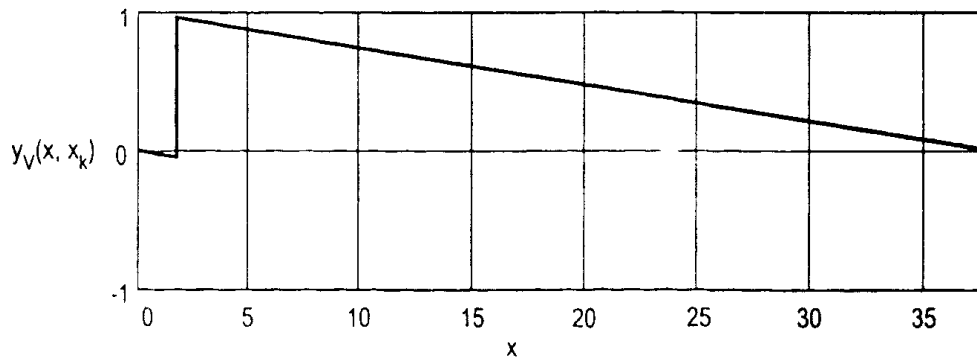
$$x_1 = 1.59 \text{ m}$$

$$\omega_{M1} := -\frac{1}{2} \cdot L_{tt} \cdot y_M(x_k, x_k)$$

$$\omega_{M1} = 28.628 \text{ m}^2$$



Hình 5-16: Đường ảnh hưởng mômen mặt cắt 1



Hình 5-17: Đường ảnh hưởng lực cắt mặt cắt 1

$$\omega_{V1d} := \frac{1}{2} \cdot (L_{tt} - x_k) \cdot y_V(x_k, x_k)$$

$$\omega_{V1d} = 8.241 \text{ m}$$

$$\omega_{V1a} := \frac{1}{2} \cdot x_k \cdot f_3(x_k, x_k)$$

$$\omega_{V1a} = -0.034 \text{ m}$$

$$\omega_{V1} := \omega_{V1d} + \omega_{V1a}$$

$$\omega_{V1} = 8.208 \text{ m}$$

5.4.3.2.4. Tại mặt cắt đặc trưng thứ 2 (mặt cắt không dính bám 1)

$$x_k := x_2$$

$$x_2 = 3 \text{ m}$$

$$\omega_{M2} := -\frac{1}{2} \cdot L_{tt} \cdot y_M(x_k, x_k)$$

$$\omega_{M2} = 51.9 \text{ m}^2$$

$$\omega_{V2d} := \frac{1}{2} \cdot (L_{tt} - x_k) \cdot y_V(x_k, x_k)$$

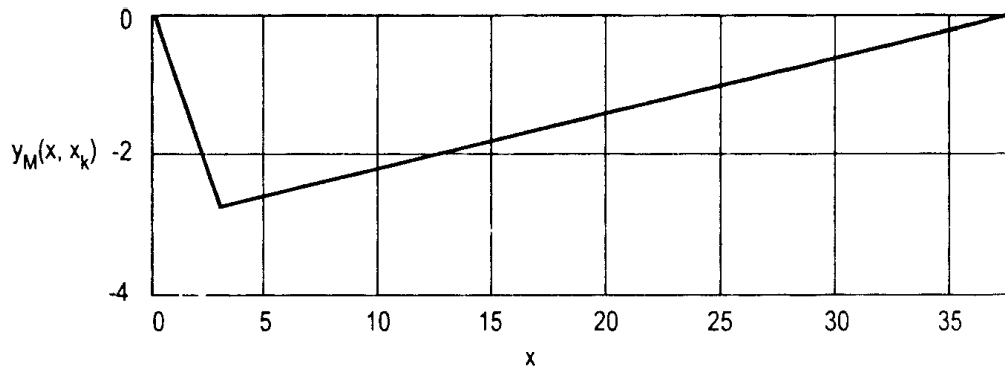
$$\omega_{V2d} = 7.27 \text{ m}$$

$$\omega_{V2a} := \frac{1}{2} \cdot x_k \cdot f_3(x_k, x_k)$$

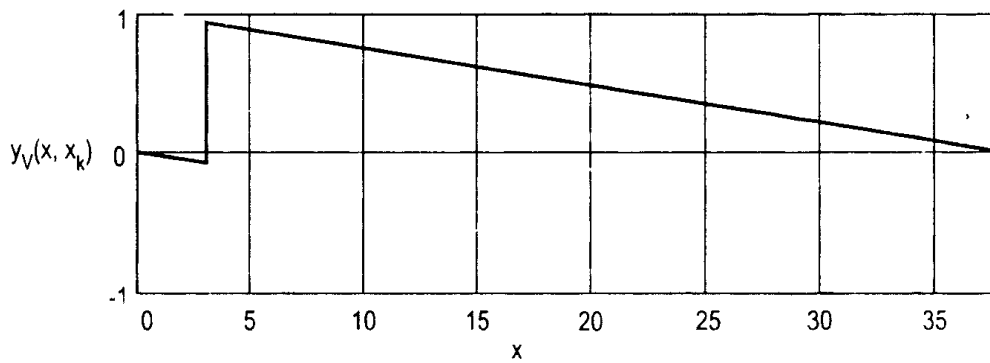
$$\omega_{V2a} = -0.12 \text{ m}$$

$$\omega_{V2} := \omega_{V2d} + \omega_{V2a}$$

$$\omega_{V2} = 7.15 \text{ m}$$



Hình 5.18: Đường ảnh hưởng mômen mặt cắt 2

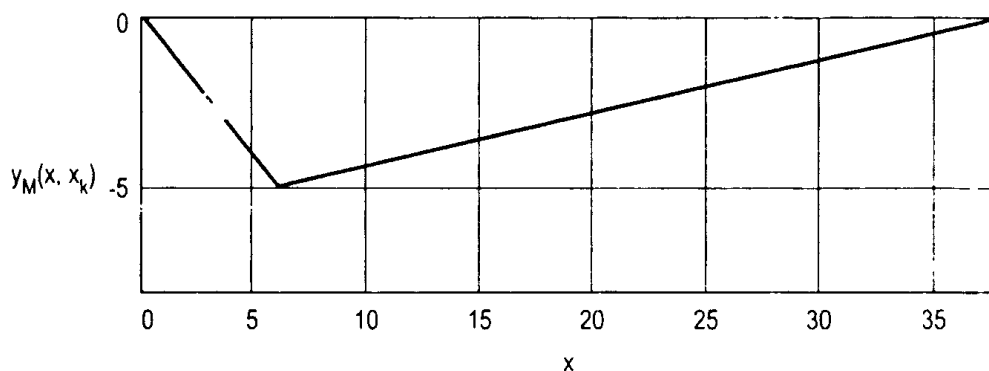


Hình 5.19: Đường ảnh hưởng lực cắt mặt cắt 2

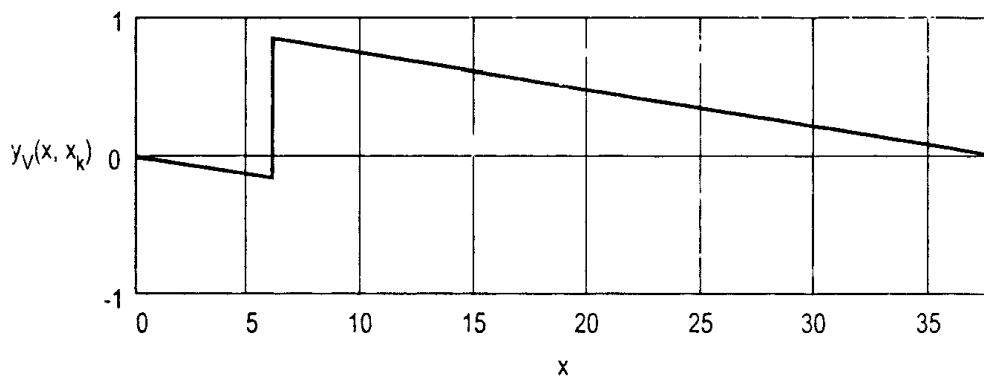
5.4.3.2.5. Tại mặt cắt đặc trưng thứ 3 (mặt cắt không dính bám 2)

$$x_k := x_3$$

$$x_k = 6 \text{ m}$$



Hình 5.20: Đường ảnh hưởng mômen mặt cắt 3



Hình 5.21: Đường ảnh hưởng lực cắt mặt cắt 3

$$\omega_{M3} := -\frac{1}{2} \cdot L_{tt} \cdot y_M(x_k, x_k) \quad \omega_{M3} = 94.8 \text{m}^2$$

$$\omega_{V3d} := \frac{1}{2} \cdot (L_{tt} - x_k) \cdot y_V(x_k, x_k) \quad \omega_{V3d} = 5.379 \text{m}$$

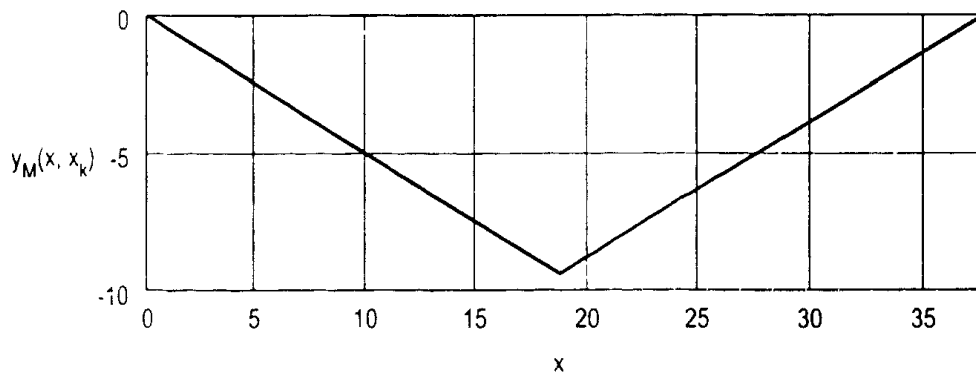
$$\omega_{V3a} := \frac{1}{2} \cdot x_k \cdot f_3(x_k, x_k) \quad \omega_{V3a} = -0.479 \text{m}$$

$$\omega_{V3} := \omega_{V3d} + \omega_{V3a} \quad \omega_{V3} = 4.9 \text{m}$$

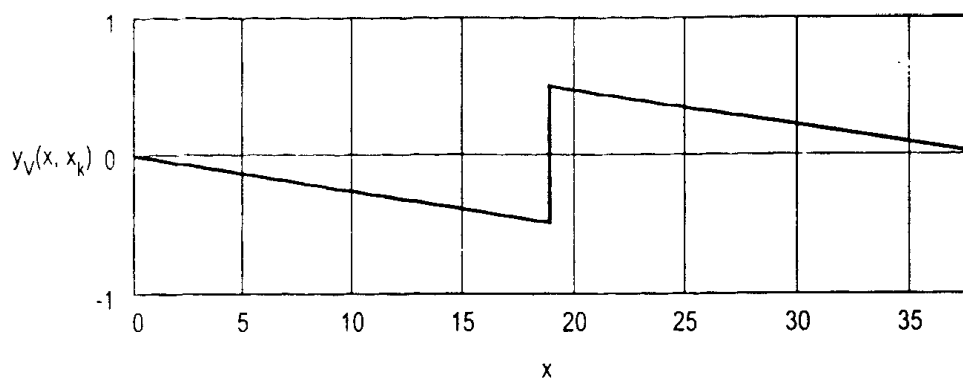
5.4.3.2.6. Tại mặt cắt đặc trưng thứ 4 (mặt cắt L/2)

$$x_k := x_4$$

$$x_k = 18.8 \text{ m}$$



Hình 5.22: Đường ảnh hưởng mômen mặt cắt L/2



Hình 5.23: Đường ảnh hưởng lực cắt mặt cắt L/2

$$\omega_{M4} := -\frac{1}{2} \cdot L_{tt} \cdot y_M(x_k, x_k) \quad \omega_{M4} = 176.72 \text{m}^2$$

$$\omega_{V4d} := \frac{1}{2} \cdot (L_{tt} - x_k) \cdot y_V(x_k, x_k) \quad \omega_{V4d} = 1.147 \times 10^{-3} \text{m}$$

$$\omega_{V4a} := \frac{1}{2} \cdot x_k \cdot f_3(x_k, x_k) \quad \omega_{V4a} = -4.7 \text{m}$$

$$\omega_{V4} := \omega_{V4d} + \omega_{V4a} \quad \omega_{V4} = -4.699 \text{m}$$

5.4.3.2.2.7. Véc tơ diện tích đường ảnh hưởng tại các mặt cắt đặc trưng

$$x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m} \quad \omega_M := \begin{pmatrix} \omega_{M0} \\ \omega_{M1} \\ \omega_{M2} \\ \omega_{M3} \\ \omega_{M4} \end{pmatrix} \quad \omega_M = \begin{pmatrix} 0 \\ 28.628 \\ 51.9 \\ 94.8 \\ 176.72 \end{pmatrix} \text{ m}^2$$

$$\omega_{V_a} := \begin{pmatrix} \omega_{V0a} \\ \omega_{V1a} \\ \omega_{V2a} \\ \omega_{V3a} \\ \omega_{V4a} \end{pmatrix} \quad \omega_{V_d} := \begin{pmatrix} \omega_{V0d} \\ \omega_{V1d} \\ \omega_{V2d} \\ \omega_{V3d} \\ \omega_{V4d} \end{pmatrix} \quad \omega_V := \begin{pmatrix} \omega_{V0} \\ \omega_{V1} \\ \omega_{V2} \\ \omega_{V3} \\ \omega_{V4} \end{pmatrix}$$

$$\omega_{V_a} = \begin{pmatrix} 0 \\ -0.034 \\ -0.12 \\ -0.479 \\ -4.7 \end{pmatrix} \text{ m} \quad \omega_{V_d} = \begin{pmatrix} 9.4 \\ 8.241 \\ 7.27 \\ 5.379 \\ 1.147 \times 10^{-3} \end{pmatrix} \text{ m} \quad \omega_V = \begin{pmatrix} 9.4 \\ 8.208 \\ 7.15 \\ 4.9 \\ -4.699 \end{pmatrix} \text{ m}$$

5.4.4. Tính nội lực do tĩnh tải tác dụng lên dầm giữa và dầm biên

Công thức tính là lấy giá trị tải trọng nhân với diện tích đường ảnh hưởng tại mặt cắt đang xét. Ta có nội lực tại các mặt cắt đặc trưng biểu diễn dưới dạng véc tơ:

5.4.4.1. Mômen do tĩnh tải tác dụng lên dầm biên

5.4.4.1.1. Giai đoạn chưa đổ bản bê tông

$$M_{DCdc} := DC_{dc} \cdot g \cdot \omega_M \quad M_{DCdc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 475.99 \\ 862.928 \\ 1.576 \times 10^3 \\ 2.938 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

5.4.4.1.2. Giai đoạn khai thác: đã đổ bản bê tông

$$M_{DCb} := DC_b \cdot g \cdot \omega_M \quad M_{DCb} = \begin{pmatrix} 0 \\ 985.28 \\ 1.786 \times 10^3 \\ 3.263 \times 10^3 \\ 6.082 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

$$M_{DWb} := DW_b \cdot g \cdot \omega_M \quad M_{DWb} = \begin{pmatrix} 0 \\ 88.423 \\ 160.304 \\ 292.809 \\ 545.836 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

5.4.4.2. Mômen tác dụng lên dầm giữa do tĩnh tải

5.4.4.2.1. Giai đoạn chưa đổ bản bê tông

$$M_{DCdc} := DC_{dc} \cdot g \cdot \omega_M \quad M_{DCdc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 475.99 \\ 862.928 \\ 1.576 \times 10^3 \\ 2.938 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

5.4.4.2.2. Giai đoạn khai thác: đã đổ bản bê tông

$$M_{DCg} := DC_g \cdot g \cdot \omega_M \quad M_{DCg} = \begin{pmatrix} 0 \\ 777.001 \\ 1.409 \times 10^3 \\ 2.573 \times 10^3 \\ 4.796 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

$$M_{DWg} := DW_g \cdot g \cdot \omega_M \quad M_{DWg} = \begin{pmatrix} 0 \\ 120.26 \\ 218.02 \\ 398.234 \\ 742.361 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

5.4.4.3. Lực cắt của dầm biên do tĩnh tải

5.4.4.3.1. Giai đoạn chưa đổ bê tông

$$V_{DCdc} := DC_{dc} \cdot g \cdot \omega_V \quad V_{DCdc} = \begin{pmatrix} 156.291 \\ 136.47 \\ 118.885 \\ 81.479 \\ -78.127 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

5.4.4.3.2. Giai đoạn khai thác: đã đổ bản bê tông

$$V_{DCb} := DC_b \cdot g \cdot \omega_V \quad V_{DCb} = \begin{pmatrix} 323.517 \\ 282.488 \\ 246.088 \\ 168.657 \\ -161.719 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

$$V_{DWb} := DW_b \cdot g \cdot \omega_V \quad V_{DWb} = \begin{pmatrix} 29.034 \\ 25.352 \\ 22.085 \\ 15.136 \\ -14.513 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

5.4.4.4. Lực cắt dầm giữa do tĩnh tải

5.4.4.4.1. Giai đoạn chưa đổ bản bê tông

$$V_{DCdc} := DC_{dc} \cdot g \cdot \omega_V \quad V_{DCdc} = \begin{pmatrix} 156.291 \\ 136.47 \\ 118.885 \\ 81.479 \\ -78.127 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

5.4.4.4.2. Giai đoạn khai thác: đã đổ bản bê tông

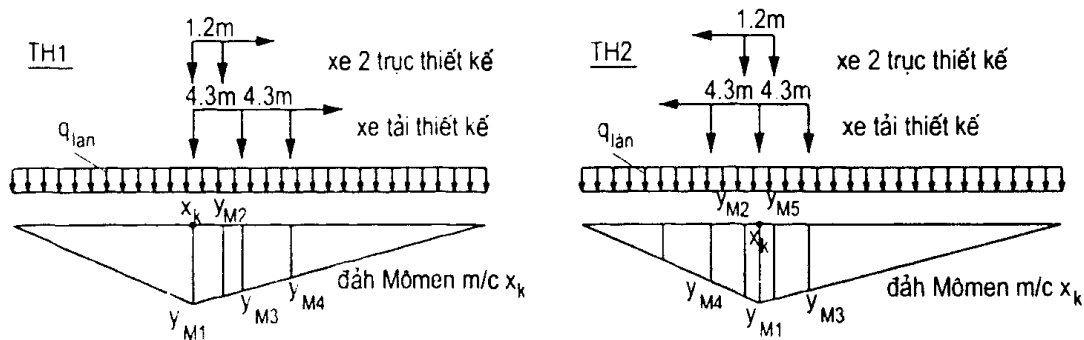
$$V_{DCg} := DC_g \cdot g \cdot \omega_V \quad V_{DCg} = \begin{pmatrix} 255.129 \\ 222.773 \\ 194.067 \\ 133.005 \\ -127.533 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

$$V_{DW_g} := DW_g \cdot g \cdot \omega_V \quad V_{DW_g} = \begin{pmatrix} 39.487 \\ 34.479 \\ 30.037 \\ 20.586 \\ -19.739 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

5.4.5. Nội lực do hoạt tải tác dụng lên dầm giữa và dầm biên

5.4.5.1. Mômen do hoạt tải HL93 và PL tác dụng tại các mặt cắt dầm

Đối với các mặt cắt đặc trưng trong phạm vi từ gối đến $L_{tt}/2$ ta xét 2 trường hợp xếp xe bất lợi nhất lên đường ảnh hưởng mômen của mặt cắt đó như hình vẽ sau:



Hình 5.24: Xếp tải lên ảnh hưởng mômen

Nội lực do xe thiết kế sẽ được lấy bằng giá trị max của 2 trường hợp trên.

$$M_{xtk} = \max(M_{xtk1}, M_{xtk2})$$

5.4.5.1.1. Mômen do xe tải thiết kế

$$M_{truck1}(x) = 145\text{kN} \cdot y_{M1} + 145\text{kN} \cdot y_{M3} + 35\text{kN} \cdot y_{M4}$$

$$M_{truck1}(x) := 145\text{kN} \cdot y_M(x, x) + 145\text{kN} \cdot y_M(x + 4.3\text{m}, x) + 35\text{kN} \cdot y_M(x + 8.6\text{m}, x)$$

$$M_{truck2}(x) = 145\text{kN} \cdot y_{M1'} + 145\text{kN} \cdot y_{M3'} + 35\text{kN} \cdot y_{M4'}$$

$$M_{truck2}(x) := 145\text{kN} \cdot y_M(x, x) + 145\text{kN} \cdot y_M(x + 4.3\text{m}, x) + 35\text{kN} \cdot y_M(x - 4.3\text{m}, x)$$

$$M_{truck}(x) := \max(M_{truck1}(x), M_{truck2}(x))$$

$$M_{truckx} := \begin{pmatrix} M_{truck}(x_0) \\ M_{truck}(x_1) \\ M_{truck}(x_2) \\ M_{truck}(x_3) \\ M_{truck}(x_4) \end{pmatrix} \quad M_{truckx} = \begin{pmatrix} 0 \\ 455.804 \\ 823.444 \\ 1.491 \times 10^3 \\ 2.668 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

5.4.5.1.2. Mômen do xe 2 trục thiết kế

$$M_{\text{tandem1}}(x) = 110\text{kN} \cdot (y_{M1} + y_{M2})$$

$$M_{\text{tandem1}}(x) := 110\text{kN} \cdot (-y_M(x, x) - y_M(x + 0.6\text{m}, x))$$

$$M_{\text{tandem2}}(x) = 110\text{kN} \cdot (y_{M2'} + y_{M5'})$$

$$M_{\text{tandem2}}(x) := 110\text{kN} \cdot (-y_M(x - 0.6\text{m}, x) - y_M(x + 0.6\text{m}, x))$$

$$M_{\text{tandem}}(x) := \max(M_{\text{tandem1}}(x), M_{\text{tandem2}}(x))$$

$$M_{\text{tandemx}} := \begin{pmatrix} M_{\text{tandem}}(x_0) \\ M_{\text{tandem}}(x_1) \\ M_{\text{tandem}}(x_2) \\ M_{\text{tandem}}(x_3) \\ M_{\text{tandem}}(x_4) \end{pmatrix} \quad M_{\text{tandemx}} = \begin{pmatrix} 0 \\ 332.217 \\ 602.074 \\ 1.099 \times 10^3 \\ 2.035 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

Véc tơ mômen chưa nhân hệ số tại các mặt cắt do xe thiết kế gây ra có dạng như sau:

$$M_{\text{xetk}} := \begin{pmatrix} \max(M_{\text{truck}}(x_0), M_{\text{tandem}}(x_0)) \\ \max(M_{\text{truck}}(x_1), M_{\text{tandem}}(x_1)) \\ \max(M_{\text{truck}}(x_2), M_{\text{tandem}}(x_2)) \\ \max(M_{\text{truck}}(x_3), M_{\text{tandem}}(x_3)) \\ \max(M_{\text{truck}}(x_4), M_{\text{tandem}}(x_4)) \end{pmatrix} \quad M_{\text{xetk}} = \begin{pmatrix} 0 \\ 455.804 \\ 823.444 \\ 1.491 \times 10^3 \\ 2.668 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

5.4.5.1.3. Mômen gây ra do tải trọng làn

Theo 3.6.1.2.4, tải trọng làn rải đều suốt chiều dài cầu và có độ lớn như sau:

$$q_{\text{làn}} := 9.3 \text{ kN/m}$$

Mômen do tải trọng làn gây ra tại các mặt cắt xác định bằng phương pháp đường ảnh hưởng (đảnh): nhân giá trị của $q_{\text{làn}}$ với diện tích đường ảnh hưởng.

Giá trị diện tích đường ảnh hưởng mômen tại các mặt cắt đặc trưng được tính sẵn ở trên

Véc tơ diện tích đảnh tại các mặt cắt đặc trưng:

$$\omega_M = \begin{pmatrix} 0 \\ 28.628 \\ 51.9 \\ 94.8 \\ 176.72 \end{pmatrix} \text{ m}^2$$

Vậy, vectơ giá trị mômen (chưa nhân hệ số) do tải trọng làn gây ra tại các mặt cắt như sau:

$$M_{lanx} := q_{lan} \cdot \omega_M \quad M_{lanx} = \begin{pmatrix} 0 \\ 2.662 \times 10^5 \\ 4.827 \times 10^5 \\ 8.816 \times 10^5 \\ 1.643 \times 10^6 \end{pmatrix} \text{ Nm}$$

5.4.5.1.4. Mômen do tải trọng người đi gây ra ở dầm biên

Coi như dầm biên chịu toàn bộ tải trọng người đi

$$PL := 3000 \text{ Pa}$$

Vectơ mômen cho tải trọng người đi tác dụng lên dầm biên là:

$$M_{PLx} := PL \cdot B_3 \cdot \omega_M \quad M_{PLx} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.288 \times 10^5 \\ 2.335 \times 10^5 \\ 4.266 \times 10^5 \\ 7.952 \times 10^5 \end{pmatrix} \text{ Nm}$$

5.4.5.1.5. Tổ hợp mômen do hoạt tải (đã nhân hệ số phân bố g_m)

+ Tại các mặt cắt của dầm biên:

$$IM := 25\%$$

$$M_{LLb} := g_{mbHL} \cdot (1 + IM) M_{xetk} + g_{mblan} \cdot M_{lanx} + g_{mbPL} \cdot M_{PLx}$$

$$M_{LLb} = \begin{pmatrix} 0 \\ 294.435 \\ 533.147 \\ 971.015 \\ 1.785 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

+ Tại các mặt cắt của dầm giữa:

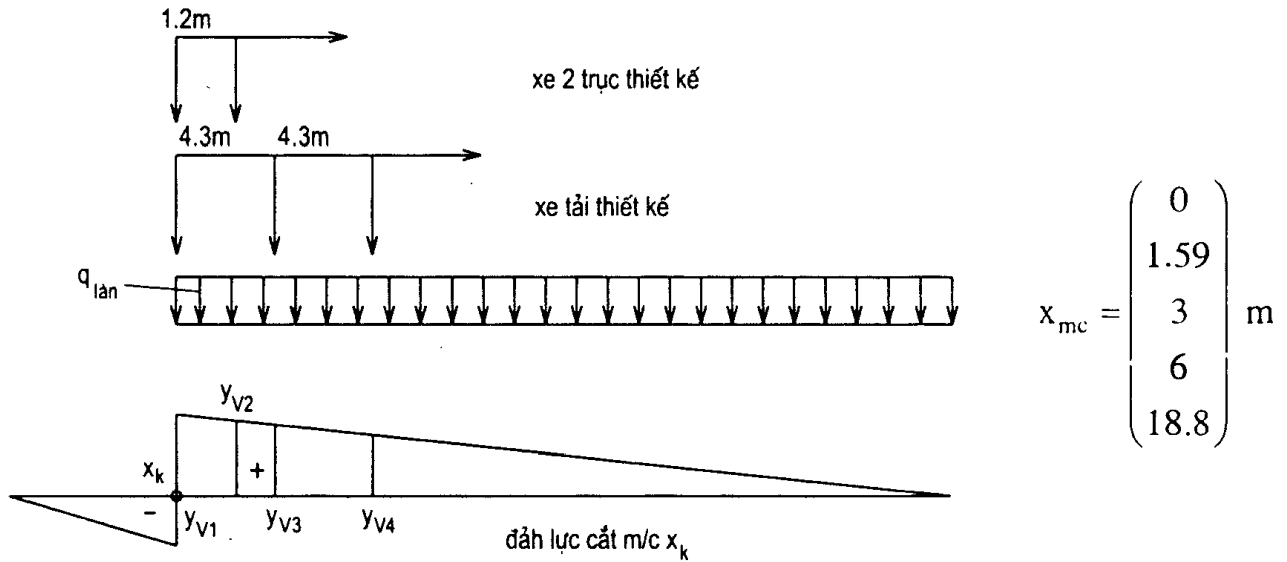
$$IM = 25\%$$

$$M_{LLg} := g_{mglL} \cdot (1 + IM) M_{xetk} + g_{mglan} \cdot M_{lanx}$$

$$M_{LLg} = \begin{pmatrix} 0 \\ 660.323 \\ 1.195 \times 10^3 \\ 2.173 \times 10^3 \\ 3.967 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

5.4.5.2. Lực cắt do hoạt tải HL93 và PL

Đối với các mặt cắt đặc trưng trong phạm vi từ gối đến $L_{tt}/2$ trường hợp xếp xe bất lợi nhất lên đường ảnh hưởng lực cắt của mặt cắt đó thể hiện trong hình 5.25:



Hình 5.25: Xếp tải lên ảnh hưởng cắt

5.4.5.2.1. Lực cắt do xe tải thiết kế

$$V_{\text{truck}}(x) = 145\text{kN} \cdot y_{v1} + 145\text{kN} \cdot y_{v3} + 35\text{kN} \cdot y_{v4}$$

$$V_{\text{truck}}(x) := 145\text{kN} \cdot y_v(x, x) + 145\text{kN} \cdot y_v(x + 4.3\text{m}, x) + 35\text{kN} \cdot y_v(x + 8.6\text{m}, x)$$

$$V_{\text{truck}x} := \begin{pmatrix} V_{\text{truck}}(x_0) \\ V_{\text{truck}}(x_1) \\ V_{\text{truck}}(x_2) \\ V_{\text{truck}}(x_3) \\ V_{\text{truck}}(x_4) \end{pmatrix} \quad V_{\text{truck}x} = \begin{pmatrix} 227.912 \\ 214.172 \\ 201.983 \\ 176.055 \\ 65.43 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

5.4.5.2.2. Lực cắt do xe hai trục thiết kế

$$V_{\text{tandem}}(x) = 110\text{kN} \cdot (y_{v1} + y_{v2})$$

$$V_{\text{tandem}}(x) := 110\text{kN} \cdot (y_v(x, x) + y_v(x + 4.3\text{m}, x))$$

$$V_{\text{tandem}x} := \begin{pmatrix} V_{\text{tandem}}(x_0) \\ V_{\text{tandem}}(x_1) \\ V_{\text{tandem}}(x_2) \\ V_{\text{tandem}}(x_3) \\ V_{\text{tandem}}(x_4) \end{pmatrix} \quad V_{\text{tandem}x} = \begin{pmatrix} 152.42 \\ 143.119 \\ 134.869 \\ 117.317 \\ 42.434 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

Véc tơ lực cắt chưa nhân hệ số tại các mặt cắt do xe thiết kế gây ra có dạng như sau:

$$V_{\text{xetk}} := \begin{pmatrix} \max(V_{\text{truck}}(x_0), V_{\text{tandem}}(x_0)) \\ \max(V_{\text{truck}}(x_1), V_{\text{tandem}}(x_1)) \\ \max(V_{\text{truck}}(x_2), V_{\text{tandem}}(x_2)) \\ \max(V_{\text{truck}}(x_3), V_{\text{tandem}}(x_3)) \\ \max(V_{\text{truck}}(x_4), V_{\text{tandem}}(x_4)) \end{pmatrix} \quad V_{\text{xetk}} = \begin{pmatrix} 227.912 \\ 214.172 \\ 201.983 \\ 176.055 \\ 65.43 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

5.4.5.2.3. Lực cắt gây ra do tải trọng làn

Lực cắt do tải trọng làn gây ra tại các mặt cắt xác định bằng phương pháp đường ảnh hưởng, nhân giá trị của q_{lan} với diện tích đường ảnh hưởng phần dương (đối với các mặt cắt từ gối trái đến $L_u/2$):

Giá trị diện tích đường ảnh hưởng lực cắt phần diện tích dương tại các mặt cắt đặc trưng được tính sẵn ở trên.

Véc tơ diện tích ảnh tại các mặt cắt đặc trưng: $\omega_{\text{vd}} = \begin{pmatrix} 9.4 \\ 8.241 \\ 7.27 \\ 5.379 \\ 1.147 \times 10^{-3} \end{pmatrix} \text{ m}$

Vectơ giá trị lực cắt (chưa nhân hệ số) do tải trọng làn gây ra tại các mặt cắt như sau:

$$V_{\text{lanx}} := q_{\text{lan}} \cdot \omega_{\text{vd}} \quad V_{\text{lanx}} = \begin{pmatrix} 87.42 \\ 76.646 \\ 67.61 \\ 50.026 \\ 0.011 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

5.4.5.2.4. Lực cắt do tải trọng người đi gây ra ở dầm biên

Coi như dầm biên chịu toàn bộ tải trọng người đi

$$PL = 3 \times 10^3 \text{ Pa}$$

Vectơ lực cắt cho tải trọng người đi tác dụng lên dầm biên là:

$$V_{\text{PLx}} := PL \cdot B_3 \cdot \omega_{\text{vd}} \quad V_{\text{PLx}} = \begin{pmatrix} 42.3 \\ 37.087 \\ 32.715 \\ 24.206 \\ 5.164 \times 10^{-3} \end{pmatrix} \text{ kN}$$

5.4.5.2.5. Tổ hợp lực cắt do hoạt tải (đã nhân hệ số phân bố g_v)

+ Tại các mặt cắt dầm biên: $IM = 0.25$

$$V_{LLb} := g_{vbHL} \cdot (1 + IM) V_{xetk} + g_{vblan} \cdot V_{lanx} + g_{vbPL} \cdot V_{PLx}$$

$$V_{LLb} = \begin{pmatrix} 206.482 \\ 184.205 \\ 165.375 \\ 128.243 \\ 14.478 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

+ Tại các mặt cắt dầm giữa: $IM = 0.25$

$$V_{LLg} := g_{vgHL} \cdot (1 + IM) V_{xetk} + g_{vglan} \cdot V_{lanx}$$

5.4.6. Tổ hợp tải trọng tại các mặt cắt đặc trưng

Các mặt cắt đặc trưng bao gồm:

+ Mặt cắt gối

dạng véc tơ

+ Mặt cắt cách dv

+ Mặt cắt không dính bám 1

+ Mặt cắt không dính bám 2

+ Mặt cắt $L_{tt}/2$

$$x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

5.4.6.1. Tổ hợp nội lực theo các TTGH tại các mặt cắt dầm giữa

5.4.6.1.1. Trạng thái giới hạn cường độ I

Mômen: $M_{uCDI_g} := \eta \cdot (1.75 \cdot M_{LLg} + 1.25 \cdot M_{DCg} + 1.5 \cdot M_{DWg})$

$$M_{uCDI_g} = \begin{pmatrix} 0 \\ 2.423 \times 10^3 \\ 4.388 \times 10^3 \\ 7.997 \times 10^3 \\ 1.475 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Lực cắt: $V_{uCDI_g} := \eta \cdot (1.75 \cdot V_{LLg} + 1.25 \cdot V_{DCg} + 1.5 \cdot V_{DWg})$

$$V_{uCDI_g} = \begin{pmatrix} 902.967 \\ 809.975 \\ 728.632 \\ 559.203 \\ -108.55 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

5.4.6.1.2. Trạng thái giới hạn cường độ II

Mômen: $M_{uCD2g} := \eta \cdot (0 \cdot M_{LLg} + 1.25 \cdot M_{DCg} + 1.5 \cdot M_{DWg})$

$$M_{uCD2g} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.209 \times 10^3 \\ 2.192 \times 10^3 \\ 4.004 \times 10^3 \\ 7.465 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Lực cắt: $V_{uCD2g} := \eta \cdot (0 \cdot V_{LLg} + 1.25 \cdot V_{DCg} + 1.5 \cdot V_{DWg})$

$$V_{uCD2g} = \begin{pmatrix} 397.049 \\ 346.694 \\ 302.021 \\ 206.991 \\ -198.476 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

5.4.6.1.3. Trạng thái giới hạn cường độ III

Mômen: $M_{uCD3g} := \eta \cdot (1.35 \cdot M_{LLg} + 1.25 \cdot M_{DCg} + 1.5 \cdot M_{DWg})$

$$M_{uCD3g} = \begin{pmatrix} 0 \\ 2.145 \times 10^3 \\ 3.886 \times 10^3 \\ 7.085 \times 10^3 \\ 1.309 \times 10^4 \end{pmatrix} \text{ kN.m} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Lực cắt: $V_{uCD3g} := \eta \cdot (1.35 \cdot V_{LLg} + 1.25 \cdot V_{DCg} + 1.5 \cdot V_{DWg})$

$$V_{uCD3g} = \begin{pmatrix} 787.328 \\ 704.083 \\ 631.121 \\ 478.697 \\ -129.105 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

5.4.6.1.4. Trạng thái giới hạn sử dụng

Mômen: $M_{uSFg} := \eta \cdot (1 \cdot M_{LLg} + 1 \cdot M_{DCg} + 1 \cdot M_{DWg})$

$$M_{uSDg} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.635 \times 10^3 \\ 2.963 \times 10^3 \\ 5.402 \times 10^3 \\ 9.981 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Lực cắt: $V_{uSDg} := \eta \cdot (1 \cdot V_{LLg} + 1 \cdot V_{DCg} + 1 \cdot V_{DWg})$

$$V_{uSDg} = \begin{pmatrix} 598.443 \\ 534.847 \\ 479.087 \\ 362.534 \\ -103.25 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

5.4.6.1.5. Trạng thái giới hạn đặc biệt

Mômen: $M_{uD'3g} := \eta \cdot (0.5 \cdot M_{LLg} + 1.25 \cdot M_{DCg} + 1.5 \cdot M_{DWg})$

$$M_{uDBg} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.556 \times 10^3 \\ 2.82 \times 10^3 \\ 5.145 \times 10^3 \\ 9.547 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Lực cắt: $V_{uDBg} := \eta \cdot (0.5 \cdot V_{LLg} + 1.25 \cdot V_{DCg} + 1.5 \cdot V_{DWg})$

$$V_{uDBg} = \begin{pmatrix} 541.597 \\ 479.06 \\ 423.91 \\ 307.623 \\ -172.783 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

5.4.6.2. Tổ hợp nội lực theo các TTGH tại các mặt cắt của dầm biên

5.4.6.2.1. Trạng thái giới hạn cường độ I

Mômen: $M_{uCDIb} := \eta \cdot (1.75 \cdot M_{LLb} + 1.25 \cdot M_{DCb} + 1.5 \cdot M_{DWb})$

$$M_{uCD1b} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.973 \times 10^3 \\ 3.577 \times 10^3 \\ 6.528 \times 10^3 \\ 1.212 \times 10^4 \end{pmatrix} \text{ kN.m} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Lực cắt: $V_{uCD1b} := \eta \cdot (1.75 \cdot V_{LLb} + 1.25 \cdot V_{DCb} + 1.5 \cdot V_{DWb})$

$$V_{uCD1b} = \begin{pmatrix} 849.755 \\ 749.17 \\ 661.651 \\ 480.849 \\ 232.512 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

5.4.6.2.2. Trạng thái giới hạn cường độ II

Mômen: $M_{uCD2b} := \eta \cdot (0 \cdot M_{LLb} + 1.25 \cdot M_{DCb} + 1.5 \cdot M_{DWb})$

$$M_{uCD2b} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.432 \times 10^3 \\ 2.597 \times 10^3 \\ 4.743 \times 10^3 \\ 8.842 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Lực cắt: $V_{uCD2b} := \eta \cdot (0 \cdot V_{LLb} + 1.25 \cdot V_{DCb} + 1.5 \cdot V_{DWb})$

$$V_{uCD2b} = \begin{pmatrix} 470.344 \\ 410.694 \\ 357.774 \\ 245.202 \\ -235.115 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

5.4.6.2.3. Trạng thái giới hạn cường độ III

Mômen: $M_{uCD3b} := \eta \cdot (1.35 \cdot M_{LLb} + 1.25 \cdot M_{DCb} + 1.5 \cdot M_{DWb})$

$$M_{uCD3b} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.85 \times 10^3 \\ 3.353 \times 10^3 \\ 6.12 \times 10^3 \\ 1.137 \times 10^4 \end{pmatrix} \text{ kN.m} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Lực cắt: $V_{uCD3b} := \eta \cdot (1.35 \cdot V_{LLb} + 1.25 \cdot V_{DCb} + 1.5 \cdot V_{DWb})$

$$V_{uCD3b} = \begin{pmatrix} 763.032 \\ 671.804 \\ 592.194 \\ 426.987 \\ -214.592 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

5.4.6.2.4. Trạng thái giới hạn sử dụng

Mômen: $M_{uSDb} := \eta \cdot (1 \cdot M_{LLb} + 1 \cdot M_{DCb} + 1 \cdot M_{DWb})$

$$M_{uSDb} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.437 \times 10^3 \\ 2.604 \times 10^3 \\ 4.753 \times 10^3 \\ 8.834 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Lực cắt: $V_{uSDb} := \eta \cdot (1 \cdot V_{LLb} + 1 \cdot V_{DCb} + 1 \cdot V_{DWb})$

$$V_{uSDb} = \begin{pmatrix} 586.984 \\ 516.676 \\ 455.226 \\ 327.639 \\ -169.842 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

5.4.6.2.5. Trạng thái giới hạn đặc biệt

Mômen: $M_{uDBb} := \eta \cdot (0.5 \cdot M_{LLb} + 1.25 \cdot M_{DCb} + 1.5 \cdot M_{DWb})$

$$M_{uDBb} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.587 \times 10^3 \\ 2.877 \times 10^3 \\ 5.253 \times 10^3 \\ 9.78 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Lực cắt: $V_{uDBb} := \eta \cdot (0.5 \cdot V_{LLb} + 1.25 \cdot V_{DCb} + 1.5 \cdot V_{DWb})$

$$V_{uDBb} = \begin{pmatrix} 578.747 \\ 507.401 \\ 444.596 \\ 312.53 \\ -227.514 \end{pmatrix} \text{ kN} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Căn cứ trên các giá trị nội lực tính toán thì dầm giữa là dầm bất lợi hơn nên trong ví dụ này ta sẽ chọn dầm giữa là dầm tính duyệt.

$$\max(M_{uCD1b}) = 1.212 \times 10^4 \text{ kN.m}$$

$$\max(M_{uCD1g}) = 1.475 \times 10^4 \text{ kN.m}$$

$$\max(M_{uDBb}) = 9.78 \times 10^3 \text{ kN.m}$$

$$\max(M_{uDBg}) = 9.547 \times 10^3 \text{ kN.m}$$

$$\max(M_{uSDb}) = 8.834 \times 10^3 \text{ kN.m}$$

$$\max(M_{uSDg}) = 9.981 \times 10^3 \text{ kN.m}$$

5.5. TÍNH TOÁN VÀ BỐ TRÍ CỐT THÉP

5.5.1. Tính toán diện tích cốt thép

- Dầm loại tạo tự chùng thấp $D_{ps} = 15.2$ mm tiêu chuẩn ASTM A416M Grade 270.

- Loại tạo thép DUL: 1: Tạo thép đã khử ứng suất dư

2: Tạo thép có độ tự chùng thấp

Chọn loại:

$$\text{loai}_{ps} := \begin{cases} 1 \\ 2 \end{cases} \quad \text{loai}_{ps} := 2$$

- Cường độ chịu kéo tiêu chuẩn: $f_{pu} = 1.86 \times 10^9 \text{ Pa}$

- Hệ số quy đổi ứng suất: $\phi_1 := 0.9$

- Cấp của thép: 270

- Giới hạn chảy (TCN 5.9.4.4.1):

$$f_{py} := \begin{cases} 0.85 \cdot f_{pu} & \text{if } \text{loai}_{ps} = 1 \\ 0.90 \cdot f_{pu} & \text{if } \text{loai}_{ps} = 2 \end{cases} \quad f_{py} = 1.671 \times 10^9 \text{ MPa}$$

- Ứng suất trong thép DUL khi kích (TCN 5.9.3.1)

$$f_{pj} := \begin{cases} 0.7 \cdot f_{pu} & \text{if } \text{loai}_{ps} = 1 \\ 0.75 \cdot f_{pu} & \text{if } \text{loai}_{ps} = 2 \end{cases} \quad f_{pj} = 1.395 \times 10^9 \text{ MPa}$$

- Diện tích một tạo cáp: $A_{ps1} := 140 \text{ mm}^2$

- Môđun đàn hồi cáp: $E_p := 197000 \text{ MPa}$

Bê tông dầm cáp: $f'_{c1} = 50 \text{ MPa}$

Mômen tính toán: $M_u := \max(M_{uCD1g}, M_{uCD1b}) \quad M_u = 1.475 \times 10^7 \text{ N.m}$

(lấy bằng mômen tính toán lớn nhất theo TTGH cường độ)

Đối với cấu kiện BTCT chịu uốn và chịu kéo DƯL thì hệ số sức kháng : $\phi := 1.00$

Ta có:

A_{ps} : diện tích mặt cắt ngang cốt thép DƯL.

A_{psg} : diện tích mặt cắt ngang cốt thép DƯL tính theo kinh nghiệm.

Có thể tính gần đúng diện tích cốt thép theo công thức kinh nghiệm sau:

$$A_{psg} := \frac{M_u}{0.85 \cdot f_{pu} \cdot 0.9 \cdot H} \quad A_{psg} = 5.925 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_{ps} \geq A_{psg}$$

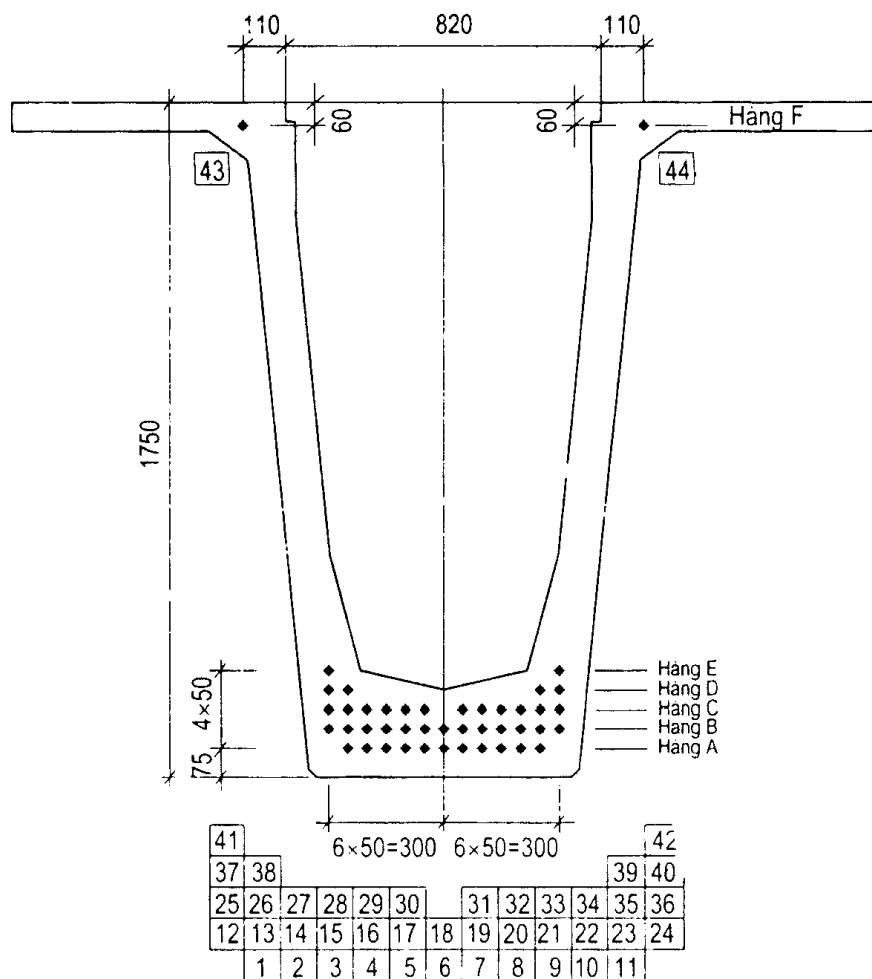
Số tạo cáp DƯL cần thiết theo công thức trên là: $n_{cg} := \frac{A_{psg}}{A_{psl}} \quad n_{cg} = 42.323$

Vậy chọn : $n_c := 42$ tạo thép $D_{ps} = 15.2\text{mm}$

5.5.2. Bố trí cốt thép DƯL

5.5.2.1. Bố trí cốt thép DƯL tại mặt cắt ngang dầm

Tại mặt cắt giữa dầm bố trí cốt thép DƯL như sau:



Hình 5.26: Bố trí cốt thép dự ứng lực

5.5.2.2. Bố trí cốt thép theo phương dọc dầm

Theo phương dọc cầu cốt thép DƯL được kéo thẳng, để tránh xuất hiện ứng suất kéo gây nứt ở thớ trên do dự ứng lực, vị trí đầu dầm ta bố trí một số tao bọc không dính bám và 2 tao ở thớ trên dầm.

- Mặt cắt trên gối và đoạn cắt khác: không bố trí cốt thép DƯL bầu dầm dưới
- Mặt cắt đv, các tao không dính bám là: 2, 4, 8, 10, 17, 19, 15, 21, 26, 35, 29, 32, 36, 39
- Mặt cắt không dính bám 1, các tao không dính bám là: 4, 8, 17, 19, 26, 35

Số tao thép còn lại không dính bám tại các mặt cắt như sau:

$Td_{ps} :=$

Hàng"	"Toa do"	"Goi"	"dv"	"ko db1"	"ko db 2"	"Lt/2"
"A"	75	0	7	9	11	11
"B"	125	0	9	11	13	13
"C"	175	0	8	10	12	12
"D"	225	0	2	4	4	4
"E"	275	0	2	2	2	2
"F"	1690	2	2	2	2	2

Toạ độ các nhóm cốt thép dự ứng lực tính đến đáy dầm có đơn vị là mm

Tính toạ độ trọng tâm cốt thép DƯL tại các mặt cắt:

+ Mặt cắt trên gối $x_0 = 0m$

$$y_{ps} := Td_{ps}^{(1)}$$

$$n_{ps0} := Td_{ps}^{(2)}$$

$$y_{ps} = \begin{pmatrix} \text{"Toa do"} \\ 75 \\ 125 \\ 175 \\ 225 \\ 275 \\ 1.69 \times 10^3 \end{pmatrix} \quad n_{ps0} = \begin{pmatrix} \text{"Goi"} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 2 \end{pmatrix}$$

y_{ps} - toạ độ tao cáp DƯL

n_{ps} - số tao cáp tại các hàng

Diện tích cốt thép DƯL bầu dầm tại mặt cắt:

$$A_{ps} := \sum_{i=1}^5 (A_{ps1} \cdot n_{ps0_i}) \quad A_{ps0} = 0 \text{ mm}^2$$

Diện tích cốt thép DƯL thớ trên dầm tại mặt cắt:

$$A_{ps'} := 2 \cdot A_{ps1} \quad A_{ps'0} = 280 \text{ mm}^2$$

Toạ độ trọng tâm cốt thép DUL bầu dầm tại gối (tính đến đáy dầm):

$$C_{ps0} := \frac{\left[\sum_{i=1}^5 (y_{ps_i} \cdot n_{ps0_i}) \right]}{\sum_{i=1}^5 n_{ps0_i}} \text{ mm} \quad C_{ps0} = 0 \text{ mm}$$

Toạ độ trọng tâm cốt thép thớ trên:

$$C_{ps'0} := H' - (H - y_{ps6} \cdot \text{mm}) \quad C_{ps'0} = 0.74 \text{ m}$$

Khoảng cách từ toạ độ trọng tâm cốt thép đến thớ trên Super T:

$$d_{p0} := H' - C_{ps0} \quad d_{p0} = 0.8 \quad d_{p'0} := H' - C_{ps'0} \quad d_{p'0} = 0.06 \text{ m}$$

+ Mặt cắt dv $x_1 = 1.59\text{m}$ $n_{ps1} := Td_{ps}^{(3)}$

$$y_{ps} = \begin{pmatrix} \text{"Toa do"} \\ 75 \\ 125 \\ 175 \\ 225 \\ 275 \\ 1.69 \times 10^3 \end{pmatrix} \quad n_{ps1} = \begin{pmatrix} \text{"dv"} \\ 7 \\ 9 \\ 8 \\ 2 \\ 2 \\ 2 \end{pmatrix}$$

y_{ps} - toạ độ tao cáp DUL

n_{ps} - số tao cáp tại các hàng

Diện tích cốt thép DUL bầu dầm tại mặt cắt:

$$A_{ps1} := \sum_{i=1}^5 (A_{ps1_i} \cdot n_{ps1_i}) \quad A_{ps1} = 3.92 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

Toạ độ trọng tâm : các cốt thép DUL bầu dầm tại gối (tính đến đáy dầm):

$$C_{ps1} := \frac{\left[\sum_{i=1}^5 (y_{ps_i} \cdot n_{ps1_i}) \right]}{\sum_{i=1}^5 n_{ps1_i}} \text{ mm} \quad C_{ps1} = 144.643 \text{ mm}$$

Khoảng cách từ toạ độ trọng tâm cốt thép đến thớ trên Super T:

$$d_{p1} := H - C_{ps1} \quad d_{p1} = 1.605\text{m}$$

+ Mặt cắt không dính bám 1: $x_2 = 3\text{m}$

$$n_{ps2} := Td_{ps}^{(4)}$$

Diện tích cốt thép DUL bầu dầm tại mặt cắt:

$$A_{ps2} := \sum_{i=1}^5 (A_{ps,i} \cdot n_{ps2,i}) \quad A_{ps2} = 5.04 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

Toạ độ trọng tâm cốt thép DUL bầu dầm tại gối (tính đến đáy dầm):

$$C_{ps2} := \frac{\left[\sum_{i=1}^5 (y_{ps,i} \cdot n_{ps2,i}) \right] \text{ mm}}{\sum_{i=1}^5 n_{ps2,i}} \quad C_{ps2} = 145.833 \text{ mm}$$

Khoảng cách từ toạ độ trọng tâm cốt thép đến thớ trên dầm Super T:

$$d_{p2} := H - C_{ps2} \quad d_{p2} = 1.604 \text{ m}$$

+ Mặt cắt không dính bám 2: $x_3 = 6 \text{ m}$

$$n_{ps3} := Td_{ps}^{(5)}$$

Diện tích cốt thép DUL bầu dầm tại mặt cắt:

$$A_{ps3} := \sum_{i=1}^5 (A_{ps,i} \cdot n_{ps3,i}) \quad A_{ps3} = 5.88 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

Toạ độ trọng tâm cốt thép DUL bầu dầm tại gối (tính đến đáy dầm):

$$C_{ps3} := \frac{\left[\sum_{i=1}^5 (y_{ps,i} \cdot n_{ps3,i}) \right] \text{ mm}}{\sum_{i=1}^5 n_{ps3,i}} \quad C_{ps3} = 142.857 \text{ mm}$$

Khoảng cách từ toạ độ trọng tâm cốt thép đến thớ trên dầm Super T:

$$d_{p3} := H - C_{ps3} \quad d_{p3} = 1.607 \text{ m}$$

+ Mặt cắt $L_{tt}/2$ $x_4 = 18.8 \text{ m}$

$$n_{ps4} := Td_{ps}^{(6)}$$

Diện tích cốt thép DUL bầu dầm tại mặt cắt:

$$A_{ps4} := \sum_{i=1}^5 (A_{ps,i} \cdot n_{ps4,i}) \quad A_{ps4} = 5.88 \times 10^3 \text{ mm}^2$$

Toạ độ trọng tâm các cốt thép DUL bầu dầm tại gối (tính đến đáy dầm):

$$C_{ps4} := \frac{\left[\sum_{i=1}^5 (y_{ps,i} \cdot n_{ps4,i}) \right] \text{ mm}}{\sum_{i=1}^5 n_{ps4,i}} \quad C_{ps4} = 142.857 \text{ mm}$$

Khoảng cách từ toạ độ trọng tâm cốt thép đến thớ trên dầm Super T:

$$d_{p4} := H - C_{ps4} \quad d_{p4} = 1.607 \text{ m}$$

Toạ độ cốt thép DUL tại các mặt cắt:

$$C_{ps} := \begin{pmatrix} C_{ps0} \\ C_{ps1} \\ C_{ps2} \\ C_{ps3} \\ C_{ps4} \end{pmatrix} \quad C_{ps} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.145 \\ 0.146 \\ 0.143 \\ 0.143 \end{pmatrix} \text{ m} \quad d_{pl} := \begin{pmatrix} d_{p0} \\ d_{p1} \\ d_{p2} \\ d_{p3} \\ d_{p4} \end{pmatrix} \quad d_{pl} = \begin{pmatrix} 0.8 \\ 1.605 \\ 1.604 \\ 1.607 \\ 1.607 \end{pmatrix} \text{ m}$$

5.6. ĐẶC TRUNG HÌNH HỌC CỦA CÁC MẶT CẮT DẦM

5.6.1. Đặc trưng hình học mặt cắt dầm Super T giai đoạn I (chưa đổ bản mặt cầu)

Quy đổi thép DUL thành diện tích A_{ps} đặt tại trọng tâm dầm thép DUL (bỏ qua 2 tao thép phía trên)

Chiều cao dầm: $H = 1.75 \text{ m}$

$$A = 6.16 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

$$I_d = \begin{pmatrix} 5.15 \times 10^{10} \\ 4.518 \times 10^{11} \\ 2.482 \times 10^{11} \\ 2.482 \times 10^{11} \\ 2.482 \times 10^{11} \end{pmatrix} \text{ m}^4 \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Đặc trưng hình học mặt cắt dầm Super T giai đoạn I

Mô đun đàn hồi của bê tông: $E_{cdam} = 3.687 \times 10^4 \text{ MPa}$

Mô đun đàn hồi của thép: $E_p = 1.97 \times 10^5 \text{ MPa}$

Hệ số quy đổi thép sang bê tông: $n_1 := \frac{E_p}{E_{cdam}} \quad n_1 = 5.343$

Ta có diện tích mặt cắt dầm I_{gd1} tính đổi (tính cả cốt thép):

$$A_{eq} := A_{mc} + (n_1 - 1) \cdot A_{ps}$$

$$A_{eq} = \begin{pmatrix} 8.789 \times 10^5 \\ 1.671 \times 10^6 \\ 6.379 \times 10^5 \\ 6.415 \times 10^5 \\ 6.415 \times 10^5 \end{pmatrix} \text{ mm}^2 \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Mômen tĩnh của tiết diện đối với đáy dầm:

$$i := 0..4$$

$$S_{eq_i} := A_{cm_i} \cdot y_{b_i} + (n_l - 1) \cdot A_{ps_i} \cdot C_{ps_i} \quad S_{eq} = \begin{pmatrix} 0.396 \\ 1.64 \\ 0.541 \\ 0.542 \\ 0.542 \end{pmatrix} m^3$$

Khoảng cách từ trọng tâm của tiết diện chưa liên hợp đến đáy dầm:

$$i := 0..4$$

$$y_{b,eq_i} := \frac{S_{eq_i}}{A_{eq_i}} \quad y_{b,eq} = \begin{pmatrix} 0.45 \\ 0.981 \\ 0.849 \\ 0.844 \\ 0.844 \end{pmatrix} m$$

Mômen quán tính mặt cắt tính đối

$$I_{eq_i} := I_{d_i} + A_{mc_i} \cdot (y_{b_i} - y_{b,eq_i})^2 + (n_l - 1) \cdot A_{ps_i} \cdot (y_{b,eq_i} - C_{ps_i})^2$$

$$I_{eq} = \begin{pmatrix} 0.052 \\ 0.464 \\ 0.259 \\ 0.261 \\ 0.261 \end{pmatrix} m^4 \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} m$$

5.6.2. Bề rộng bản cánh hữu hiệu [TCN 4.6.2.6]

5.6.2.1. Dầm giữa

Bề rộng bản cánh hữu hiệu được lấy là giá trị nhỏ nhất trong các giá trị sau:

- 1/4 chiều dài nhịp

$$B_{banl} := \frac{L_{tt}}{4} \quad B_{banl} = 9.4 \text{ m}$$

- 12 lần bề dày trung bình của bản cộng giá trị lớn hơn trong hai giá trị bề rộng sườn dầm và nửa bề rộng bản trên dầm Super T.....

b_w = bề dày bản bụng:

$$b_w := \begin{pmatrix} b'_1 \\ b_1 \\ b_3 \\ b_3 \\ b_3 \end{pmatrix} \qquad b_w = \begin{pmatrix} 0.89 \\ 0.7 \\ 0.1 \\ 0.1 \\ 0.1 \end{pmatrix} \text{ m}$$

$$i := 0.4$$

$$B_{\text{ban}2_i} := 12 \cdot h_f + \max\left(b_{w_i}, \frac{b_6}{2}\right) \qquad b_{\text{ban}2} = \begin{pmatrix} 2.81 \\ 2.62 \\ 2.248 \\ 2.248 \\ 2.248 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Khoảng cách trung bình giữa các dầm..... $B_{\text{ban}3} := S \quad B_{\text{ban}3} := 2.24\text{m}$

Bề rộng bản hữu hiệu của dầm giữa... $b_{\text{hh.g}_i} := \min(B_{\text{ban}1}, B_{\text{ban}2_i}, B_{\text{ban}3})$

$$b_{\text{hh.g}} = \begin{pmatrix} 2.24 \\ 2.24 \\ 2.24 \\ 2.24 \\ 2.24 \end{pmatrix} \text{ m} \qquad x_{\text{mc}} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

5.6.3.2. Dầm biên

Đối với dầm biên, bề rộng hữu hiệu của bản có thể lấy bằng nửa bề rộng hữu hiệu dầm giữa cộng giá trị nhỏ hơn trong các giá trị sau:

- 1/8 chiều dài nhịp..... $B_{\text{ban}1} := \frac{L_{\text{tt}}}{8} \qquad B_{\text{ban}1} = 4.7$

- 6 lần bề dày trung bình của bản cộng giá trị lớn hơn trong hai giá trị bề rộng sườn dầm và 1/4 bề rộng cánh trên dầm Super T.

$$B_{\text{ban}2_i} := 6 \cdot h_f + \max\left(\frac{b_{w_i}}{2}, \frac{b_6}{4}\right) \qquad B_{\text{ban}2} = \begin{pmatrix} 1.405 \\ 1.31 \\ 1.124 \\ 1.124 \\ 1.124 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Bề rộng cánh hàng..... $B_{\text{ban}3} := S_k$ $B_{\text{ban}3} = 1.12\text{m}$

Bề rộng bản hữu hiệu của dầm biên.....

$$b_{\text{hh b}} := \frac{b_{\text{hh g}}}{2} + \min(B_{\text{ban}1}, B_{\text{ban}2}, B_{\text{ban}3})$$

$$b_{\text{hh b}} = \begin{pmatrix} 2.24 \\ 2.24 \\ 2.24 \\ 2.24 \\ 2.24 \end{pmatrix} \text{ m} \qquad x_{\text{mc}} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

5.6.2.3. Bề rộng quy đổi

Chuyển đổi bê tông bản sang bê tông dầm:

$$n' := \frac{E_{\text{cban}}}{E_{\text{cdầm}}} \qquad n' = 0.837$$

Bề rộng bản quy đổi cho dầm giữa $b_{\text{ban g}} := n' \cdot (b_{\text{hh g}})$

Bề rộng bản quy đổi cho dầm biên $b_{\text{ban b}} := n' \cdot (b_{\text{hh b}})$

$$b_{\text{ban g}} = \begin{pmatrix} 1.874 \\ 1.874 \\ 1.874 \\ 1.874 \\ 1.874 \end{pmatrix} \text{ m} \qquad b_{\text{ban b}} = \begin{pmatrix} 1.874 \\ 1.874 \\ 1.874 \\ 1.874 \\ 1.874 \end{pmatrix} \text{ m}$$

5.6.3. Đặc trưng hình học giai đoạn 2: (Tính cả bản mặt cầu)

Đặc trưng hình học mặt cắt dầm giữa:

Chiều dày của bản. $h_f = 0.16 \text{ m}$

Khoảng cách từ trọng tâm của bản tới thớ dưới của dầm là:

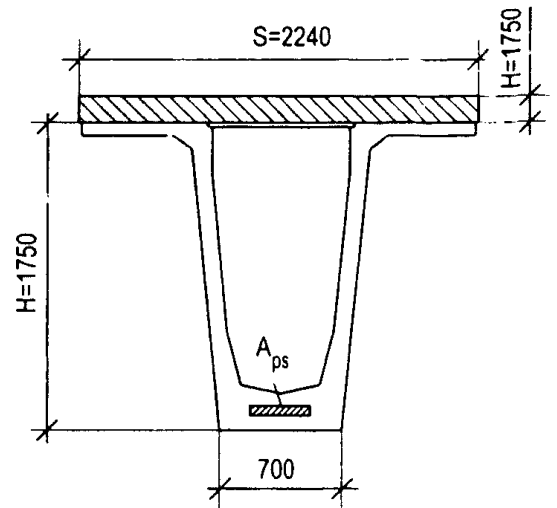
$$y_{\text{bm}} := \frac{h_f}{2} + H \qquad y_{\text{bm}} = 1.83 \text{ m}$$

Bề rộng tính toán của bản: lấy bằng bề rộng hữu hiệu cho dầm giữa

$$b_{\text{ban.g}} = \begin{pmatrix} 1.874 \\ 1.874 \\ 1.874 \\ 1.874 \\ 1.874 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Diện tích phần bản mặt cầu:

$$A_{\text{bm}} := h_f \cdot b_{\text{ban.g}} \quad A_{\text{bm}} = \begin{pmatrix} 0.3 \\ 0.3 \\ 0.3 \\ 0.3 \\ 0.3 \end{pmatrix} \text{ m}^2$$



Hình 5.27: Mặt cắt quy đổi giai đoạn 2

Mômen quán tính của bản đối với TTH của bản:

$$I_{\text{bm}} := \frac{b_{\text{ban.g}} \cdot h_f^3}{12} \quad I_{\text{bm}} = \begin{pmatrix} 6.397 \times 10^8 \\ 6.397 \times 10^8 \\ 6.397 \times 10^8 \\ 6.397 \times 10^8 \\ 6.397 \times 10^8 \end{pmatrix} \text{ mm}^4$$

Vậy diện tích tiết diện mặt cắt liên hợp:

Mặt cắt nguyên không kể cốt thép DƯL:

$$A_{\text{lh.bt}} := A_{\text{mc}} + A_{\text{bm}}$$

Mặt cắt quy đổi (có cốt thép DƯL):

$$A_{\text{lh}} := A_{\text{eq}} + A_{\text{bm}}$$

$$A_{\text{lh.bt}} = \begin{pmatrix} 1.179 \\ 1.954 \\ 0.916 \\ 0.916 \\ 0.916 \end{pmatrix} \text{ m}^2 \quad A_{\text{lh}} = \begin{pmatrix} 1.179 \\ 1.971 \\ 0.938 \\ 0.941 \\ 0.941 \end{pmatrix} \text{ m}^2 \quad x_{\text{mc}} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

+ Khoảng cách từ trọng tâm của tiết diện liên hợp đến đáy dầm:

$$i := 0.4$$

$$S_{\text{lh.bt}_i} := A_{\text{mc}_i} \cdot y_{\text{b}_i} + A_{\text{bm}_i} \cdot y_{\text{bm}}$$

$$S_{\text{lh}_i} := A_{\text{eq}_i} \cdot y_{\text{b.eq}_i} + A_{\text{bm}_i} \cdot y_{\text{bm}}$$

$$S_{lh.bt} = \begin{pmatrix} 0.944 \\ 2.186 \\ 1.087 \\ 1.087 \\ 1.087 \end{pmatrix} m^3 \quad S_{lh} = \begin{pmatrix} 0.944 \\ 2.189 \\ 1.09 \\ 1.09 \\ 1.09 \end{pmatrix} m^3 \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} m$$

$$y_{b.lh_i} := \frac{S_{lh_i}}{A_{lh_i}} \quad y_{b.lh.bt_i} := \frac{S_{lh.bt_i}}{A_{lh.bt_i}}$$

$$y_{b.lh.bt} = \begin{pmatrix} 0.801 \\ 1.119 \\ 1.187 \\ 1.187 \\ 1.187 \end{pmatrix} m \quad y_{b.lh} = \begin{pmatrix} 0.801 \\ 1.11 \\ 1.162 \\ 1.158 \\ 1.158 \end{pmatrix} m \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} m$$

Mômen quán tính mặt cắt liên hợp tính đối: (đối với trục trọng tâm mặt cắt liên hợp)

$$I_{lh.bt_i} := I_{d_i} + I_{bm_i} + A_{mc_i} \cdot (y_{b.lh.bt_i} - y_{b_i})^2 + A_{bm_i} \cdot (y_{b.lh.bt_i} - y_{bm})^2$$

$$I_{lh_i} := I_{eq_i} + I_{bm_i} + A_{eq_i} \cdot (y_{b.lh_i} - y_{b.eq_i})^2 + A_{bm_i} \cdot (y_{b.lh_i} - y_{bm})^2$$

$$I_{lh.bt} = \begin{pmatrix} 0.478 \\ 0.632 \\ 0.433 \\ 0.433 \\ 0.433 \end{pmatrix} m^4 \quad I_{lh} = \begin{pmatrix} 0.478 \\ 0.648 \\ 0.456 \\ 0.46 \\ 0.46 \end{pmatrix} m^4 \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} m$$

d_p - khoảng cách từ thớ nén mép trên dầm liên hợp đến trọng tâm cốt thép DUL:

$$d_p := d_{pl} + h_f$$

$$d_p = \begin{pmatrix} 0.96 \\ 1.765 \\ 1.764 \\ 1.767 \\ 1.767 \end{pmatrix} m \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} m$$

5.7. TÍNH TOÁN CÁC MẤT MÁT DỰ ỨNG SUẤT

Tổng mất mát ứng suất (đối với DƯ'L kéo trước):

$$\Delta f_{pt} := \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR} \quad (\text{TCN 5.9.5 1-1})$$

trong đó:

Δf_{pES} - mất mát ứng suất do co giãn đàn hồi, MPa

Δf_{pSR} - mất mát ứng suất do co ngót, MPa

Δf_{pCR} - mất mát do từ biến của bê tông, MPa

Δf_{pR} - mất mát tự chùng của cốt thép DƯ'L, MPa

Mất mát ứng suất tại các mặt cắt được xác định như sau:

5.7.1. Mất mát do co giãn đàn hồi

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ct}} \cdot f_{cgp}$$

trong đó:

E_p - môđun đàn hồi của thép DƯ'L. $E_p = 1.97 \times 10^{11}$ Pa

E_{ct} - môđun đàn hồi của bê tông lúc truyền lực

$$E_{ct} := 4800 \cdot \sqrt{f'_{ct}} \cdot \text{MPa} \quad E_{ct} = 3.394 \times 10^{10} \text{ Pa}$$

n_c - số lượng các tao thép ứng suất trước giống nhau, $n_c = 42$

f_{cgp} - tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm các bó thép DƯ'L do lực dự ứng lực sau khi truyền và tự trọng của cấu kiện ở các mặt cắt có mômen max (MPa).

Ứng suất trong cốt thép DƯ'L do lực dự ứng lực

lấy $f_{ps} := 0.7 \cdot f_{py} \quad f_{ps} = 1.172 \times 10^3 \text{ MPa}$

Độ lệch tâm của cốt thép DƯ'L đối với mặt cắt dầm Super T chưa liên hợp bản bê tông:

$$e_{psl} := y_b - C_{ps} \quad e_{psl} = \begin{pmatrix} 0.45 \\ 0.845 \\ 0.728 \\ 0.731 \\ 0.731 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Mômen tĩnh tại trọng tâm cốt thép DƯ'L của mặt cắt dầm Super T chưa liên hợp bản bê tông:

$$i := 0.4$$

$$S_{psl_i} := \frac{I_{d_i}}{e_{psl_i}} \quad S_{psl} = \begin{pmatrix} 0.114 \\ 0.535 \\ 0.341 \\ 0.34 \\ 0.34 \end{pmatrix} \text{ m}^3$$

Tổng lực DUL: $F_{ps_i} := f_{ps} \cdot A_{ps_i}$

$$i := 0.4$$

$$f_{cgp_i} := \frac{F_{ps_i}}{A_{mc_i}} + \frac{F_{ps_i} \cdot e_{psl_i}}{S_{psl_i}} - \frac{M_{DCdc_i}}{S_{psl_i}} \quad f_{cgp} = \begin{pmatrix} 0 \\ 9.151 \\ 19.661 \\ 21.37 \\ 17.359 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

Vậy : $\Delta f_{pES} := \frac{E_p}{E_{ci}} \cdot f_{cgp}$ $\Delta f_{pES} = \begin{pmatrix} 0 \\ 53.115 \\ 114.116 \\ 124.032 \\ 100.753 \end{pmatrix} \text{ MPa}$

5.7.2. Mất mát ứng suất do co ngót

$$\Delta f_{pSR} := 117 - 1.03 \cdot H_a$$

H_a là độ ẩm tương ứng môi trường khu vực cầu, lấy trung bình năm (%)

Lấy $H_a := 86\%$

$$\Delta f_{pSR} := (117 - 1.03 \cdot H_a) \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pSR} = 28.42 \text{ MPa}$$

5.7.3. Mất mát ứng suất do từ biến

$$\Delta f_{pCR} := 12 \cdot f_{cgp} - 7 \cdot \Delta f_{cdp} \quad f_{cgp} = \begin{pmatrix} 0 \\ 9.151 \times 10^6 \\ 1.966 \times 10^7 \\ 2.137 \times 10^7 \\ 1.736 \times 10^7 \end{pmatrix} \text{ Pa}$$

Độ lệch tâm của cốt thép DUL đối với mặt cắt dầm S-T liên hợp bản mặt cầu:

$$e_{pslh.bi} := y_{b.lh.bi} - C_{ps} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m} \quad e_{pslh.bi} = \begin{pmatrix} 0.801 \\ 0.974 \\ 1.041 \\ 1.044 \\ 1.044 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Mômen tĩnh tại trọng tâm cốt thép DUL của mặt cắt dầm S-T liên hợp bản mặt cầu:

$$i := 0.4$$

$$S_{pslh.bi} := \frac{I_{lh.bi}}{e_{pslh.bi}} \quad S_{pslh.bi} = \begin{pmatrix} 0.597 \\ 0.648 \\ 0.416 \\ 0.415 \\ 0.415 \end{pmatrix} \text{ m}^3$$

Mômen do tải trọng thường xuyên tác dụng lên dầm giữa chưa liên hợp (tính từ biến):

$$M_{ix} := (DC_{hmg} + DC_{vk} + DC_{vn}) \cdot (M) \cdot g$$

Mômen do tải trọng thường xuyên tác dụng lên dầm giữa liên hợp (tính từ biến):

$$M_{ixlh} := M_{DWg}$$

Δf_{cdp} : thay đổi ứng suất bê tông tại trọng tâm cốt thép DUL do tải trọng thường xuyên, trừ tải trọng tác dụng vào lúc thực hiện DUL

$$\Delta f_{cdp_i} := \frac{M_{ix_i}}{S_{psl_i}} + \frac{M_{ixlh_i}}{S_{pslh.bi}} \quad \Delta f_{cdp} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0.704 \\ 1.998 \\ 3.663 \\ 6.828 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pCR} := 12 \cdot f_{cgp} - 7 \cdot \Delta f_{cdp} \quad \Delta f_{pCR} = \begin{pmatrix} 0 \\ 104.885 \\ 221.949 \\ 230.796 \\ 160.512 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

5.7.4. Mất mát do chùng ứng suất lúc truyền lực

5.7.4.1. Mất mát do chùng ứng suất lúc truyền lực

Có thể tính mất mát này theo công thức sau:

$$\Delta f_{pR1} = \begin{cases} \frac{\log(24.0 \cdot t)}{10.0} \cdot \left(\frac{f_{pl}}{f_{py}} - 0.55 \right) \cdot f_{pl} & \text{if } \text{loai}_{ps} = "1" \\ \frac{\log(24.0 \cdot t)}{40.0} \cdot \left(\frac{f_{pl}}{f_{py}} - 0.55 \right) \cdot f_{pl} & \text{if } \text{loai}_{ps} = "2" \end{cases}$$

trong đó: Thời gian từ lúc căng cốt thép đến lúc truyền lực (cắt cốt thép): $t := 3$

$$t = 3 \text{ ngày}$$

$$\Delta f_{pR1} = \begin{cases} \frac{\log(24.0 \cdot t)}{10.0} \cdot \left(\frac{f_{Tj}}{f_p} - 0.55 \right) \cdot f_{pl} & \text{if } \text{loai}_{ps} = 1 \\ \frac{\log(24.0 \cdot t)}{40.0} \cdot \left(\frac{f_{Tj}}{f_{ps}} - 0.55 \right) \cdot f_{pl} & \text{if } \text{loai}_{ps} = 2 \end{cases}$$

$$\Delta f_{pR1} = 18.353 \text{ MPa}$$

5.7.4.2. Mất mát do chùng ứng suất sau khi truyền lực

$$\Delta f_{pR2} := \begin{cases} 138 \text{ MPa} - 0.4 \cdot \Delta f_{pES} - 0.2 \cdot (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) & \text{if } \text{loai}_{ps} = 1 \\ \left[138 \text{ MPa} - 0.4 \cdot \Delta f_{pES} - 0.2 \cdot (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) \right] \cdot (30\%) & \text{if } \text{loai}_{ps} = 2 \end{cases}$$

$$\Delta f_{pR2} = \begin{pmatrix} 39.695 \\ 27.028 \\ 12.684 \\ 10.963 \\ 17.974 \end{pmatrix} \text{ MPa} \quad \Delta f_{pR} := \Delta f_{pR1} + \Delta f_{pR2} \quad \Delta f_{pR} = \begin{pmatrix} 58.048 \\ 45.381 \\ 31.037 \\ 29.316 \\ 36.326 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

5.7.5. Tổng mất mát dự ứng suất

$$\Delta f_{pT} := \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR}$$

$$x_{ms} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m} \quad \Delta f_{pT} = \begin{pmatrix} 86.468 \\ 231.8 \\ 395.522 \\ 412.564 \\ 326.011 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

Số phần trăm (%) mất mát:

$$\text{Mất mát} := \frac{\Delta f_{pT}}{f_{pj}} \quad \text{Mất mát} = \begin{pmatrix} 6.198 \\ 16.617 \\ 28.353 \\ 29.574 \\ 23.37 \end{pmatrix} \%$$

$$f_{pj} = 1.395 \times 10^3 \text{ MPa}$$

5.8. TÍNH DUYỆT THEO MÔMEN

5.8.1. Tính duyệt theo TTGH sử dụng

5.8.1.1. Điều kiện kiểm toán ứng suất trong bê tông

Mômen do tải trọng thường xuyên có xét đến bản mặt cầu và dầm ngang tác dụng lên dầm Super T giữa:

$$M_{DC1g} := (DC_{dc} + DC_{bmb} + DC_{dn} + DC_{vk} + DC_{vn}) \cdot g \cdot \omega_M$$

Mômen do tải trọng thường xuyên giai đoạn sau khi liên hợp tác dụng lên bản mặt cầu:

$$M_{DC2g} := (DC_{lcg})g \cdot \omega_M ; \quad M_{DWg}$$

Khoảng cách từ trọng tâm dầm Super T chưa liên hợp bản đến thớ nén ngoài cùng:

$$y_{nl0} := H' - y_{b.eq0}$$

$$j := 1..4 \quad y_{nlj} := H - y_{b.eqj}$$

Khoảng cách từ trọng tâm dầm Super T có cả bản mặt cầu đến thớ nén ngoài cùng:

$$y_{nlh_0} := H' - y_{b.lh_0}$$

$$i := 1..4 \quad y_{nlh_j} := H' - y_{b.lh_j}$$

Khoảng cách từ trọng tâm dầm Super T có tính bản mặt cầu đến thớ nén ngoài cùng của bản mặt cầu:

$$y_{nbt} := H' + h_f - y_{b.lh_0}$$

$$i := 1..4 \quad y_{nbt_i} := H' + h_f - y_{b.lh_j}$$

Khoảng cách từ trọng tâm dầm Super T chưa liên hợp bản đến thớ chịu kéo ngoài cùng:

$$y_{kl} := y_{b.eq}$$

Khoảng cách từ trọng tâm dầm Super T có tính bản mặt cầu đến thớ kéo ngoài cùng:

$$y_{klh} := y_{b.lh}$$

Điều kiện về ứng suất trong bê tông: Bảng TCN 5.9.4.2.1-1 & 5.9.4.2.2-1

Quy ước: ứng suất kéo mang dấu "-"; ứng suất nén mang dấu "+"

(1) Do tổng dự ứng lực hữu hiệu và tải trọng thường xuyên:

Giới hạn ứng suất nén của bản mặt cầu..... $f_{cf1.nb} := 0.45 \cdot f'_{c2} \rightarrow 15.75 \text{ MPa}$

Giới hạn ứng suất nén của thớ trên dầm Super T... $f_{cf1.nd} := 0.45 \cdot f'_{c1} \rightarrow 20.50 \text{ MPa}$

(2) Do tổng hoạt tải, dự ứng lực hữu hiệu và 50% tải trọng thường xuyên:

Giới hạn ứng suất nén của bản mặt cầu..... $f_{cf2.nb} := 0.40 \cdot f'_{c2} \rightarrow 14.0 \text{ MPa}$

Giới hạn ứng suất nén của thớ trên dầm Super T: $f_{cf2.nd} := 0.40 \cdot f'_{c1} \rightarrow 20.0 \text{ MPa}$

(3) Do tổng dự ứng lực hữu hiệu, tải trọng thường xuyên, nhất thời và vận chuyển:

Giới hạn ứng suất nén của bản mặt cầu..... $f_{cf3.nb} := 0.60 \cdot f'_{c2} \rightarrow 21.0 \text{ MPa}$

Giới hạn ứng suất nén của thớ trên dầm Super T: $f_{cf3.nd} := 0.60 \cdot f'_{c1} \rightarrow 30.0 \text{ MPa}$

(4) Ứng suất kéo thớ dưới dầm:

Giới hạn ứng suất kéo của thớ dưới dầm Super T DUL có dính bám trong điều kiện ăn mòn thông thường:

$$f_{cf4.kd} := -0.5 \cdot \sqrt{f'_{c1}} \text{ MPa} \qquad f_{cf4.kd} = -3.536 \text{ MPa}$$

+ Lực thực sự hữu hiệu trong cáp DUL:

$$F_{pc} = f_{pe} \cdot A_{ps} \qquad f_{pe} := f_{pj} \quad \Delta f_p T$$

$$i := 0..4$$

$$F_{pc_i} := f_{pc_i} \cdot A_{ps_i} \qquad F_{pc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 4.56 \times 10^3 \\ 5.037 \times 10^3 \\ 5.777 \times 10^3 \\ 6.286 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN} \qquad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

+ Lực trong tao cáp thớ trên dầm Super T: $F_{pe_i} := f_{pe_i} \cdot A_{ps_i}$

+ Ứng suất cho phép trong cốt thép dự ứng lực:

$$f_{pe.cf} := 0.80 \cdot f_{py} \qquad f_{pe.cf} = 1.339 \times 10^3 \text{ MPa}$$

$$TCN_{5.9.3} := \begin{cases} \text{"Đạt"} & \text{if } \max(f_{pe}) \leq f_{pe.cf} \\ \text{"Không Đạt, kiểm tra lại"} & \text{otherwise} \end{cases} \qquad TCN_{5.9.3} = \text{"Đạt"}$$

+ Độ lệch tâm của cốt thép DUL thớ trên:

$$e_{ps'i} := \begin{pmatrix} y_{b0} - C_{ps'i} \\ y_{b1} - y_{ps1} \cdot \text{mm} \\ y_{b2} - y_{ps2} \cdot \text{mm} \\ y_{b3} - y_{ps3} \cdot \text{mm} \\ y_{b4} - y_{ps4} \cdot \text{mm} \end{pmatrix} \qquad e_{ps'i} = \begin{pmatrix} -0.29 \\ 0.915 \\ 0.749 \\ 0.699 \\ 0.649 \end{pmatrix} \text{ m}$$

+ Ứng suất thớ trên dầm do dự ứng lực:

$$i := 0 \dots 4$$

$$\sigma_{pe,td,i} := \frac{F_{pe,i} + F_{pe'i}}{A_{eq,i}} - \left(F_{pe,i} \cdot \frac{e_{psl,i}}{I_{eq,i}} \cdot y_{nl,i} + F_{pe'i} \cdot \frac{e_{ps'l,i}}{I_{eq,i}} \cdot y_{nl,i} \right)$$

$$\sigma_{pe,td} = \begin{pmatrix} 1.14 \\ -3.96 \\ -5.13 \\ -5.86 \\ -6.33 \end{pmatrix} \text{ MPa} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

+ Ứng suất thớ dưới dầm do dự ứng lực:

$$\sigma_{pe,td,i} := \frac{F_{pe,i} + F_{pe'i}}{A_{cu}} + F_{pe,i} \cdot \frac{e_{psl,i}}{I_{eq,i}} \cdot y_{kl,i} + F_{pe'i} \cdot \frac{e_{ps'l,i}}{I_{eq,i}} \cdot y_{kl,i}$$

$$\sigma_{pe,td} = \begin{pmatrix} -0.51 \\ 11.71 \\ 21.02 \\ 23.7 \\ 25.74 \end{pmatrix} \text{ MPa} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

5.8.1.2. Kiểm tra ứng suất nén trong bê tông khi khai thác

Khi khai thác, dầm có thể bị nứt do ứng suất nén ở thớ chịu nén phía trên của dầm vượt quá khả năng chịu nén cho phép.

f_n - ứng suất nén lớn nhất ở biên chịu nén của dầm (ở đây tính cho dầm giữa vì dầm giữa chịu mômen uốn lớn hơn)

$$f_n = \frac{F_{pe}}{A_{mc}} - F_{pe} \cdot \frac{e_{psl}}{I_{eq}} \cdot y_{nl} + \frac{M_{uSDg}}{I} \cdot y_n$$

Theo TTGH sử dụng, ứng suất nén trong dầm được kiểm tra theo các trường hợp sau:

5.8.1.2.1. Do tác động của ứng suất do DUL và tải trọng thường xuyên

+ Ứng suất thớ trên bản

$$\sigma_{l_{tb,i}} := \frac{M_{DC2g_i} + M_{DWg_i}}{I_{lh_i}} \cdot y_{nb,i} \quad \sigma_{l_{tb}} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0.148 \\ 0.357 \\ 0.65 \\ 1.212 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

+ Ứng suất thớ trên dầm:

$$\sigma_{1td_i} := \frac{M_{DC2g_i} + M_{DWg_i}}{I_{lh_i}} \cdot y_{nlh_i} + \frac{M_{DC1g_i}}{I_{eq_i}} \cdot y_{nl_i} + \sigma_{pe.td_i}$$

$$\sigma_{1td} = \begin{pmatrix} 1.14 \\ -2.55 \\ 0.04 \\ 3.57 \\ 11.25 \end{pmatrix} \text{ MPa} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Kiểm tra ứng suất thớ trên bản:

$$KT_{ban1} := \text{if} (\max(\sigma_{1tb}) \leq f_{cf1.nb}, \text{"Đạt"}, \text{"Không đạt"})$$

$$KT_{ban1} := \text{"Đạt"} \text{ với } f_{cf1.nb} = 15.75 \text{ MPa}$$

Kiểm tra ứng suất thớ trên dầm:

$$KT_{dam1} := \text{if} (\max(\sigma_{1td}) \leq f_{cf1.nd}, \text{"Đạt"}, \text{"Không đạt"})$$

$$KT_{dam1} := \text{"Đạt"} \text{ với } f_{cf1.nd} = 22.5 \text{ MPa}$$

5.8.1.2.2. Do tác động của hoạt tải và 50% tải trọng thường xuyên

Ứng suất thớ trên bản.....

$$\sigma_{2tb_i} := 0.5 \cdot (\sigma_{1tb_i}) + \frac{M_{L1.g_i}}{I_{lh_i}} \cdot y_{nb_i}$$

$$\sigma_{2tb} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0.889 \\ 2.136 \\ 3.873 \\ 7.083 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

Ứng suất thớ trên dầm.....

$$\sigma_{2td_i} := 0.5 \cdot \sigma_{1td_i} + \frac{M_{LL.g_i}}{I_{lh_i}} \cdot y_{nlh_i}$$

$$\sigma_{2td} = \begin{pmatrix} 0.569 \\ -0.623 \\ 1.56 \\ 4.576 \\ 10.724 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

Kiểm tra ứng suất thớ trên bản:

$$KT_{ban2} := \text{if} (\max(\sigma_{2tb}) \leq f_{cf2.nb}, \text{"Đạt"}, \text{"Không đạt"})$$

$$KT_{ban2} := \text{"Đạt"} \quad \text{với } f_{cf2.nb} = 14 \text{ MPa}$$

Kiểm tra ứng suất thớ trên dầm:

$$KT_{dam2} := \text{if} (\max(\sigma_{2td}) \leq f_{cf2.nd}, \text{"Đạt"}, \text{"Không đạt"})$$

$$KT_{dam2} := \text{"Đạt"} \quad \text{với } f_{cf2.nd} = 20 \text{ MPa}$$

5.8.1.2.3. Do tổng dự ứng lực hữu hiệu, tải trọng thường xuyên và tải trọng nhất thời

Trong ví dụ này không xét tải trọng khi vận chuyển

Ứng suất thớ trên bản.....

$$\sigma_{3_{tb_i}} := (\sigma_{1_{tb_i}}) + \frac{M_{LLg_i}}{I_{lh_i}} \cdot y_{nb_i} \quad \sigma_{3_{tb}} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0.964 \\ 2.314 \\ 4.198 \\ 7.689 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

Ứng suất thớ trên dầm.....

$$\sigma_{3_{td_i}} := \sigma_{1_{td_i}} + \frac{M_{LLg_i}}{I_{lh_i}} \cdot y_{nh_i} \quad \sigma_{3_{td}} = \begin{pmatrix} 1.139 \\ -1.899 \\ 1.581 \\ 6.359 \\ 16.349 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

Kiểm tra ứng suất thớ trên bản:

$$KT_{ban3} := \text{if} (\max (\sigma_{3_{tb}}) \leq f_{cf3.nb}, \text{"Đạt"}, \text{"Không đạt"})$$

$$KT_{ban3} = \text{"Đạt"} \quad \text{với } f_{cf3.nb} = 21 \text{ MPa}$$

Kiểm tra ứng suất thớ trên dầm:

$$KT_{dam3} := \text{if} (\max (\sigma_{3_{td}}) \leq f_{cf3.nd}, \text{"Đạt"}, \text{"Không đạt"})$$

$$KT_{dam3} = \text{"Đạt"} \quad \text{với } f_{cf3.nd} = 30 \text{ MPa}$$

+ Để phòng trường hợp thớ trên dầm các mặt cắt gần gối có thể bị kéo ta kiểm tra ứng suất kéo

$$KT_{keol} := \begin{cases} \text{"Đạt"} & \text{if } \min(\sigma_{1_{tb}}, \sigma_{1_{td}}, \sigma_{2_{tb}}, \sigma_{2_{td}}, \sigma_{3_{tb}}, \sigma_{3_{td}}) \geq f_{cf4.kd} \\ \text{"Không đạt"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\min(\sigma_{1_{tb}}, \sigma_{1_{td}}, \sigma_{2_{tb}}, \sigma_{2_{td}}, \sigma_{3_{tb}}, \sigma_{3_{td}}) = -2.551 \text{ MPa}$$

$$f_{cf4.kd} = -3.536 \text{ MPa}$$

$$KT_{keol} = \text{"Đạt"}$$

5.8.1.3. Kiểm tra ứng suất kéo trong bê tông khi khai thác

Kiểm tra ứng suất thớ dưới dầm liên hợp

Cũng kiểm tra trong trạng thái giới hạn về sử dụng, khi dầm đang chịu tải, thớ dưới sẽ chịu kéo.

Điều kiện để dầm không nứt là ứng suất kéo không vượt quá ngưỡng cho phép

$$\text{Điều kiện} \quad f_k \geq f_{cf4.kd} \quad f_{cf4.kd} = -3.536 \text{ MPa}$$

f_k - ứng suất nén lớn nhất ở biên chịu nén của dầm (ở đây tính cho dầm giữa vì dầm giữa chịu mômen uốn lớn hơn)

$$f_k := \frac{F_{pc}}{A_{eq}} + F_{pc} \cdot \frac{e_{psl}}{I_{eq}} \cdot y_{kl} - \left(\frac{M_{DC2g} + M_{DWg} + M_{LLg}}{I_{lh}} \cdot y_{klh} + \frac{M_{DC1g}}{I_{eq}} \cdot y_{kl} \right)$$

$$\sigma_{4_{dd_i}} := \sigma_{pc,dd_i} - \left(\frac{M_{DC2g_i} + M_{DWg_i} + M_{LLg_i}}{I_{lh_i}} \cdot y_{klh_i} + \frac{M_{DC1g_i}}{I_{eq_i}} \cdot y_{kl_i} \right)$$

$$x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m} \quad \sigma_{4_{dd}} = \begin{pmatrix} -0.511 \\ 8.726 \\ 12.809 \\ 8.912 \\ -1.616 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

Kiểm tra ứng suất thớ dưới dầm:

$$KT_{dam4} := \text{if} \left(\min(\sigma_{4_{dd_i}}) \geq f_{cf4.kd}, \text{"Đạt"}, \text{"Không đạt"} \right)$$

$$KT_{dam4} = \text{"Đạt"} \quad \text{với } f_{cf4.kd} = -3.536 \text{ MPa}$$

5.8.1.4. Kiểm toán ứng suất trong bê tông giai đoạn thi công

5.8.1.4.1. Kiểm toán ứng suất thớ trên trong quá trình thi công

Khi dầm vừa chế tạo xong, lúc này, dự ứng lực trong cốt thép là lớn nhất trong khi chưa có hoạt tải mà mới chỉ có tải trọng bản thân của dầm chống lại lực nén của dự ứng lực. Dầm có khả năng bị nứt thớ trên.

$$\text{Điều kiện } f_t \geq -0.58 \cdot \sqrt{f'_{ci}}$$

f_t - ứng suất thớ trên của dầm (có thể là ứng suất kéo do DUL)

f'_{ci} - cường độ chịu nén của bê tông dầm khi truyền lực

$$f'_{ci} := 0.8 \cdot f_{ci} \quad f_{ci} = 40 \text{ MPa}$$

Tải trọng tác dụng lên dầm khi thi công:

$$f_t = \frac{F_{pc}}{A_{eq}} - F_{pc} \cdot \frac{e_{psl}}{I_{eq}} \cdot y_{nl} + \frac{M_{DCde}}{I_{eq}} \cdot y_{nl}$$

Lực thực sự trong cáp DUL:

$$f_{petc} := f_{pj} - \Delta f_{pES} - \Delta f_{pR1}$$

$$F_{petc_i} := f_{petc_i} \cdot A_{ps_i} \quad F_{petc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 5.188 \times 10^3 \\ 6.363 \times 10^3 \\ 7.365 \times 10^3 \\ 7.502 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

$$f_t := \frac{F_{petc_i}}{A_{eq_i}} - F_{petc_i} \cdot \frac{e_{psl_i}}{I_{eq_i}} \cdot y_{nl_i} + \frac{M_{DCdc_i}}{I_{eq_i}} \cdot y_{nl_i} \quad f_t = \begin{pmatrix} 0 \\ -3.374 \\ -3.12 \\ -1.71 \\ 2.878 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

$$KT_{us5} := \begin{cases} \text{"Đạt"} & \text{if } \min(f_t) \geq -0.58 \sqrt{f'_{ci}} \cdot \text{MPa} \\ \text{"Không đạt"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$-0.58 \sqrt{f'_{ci}} \cdot \text{MPa} = -3.668 \text{ MPa}$$

$$KT_{us5} = \text{"Đạt"}$$

5.8.1.4.2. Kiểm toán ứng suất thớ dưới trong giai đoạn thi công

Đồng thời với khả năng nứt thớ trên, nếu như ta dự ứng lực vượt quá khả năng chịu nén của bê tông thì bê tông sẽ bị nứt dọc ở thớ dưới.

Kiểm tra khả năng này bằng phương trình dưới đây:

$$\text{Điều kiện} \quad f_d \leq 0.6 f'_{ci} \quad 0.6 f'_{ci} = 24 \text{ MPa} \quad (\text{TCN 5.9.4.1.1})$$

f_d - ứng suất thớ dưới của dầm (ở đây tính cho dầm biên vì dầm biên chịu mômen uốn lớn hơn)

$$f_d = \frac{F_{petc}}{A_{eq}} + F_{petc} \cdot \frac{e_{psl}}{I_{eq}} \cdot y_{klc} - \frac{M_{DCdc}}{I_{eq}} \cdot y_{kl}$$

$$f_{d_i} := \frac{F_{petc_i}}{A_{eq_i}} + F_{petc_i} \cdot \frac{e_{psl_i}}{I_{eq_i}} \cdot y_{kl_i} - \frac{M_{DCdc_i}}{I_{eq_i}} \cdot y_{kl_i} \quad f_d = \begin{pmatrix} 0 \\ 11.376 \\ 22.304 \\ 23.783 \\ 19.917 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

$$KT_{us6} := \begin{cases} \text{"Đạt"} & \text{if } \max(f_d) \leq 0.6 f'_{ci} \\ \text{"Không đạt"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad KT_{us6} = \text{"Đạt"}$$

5.8.1.5. Kiểm tra độ võng, độ võng dầm

Xét tại mặt cắt giữa nhịp (có độ võng lớn nhất)

Quy ước: Độ võng xuống mang dấu dương, võng lên mang dấu âm

Mômen quán tính của mặt cắt nguyên đối với trọng tâm (không xét cốt thép):

Tại mặt cắt giữa nhịp:

+ Đối với dầm Super T chưa liên hợp: $I_{d4} = 2.482 \times 10^{11} \text{ mm}^4$

+ Đối với dầm liên hợp: $I_g := I_{lh.bt4} \quad I_g = 4.333 \times 10^{11} \text{ mm}^4$

5.8.1.5.1. Độ võng do DUL

Độ võng do DUL có thể xác định theo công thức sau:

$$f_{v,ps} := \frac{-F_{ps4} \cdot e_{ps4} \cdot L^2}{8 \cdot E_{ci} \cdot I_d} \quad f_{v,ps} = -109.607 \text{ mm}$$

5.8.1.5.2. Độ võng do trọng lượng dầm

$$f_{v,DC1} := \frac{5 \cdot DC_{dc} \cdot g \cdot L_{tt}^4}{384 \cdot E_{cdam} \cdot I_{d4}} \quad f_{v,DC1} = 47.291 \text{ mm}$$

5.8.1.5.3. Độ võng do bản mặt cầu dầm ngang, ván khuôn, vách ngăn

$$f_{v,DC2} := \frac{5 \cdot (DC_{bmb} + DC_{dn} + DC_{vk} + DC_{vn}) \cdot g \cdot L_{tt}^4}{384 \cdot E_{cdam} \cdot I_{d4}} \quad f_{v,DC2} = 29.907 \text{ mm}$$

5.8.1.5.4. Độ võng do gờ chắn, lan can

$$f_{v,DC3} := \frac{5 \cdot (DC_{lcg}) \cdot g \cdot L_{tt}^4}{384 \cdot E_{cdam} \cdot I_g} \quad f_{v,DC3} = 0 \text{ mm (tính cho dầm giữa)}$$

5.8.1.5.5. Độ võng do lớp phủ và trang bị trên cầu

$$f_{v,DW} := \frac{5 \cdot (DW_g) \cdot g \cdot L_{tt}^4}{384 \cdot E_{cdam} \cdot I_g} \quad f_{v,DW} = 6.843 \text{ mm}$$

5.8.1.5.6. Độ võng của dầm sau khi căng cáp DUL

$$f_{v,TC} := f_{v,ps} + f_{v,DC1} \quad f_{v,TC} = -62.316 \text{ mm (võng lên)}$$

5.8.1.5.7. Độ võng của dầm khi khai thác dưới tác dụng các tải trọng thường xuyên

$$f_{v.TTTX} := f_{v.ps} + f_{v.DC1} + f_{v.DC2} + f_{v.DC3} + f_{v.DW}$$

$$f_{v.TTTX} = -25.566 \text{ mm (vồng lên)}$$

5.8.1.5.8. Độ võng của dầm khi khai thác dưới tác dụng các hoạt tải tải trọng thường xuyên

Điều kiện kiểm toán:

$$f_{v.LL} \leq \frac{L_{tt}}{800} \text{ và } f_{v.LLvPL} \leq \frac{L_{tt}}{1000}$$

trong đó:

L_{tt} - chiều dài nhịp tính toán, $L_{tt} = 37.6 \text{ m}$

$f_{v.LL}$ - độ võng lớn nhất tại giữa nhịp do xe

Lấy bằng trị số lớn hơn của: Kết quả tính của xe tải thiết kế đơn; 25% của xe tải thiết kế cùng tải trọng làn

$f_{v.LLvPL}$ - độ võng lớn nhất tại giữa nhịp do xe và người đi

Hệ số phân bố độ võng có thể lấy bằng số làn/số dầm, vì tất cả các làn thiết kế đều chất tải và tất cả các dầm đỡ đều giả thiết võng như nhau.

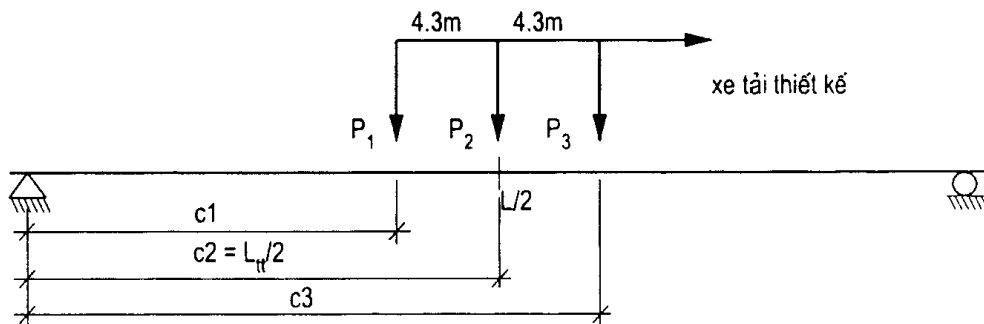
$$Df := \frac{n_{lan}}{N_b} \quad Df = 0.4 \quad N_b = 5 \quad n_{lan} = 2$$

Tính độ võng do xe tải đơn:

$$P_1 := Df \cdot 145 \text{ kN} \quad P_1 = 5.8 \times 10^4 \text{ N} \quad P_2 := P_1$$

$$P_3 := Df \cdot 35 \text{ kN} \quad P_3 = 1.4 \times 10^4 \text{ N}$$

Bố trí xe tại vị trí bất lợi nhất như hình vẽ



Hình 5.28: Xếp xe xác định độ võng

Khoảng cách từ trục xe đến gối:

$$c1 := \frac{L_{tt}}{2} - 4.3\text{m} \quad c2 := \frac{L_{tt}}{2} \quad c3 := \frac{L_{tt}}{2} + 4.3\text{m}$$

$$f_{v.1} := \frac{P_1 \cdot c1}{48 \cdot E_{cdam} \cdot I_g} \cdot (3 \cdot L_{tt}^2 - 4 \cdot c1^2) \quad f_{v.1} = 3.729 \text{ mm}$$

$$f_{v,2} := \frac{P_2 \cdot c2}{48 \cdot E_{cdam} \cdot I_g} \cdot (3 \cdot L_{tt}^2 - 4 \cdot c2^2) \quad f_{v,2} = 4.02 \text{ mm}$$

$$f_{v,3} := \frac{P_3 \cdot c3}{48 \cdot E_{cdam} \cdot I_g} \cdot (3 \cdot L_{tt}^2 - 4 \cdot c3^2) \quad f_{v,3} = 0.888 \text{ mm}$$

Độ võng do xe tải thiết kế:

$$f_{v,truck} := f_{v,1} + f_{v,2} + f_{v,3} \quad f_{v,truck} = 8.638 \text{ mm}$$

Tính độ võng do tải trọng làn

$$f_{v,lam} := \frac{5 \cdot q_{lam} \cdot L_{tt}^4}{384 \cdot E_{cdam} \cdot I_g} \quad f_{v,lam} = 15.15 \text{ mm}$$

Tính độ võng do tải trọng người đi

$$f_{v,PL} := \frac{5 \cdot (PL \cdot B_3) \cdot L_{tt}^4}{384 \cdot E_{cdam} \cdot I_g} \quad f_{v,lam} = 15.15 \text{ mm}$$

Độ võng do 25% xe tải thiết kế với tải trọng làn thiết kế

$$f_{v,xe} := 25\% \cdot f_{v,truck} + f_{v,lam} \quad f_{v,xe} = 17.309 \text{ mm}$$

$$f_{v,kt} = \max(f_{v,xe}, f_{v,truck}) \quad f_{v,kt} = 17.309 \text{ mm}$$

Kiểm tra độ võng do xe nói chung:

$$KT_{vong1} := \text{if} \left(f_{v,kt} \leq \frac{L_{tt}}{800}, \text{"Đạt"}, \text{"Không Đạt"} \right) \quad \frac{L_{tt}}{800} = 47 \text{ mm}$$

$$KT_{vong1} = \text{"Đạt"}$$

Kiểm tra độ võng do xe và tải trọng người đi:

$$f_{v,kt} + f_{v,PL} = 24.639 \text{ mm}$$

$$KT_{vong2} := \text{if} \left[(f_{v,kt} + f_{v,PL}) \leq \frac{L_{tt}}{1000}, \text{"Đạt"}, \text{"Không Đạt"} \right] \quad \frac{L_{tt}}{1000} = 37.6 \text{ mm}$$

$$KT_{vong2} = \text{"Đạt"}$$

5.8.2. Tính duyệt theo TTGH cường độ

5.8.2.1. Tính duyệt mômen uốn

5.8.2.1.1. Sức kháng uốn

Sức kháng uốn tính toán M_r được tính như sau:

$$M_r = \psi \cdot M_n$$

trong đó: M_n - sức kháng uốn danh định

ψ - hệ số sức kháng

Theo quy định của điều 5.5.4.2 ta có : $\psi := 0.9$

Coi thớ dưới chỉ có cốt thép DƯL chịu lực. Với mặt cắt hình chữ T thì quy đổi sức kháng danh định M_n được xác định như sau: (TCN 5.7.3.2.2.1)

$$M_n = \left[A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a_{td}}{2} \right) \right] + A_s \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s \cdot f'_y \cdot \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) \dots$$

$$+ 0.85 \cdot f'_{cl} \cdot \beta_1 \cdot h_f \cdot (b - b_w) \cdot \left(\frac{a_{td}}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

Với mặt cắt hình chữ nhật thì sức kháng danh định M_n được xác định như sau: (TCN 5.7.3.2.3)

$$M_n = \left[A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a_{td}}{2} \right) \right] + A_s \cdot f_y \cdot \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

trong công thức trên:

A_{ps} - diện tích thép dự ứng lực: $A_{ps} = \begin{pmatrix} 0 \\ 3.92 \times 10^3 \\ 5.04 \times 10^3 \\ 5.88 \times 10^3 \\ 5.88 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ mm}^2$

Bỏ qua diện tích cốt thép thường: $A_s := 0 \text{ m}^2$ $A'_s := 0 \text{ m}^2$

d_p - khoảng cách từ thớ nén mép trên dầm liên hợp đến trọng tâm cốt thép DƯL.

b - bề rộng mặt cắt chịu nén của cấu kiện : $b := b_{ban.b}$

b_w - bề dày bản bụng : $b_w = \begin{pmatrix} 0.89 \\ 0.7 \\ 0.1 \\ 0.1 \\ 0.1 \end{pmatrix} \text{ m}$

h_f - chiều dày cánh chịu nén: $h_f = 0.16 \text{ m}$

β_1 - hệ số chuyển đổi biểu đồ ứng suất quy định trong điều 5.7.2.2 :

$$\beta_1 := \begin{cases} 0.85 & \text{if } f_{cl} \leq 28 \text{ MPa} \\ 0.85 - 0.05 \frac{f'_{cl} - 28 \text{ MPa}}{7 \text{ MPa}} & \text{if } 28 \text{ MPa} < f_{cl} < 56 \text{ MPa} \\ 0.65 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$\beta_1 = 0.693$

f_{pu} - cường độ chịu kéo quy định của thép DƯL: $f_{pu} = 1.86 \times 10^3$ MPa

f_{py} - giới hạn chảy của thép DƯL: $f_{py} = 1.674 \times 10^3$ MPa

$$\text{Hệ số } k : k := 2 \cdot \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right)$$

c - khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trục trung hòa với giả thiết là thép DƯL của bó tạo thép đã bị chảy dẻo (TCN 5.7.3.1.1).

$$i := 0.4$$

$$c_{1_i} := \frac{A_{ps_i} f_{pu} - 0.85 \beta_1 f'_{c1} (b_i - b_{w_i}) \cdot h_i}{0.85 f'_{c1} \cdot \beta_1 \cdot b_{w_i} + k \cdot A_{ps_i} \cdot \frac{f_{pu}}{d_{p_i}}}$$

$$c_{2_i} := \frac{A_{ps_i} f_{pu}}{0.85 f'_{c1} \cdot \beta_1 \cdot b_i + k \cdot A_{ps_i} \cdot \frac{f_{pu}}{d_{p_i}}}$$

$$c_1 = \begin{pmatrix} -0.177 \\ 0.081 \\ 0.229 \\ 0.551 \\ 0.551 \end{pmatrix} \text{ m} \quad c_2 = \begin{pmatrix} 0 \\ 0.129 \\ 0.165 \\ 0.192 \\ 0.192 \end{pmatrix} \text{ m} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

$$i := 0.4 \quad c_i := \begin{cases} c_{1_i} & \text{if } c_{1_i} \geq h_i \\ c_{2_i} & \text{otherwise} \end{cases}$$

Chiều dày của khối ứng suất tương đương:

$$a_{td} := c \cdot \beta_1 \quad a_{td} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0.09 \\ 0.159 \\ 0.382 \\ 0.382 \end{pmatrix} \text{ m} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

f_{ps} - ứng suất trung bình trong cốt thép DƯL với sức kháng uốn danh định tính theo TCN 5.7.3.1.1-1:

$$f_{ps_i} := f_{pu} \cdot \left(1 - k \cdot \frac{c_i}{d_{p_i}} \right) \quad f_{ps} = \begin{pmatrix} 1.86 \times 10^3 \\ 1.822 \times 10^3 \\ 1.792 \times 10^3 \\ 1.698 \times 10^3 \\ 1.698 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

Thay các giá trị vào ta có: $i := 0.4$

$$M_{nT_i} := A_{ps_i} \cdot f_{ps_i} \cdot \left(d_{p_i} - \frac{a_{td_i}}{2} \right) + 0.85 \cdot f'_{c1} \cdot \beta_1 \cdot h_f (b_i - b_{w_i}) \cdot \left(\frac{a_{td_i}}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

$$M_{nb_i} := A_{ps_i} \cdot f_{ps_i} \cdot \left(d_{p_i} - \frac{a_{td_i}}{2} \right)$$

$$M_{n_i} := \begin{cases} M_{nT_i} & \text{if } c_{1_i} \geq h_f \\ M_{nb_i} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$M_n = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.229 \times 10^4 \\ 1.521 \times 10^4 \\ 1.666 \times 10^4 \\ 1.666 \times 10^4 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

$$x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Sức kháng uốn: $M_r := \psi \cdot M_n$

$$M_r = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.106 \times 10^4 \\ 1.369 \times 10^4 \\ 1.499 \times 10^4 \\ 1.499 \times 10^4 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

5.8.2.1.2. Mômen uốn tính duyệt

Ta lấy giá trị lớn nhất của mômen uốn tính toán theo TTGH CĐ1

$$M_{uid} := \begin{pmatrix} \max(M_{uCD1g_0}, M_{uCD1g_0}) \\ \max(M_{uCD1g_1}, M_{uCD1g_1}) \\ \max(M_{uCD1g_2}, M_{uCD1g_2}) \\ \max(M_{uCD1g_3}, M_{uCD1g_3}) \\ \max(M_{uCD1g_4}, M_{uCD1g_4}) \end{pmatrix} \quad M_{uid} = \begin{pmatrix} 0 \\ 2.423 \times 10^3 \\ 4.388 \times 10^3 \\ 7.997 \times 10^3 \\ 1.475 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

5.8.2.1.3. Điều kiện duyệt mômen uốn

$$KT_{CD} := \begin{cases} \text{"Đạt"} & \text{if } \min(M_r - M_{uld}) \geq 0 \\ \text{"Không đạt"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$KT_{CD} = \text{"Đạt"}$

5.8.2.2. Kiểm tra hàm lượng cốt thép DUL

5.8.2.2.1. Cốt thép tối đa (TCN 5.7.3.3.1)

Coi diện tích cốt thép thường $A_s = 0$ theo TCN 5.7.3.3.1-2 ta có:

$$d_c = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot d_p + A_s \cdot f_y \cdot d_s}{A_{ps} \cdot f_{ps} + A_s \cdot f_y}$$

$$d_{c_i} := \frac{A_{ps_i} \cdot f_{ps_i} \cdot d_{p_i}}{A_{ps_i} \cdot f_{ps_i}} \quad d_c = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.765 \\ 1.764 \\ 1.767 \\ 1.767 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Kiểm tra điều kiện : $\frac{c}{d_c} \leq 0.42$

$$TCN_{5.7.3.3.1} := \begin{cases} \text{"Đạt"} & \text{if } \max(c - 0.42d_c) \leq 0 \\ \text{"Không đạt"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$TCN_{5.7.3.3.1} = \text{"Đạt"}$

5.8.2.2.2. Cốt thép tối thiểu (TCN 5.7.3.3.2)

Cốt thép tối thiểu phải đảm bảo mômen kháng uốn tính toán giá trị nhỏ hơn trong 2 giá trị sau:

+ 1.2 lần sức kháng nứt,

+ 1.33 lần mômen tính toán cần thiết dưới tổ hợp tải trọng - cường độ.

Cường độ chịu kéo khi uốn:

$$f_r := -0.63 \cdot \sqrt{f'_{cl}} \cdot \text{MPa} \quad f_r = -4.455 \text{ MPa}$$

Ứng suất thớ dưới dầm Super T: $\sigma_{4_{dd}} = \begin{pmatrix} -0.511 \\ 8.726 \\ 12.809 \\ 8.912 \\ -1.616 \end{pmatrix} \text{ MPa}$

Tổng ứng suất gây nứt.

$$\Delta\sigma := \sigma_{4..} - f_t$$

$$\Delta\sigma = \begin{pmatrix} 3.9 \\ 13.2 \\ 17.3 \\ 13.4 \\ 2.8 \end{pmatrix} \text{ MPa}$$

$$x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Mômen tính đối với đáy dầm

$$S_b = \begin{pmatrix} 0.115 \\ 0.456 \\ 0.284 \\ 0.284 \\ 0.284 \end{pmatrix} \text{ m}^3$$

$$x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Tổng mômen gây nứt :

$$\Delta M_i := \Delta\sigma_i \cdot S_{b_i} \quad \Delta M = \begin{pmatrix} 451.5 \\ 6015.9 \\ 4904.0 \\ 3797.1 \\ 806.3 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

Mômen theo TTGH sử dụng:

$$i := 0.4$$

$$M_{uSDg} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.635 \times 10^3 \\ 2.963 \times 10^3 \\ 5.402 \times 10^3 \\ 9.981 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

Mômen gây ra bởi lực DƯL.....

$$M_{ps_i} := -(F_{pc_i} \cdot e_{ps_i})$$

Mômen nứt.....

$$M_{cr_i} := (M_{uSDg_i} + M_{ps_i}) + \Delta M_i$$

$$x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m} \quad M_{ps} = \begin{pmatrix} 0 \\ -3.855 \times 10^3 \\ -3.666 \times 10^3 \\ -4.221 \times 10^3 \\ -4.593 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m} \quad M_{cr} = \begin{pmatrix} 451.509 \\ 3.797 \times 10^3 \\ 4.201 \times 10^3 \\ 4.978 \times 10^3 \\ 6.195 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

Momen kháng uốn yêu cầu.....

$$M_{r,yc_i} := \min(1.2 \cdot M_{cr_i}, 1.33M_{uCD1g_i}) \quad M_{r,yc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 3.222 \times 10^3 \\ 5.041 \times 10^3 \\ 5.973 \times 10^3 \\ 7.434 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

Kiểm tra mômen kháng thỏa mãn yêu cầu cốt thép tối thiểu:

$$M_r = \begin{pmatrix} 0 \\ 11058.5 \\ 13692.3 \\ 14994.4 \\ 14994.4 \end{pmatrix} \text{ kN.m} \quad M_{r,yc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 3.222 \times 10^3 \\ 5.041 \times 10^3 \\ 5.973 \times 10^3 \\ 7.434 \times 10^3 \end{pmatrix} \text{ kN.m}$$

$$TCN_{5.7.3.3.2} := \begin{cases} \text{"Đạt"} & \text{if } \min(M_r - M_{r,yc}) \geq 0 \\ \text{"Không đạt, cốt thép không thỏa mãn yêu cầu tối thiểu"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

TCN_{5.7.3.3.2} = "Đạt"

5.9. TÍNH DUYỆT THEO LỰC CẮT VÀ XOẮN

5.9.1. Xác định sức kháng cắt danh định

Sức kháng danh định lấy giá trị nhỏ hơn trong hai giá trị sau:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 0.25 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d_v + V_p$$

Sức kháng cắt có thể chia thành, V_c - do ứng suất kéo trong bê tông, V_s - do cốt thép chịu cắt, V_p - do thành phần dự ứng lực thẳng đứng.

Sức kháng danh định của mặt cắt bê tông: $V_c = 0.0316 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_v \cdot d_v$

Sức kháng danh định do cốt thép chịu cắt: $V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot \cot(\theta)}{s}$

Sức kháng danh định do thành phần dự ứng lực thẳng đứng $V_p := 0 \text{ kN}$

Bỏ qua cốt thép thường chịu kéo. $d_s := 0 \text{ m}$

Chiều cao chịu cắt hữu hiệu.....

$$d_v := \max\left(d_s - \frac{a_{id1}}{2}, 0.9 \cdot d_c, 0.72 \cdot h\right) \quad d_v = 1.59 \text{ m}$$

(Chú ý: Đây là cơ sở để xác định mặt cắt duyệt lực cắt $x_j = 1.59 \text{ m}$)

5.9.1.1. Xác định thông số β và θ [TCN 5.8.3.4.2]

Tra bảng TCN để xác định β từ thông số ứng suất cắt $\frac{v}{f'_c}$.

Ứng biến dọc trong cốt thép phía chịu uốn:

$$\epsilon_s = \frac{M_u + 0.5 \cdot V_u \cdot \cot(\theta) - A_{ps} \cdot f_{p0}}{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}}$$

Bề rộng hữu hiệu..... $b_v := b_w$ vậy $b_v = \begin{pmatrix} 0.89 \\ 0.7 \\ 0.1 \\ 0.1 \\ 0.1 \end{pmatrix} \text{ m}$

Chiều cao chịu cắt hữu hiệu..... $d_v = 1.59\text{m}$

Hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo truyền lực kéo β

Góc nghiêng của ứng suất nén chéo θ

Ứng suất cắt trong bê tông được xác định theo công thức TCN 5.8.2.9-1:

$$v = \frac{V_u - \phi \cdot V_p}{\phi \cdot b_v \cdot d_v}$$

Lực cắt đã nhân hệ số tại mặt cắt kiểm tra lực cắt $x_1 = 1.59\text{m}$: $V_u := V_{uCD1g_1}$

Tại mặt cắt đang xét $V_u = 8.1 \times 10^5 \text{ N}$

Hệ số sức kháng cắt (TCN 5.5.4.2) $\phi_v := 0.9$

Ứng suất cắt trong bê tông $v := \frac{V_u - \phi_v \cdot V_p}{\phi_v \cdot b_{v1} \cdot d_v} \quad v = 0.81\text{MPa} \quad \frac{v}{f'_c} = 0.016$

Bảng TCN 5.8.3.4.2-1 thể hiện giá trị của θ và β cho mặt cắt có cốt thép ngang.

+ Lực dọc do DUL: $F_{ps1} = 4.593 \times 10^6 \text{ N}$

+ Ứng suất trong thép DUL khi ứng suất bê tông xung quanh nó bằng 0:

$$f_{p0} := f_{pc1} - \frac{F_{ps1}}{A_{lh1}} \cdot \frac{E_p}{E_{cdam}} \quad f_{p0} = 1.151 \times 10^3 \text{ MPa}$$

Chiều dài truyền lực hữu hiệu của thép DƯL.....

$$L_{tl} := 60 \cdot D_{ps}$$

$$L_{tl} = 0.912 \text{ m}$$

Vì chiều dài truyền lực, $L_{tl} = 0.912 \text{ m}$, nhỏ hơn khoảng cách đến mặt cắt tính duyệt lực cắt, $x_1 = 1.59 \text{ m}$, nên toàn bộ ứng suất trong thép DƯL tại mặt cắt đó là hữu hiệu.

Mômen có nhân hệ số tại mặt cắt:

$$M_u := \max(M_{uCD1g1}, V_u \cdot d_v) \quad M_u = 2.423 \times 10^3 \text{ kN.m}$$

Để xác định ứng biến trong thép dọc ta giả định thông số: $\theta := 27 \text{ deg}$

$$\text{Ứng biến} \dots \dots \dots \varepsilon_x := \frac{M_u + 0.5 \cdot V_u \cdot \cot(\theta) - A_{ps1} \cdot f_{p0}}{E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps1}} \quad \varepsilon_x = -2.84 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_x := \begin{cases} \varepsilon_x & \text{if } 0 \leq \varepsilon_x \leq 0.002 \\ \text{"Không đạt, tính lại"} & \end{cases} \quad \varepsilon_x = \text{"Không đạt, tính lại"}$$

Ứng biến có giá trị âm thì phải tính lại theo công thức TCN 5.8.3.4.2-3

$$\text{với} \quad \varepsilon_x = \frac{M_u + 0.5 \cdot V_u \cdot \cot(\theta) - A_{ps} \cdot f_{p0}}{E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps}}$$

Diện tích bê tông phía chịu uốn của dầm (hình TCN 5.8.3.4.2-3)

$$A_c := \frac{A_1 \cdot h}{H \cdot 2}$$

(Có thể lấy bằng diện tích dầm không liên hợp chia chiều cao nhân với nửa chiều cao dầm liên hợp).

$$A_c = 9.027 \times 10^5 \text{ mm}^2$$

Tính lại giá trị ứng biến.

$$\varepsilon_x := \frac{M_u + 0.5 \cdot V_u \cdot \cot(\theta) - A_{ps1} \cdot f_{p0}}{E_{cdam} \cdot A_c + E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps1}} \quad \varepsilon_x = -0.0610^{-3}$$

$$\text{Thông số } \frac{v}{f'_c} \dots \dots \dots \frac{v}{f'_{cl}} = 0.016$$

Tra bảng TCN 5.8.3.4.2-1, các giá trị của θ và β có thể lấy như sau:

Góc xiên ứng suất nén: $\theta := 27 \text{ deg}$ (tra bảng lấy các thông số)

Hệ số:
$$\beta := \frac{4.88 - 5.63}{0 + 0.1} \cdot (\varepsilon_x + 0.1) + 5.63 \quad \beta = 4.88$$

Góc xiên ứng suất nén phù hợp với giả thiết tiếp tục sử dụng để tính toán

Sức kháng cắt danh định của mặt cắt:

$$V_c := 0.083 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_{cl}} \cdot \text{MPa} \cdot b_{v1} \cdot d_v \quad V_c = 3.2 \times 10^3 \text{ kN}$$

5.9.1.2. Chọn cốt thép đai chống cắt

Để thuận lợi cho thi công chọn đường kính cốt đai không đổi nhưng khoảng cách thay đổi theo sự giảm lực cắt theo chiều dài dầm:

$$D_{ctd} := 16 \text{ mm}$$

Bước cốt đai

$$s_{ctd} := \begin{pmatrix} 100 \\ 150 \\ 200 \\ 250 \\ 250 \end{pmatrix} \text{ mm} \quad x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Diện tích cốt đai tại các mặt cắt trong cự ly s_{ctd} : $i := 0..4$

$$A_{v1} := 0.083 \cdot \sqrt{f'_{cl}} \cdot \text{MPa} \cdot \frac{b_{v1} \cdot s_{ctd_i}}{f_y} \quad A_v = \begin{pmatrix} 124.367 \\ 146.725 \\ 27.948 \\ 34.934 \\ 34.934 \end{pmatrix} \text{ mm}^2$$

Góc nghiêng cốt đai $\alpha := 0$

$$V_s := \frac{A_{v1} \cdot f_y \cdot d_v \cdot \cot(\theta)}{s_{ctd_i}} \quad V_s = 1.282 \times 10^6 \text{ N}$$

5.9.2. Tính duyệt lực cắt theo TTGH cường độ

Cường độ kháng cắt danh định tại mặt cắt x l:

$$V_n := V_c + V_p + V_s \quad V_n = 4.471 \times 10^3 \text{ kN}$$

Cường độ kháng cắt phải thoả mãn điều kiện $V_n \cdot \phi_v \geq V_u$

$$KT_V := \text{if}(V_n \cdot \phi_v \geq V_u, \text{"Đạt"}, \text{"Không đạt"}) \quad KT_V = \text{"Đạt"}$$

5.9.3. Kiểm tra lại bố trí cốt đai

Khoảng cách tối đa:

Nội tính toán tại các mặt cắt

$$i := 0.4$$

$$V_{u_i} := V_{uCD1g_i}$$

$$M_{u_i} := M_{uCD1g_i}$$

$$s_{max_i} := \text{if} \left[V_{u_i} < (0.1 \cdot f'_{c1} \cdot b_{v_i} \cdot d_v), \min(0.8 \cdot d_v, 0.6\text{m}), \min(0.4 \cdot d_v, 0.3\text{m}) \right]$$

$$s_{max} = \begin{pmatrix} 600 \\ 600 \\ 600 \\ 600 \\ 600 \end{pmatrix} \text{ mm}$$

Chọn khoảng cách cốt đai:

$$s_{cd_i} := \text{if}(s_{max_i} > s_{ctd_i}, s_{max_i})$$

$$s_{cd} = \begin{pmatrix} 100.0 \\ 150.0 \\ 200.0 \\ 250.0 \\ 250.0 \end{pmatrix} \text{ mm}$$

$$x_{mc} = \begin{pmatrix} 0 \\ 1.59 \\ 3 \\ 6 \\ 18.8 \end{pmatrix} \text{ m}$$

5.9.4. Tính duyệt cốt thép dọc chịu xoắn

Để mặt cắt không bị xoắn cốt thép dọc phải được bố trí cân xứng sao cho tại mỗi mặt cắt khả năng chịu kéo của cốt thép phần chịu kéo uốn của cấu kiện có tính đến các trường hợp không phát huy hết của cốt thép này.

Phương trình lực yêu cầu trong cốt thép dọc:

$$T = \frac{M_u}{d_v \cdot \phi} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0.5 \cdot V_s - V_p \right) \cdot \cot(\theta)$$

5.9.4.1. Tại mặt cắt kiểm tra lực cắt $x_1 \approx 1.59 \text{ m}$

$$T_1 := \frac{M_{u1}}{d_v \cdot \phi} + \left(\frac{V_{u1}}{\phi_v} - 0.5 \cdot V_s - V_p \right) \cdot \cot(\theta) \quad T_1 = 2.031 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

Diện tích cốt thép chịu mômen dương: $A_{ps1} = 3.92 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$

Lực dọc tương đương trong cốt thép..... $T_{d1} := F_{ps1}$

$$TCN_{5.8.3.5} := \begin{cases} \text{"Đạt, đủ diện tích cốt thép dọc"} & \text{if } T_{d1} \geq T_1 \\ \text{"Không đạt, thiếu cốt thép dọc chịu xoắn"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$TCN_{5.8.3.5} := \text{"Đạt, đủ diện tích cốt thép dọc"}$$

5.9.4.2. Tại mặt cắt gối

$$T = \frac{M_u}{d_v \cdot \phi} + \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0.5 \cdot V_s - V_p \right) \cdot \cot(\theta)$$

$$M_u := M_{uCD1g0} \quad M_u = 0 \text{ kN.m}$$

$$\text{với.....} \quad V_s := \min \left(\frac{A_{v0} \cdot f_y \cdot d_v \cdot \cot(\theta)}{s_{cd0}}, \frac{V_{u0}}{\phi_v} \right) \quad V_s = 1.0 \times 10^3 \text{ kN}$$

$$\text{Tại gối:} \quad V_p = 0 \text{ kN}$$

$$\text{Lực dọc do DUL:} \quad F_{ps,d0} = A_{ps0} \cdot f_{pe0} \quad F_{ps,d0} = 0 \text{ N}$$

$$\text{vậy.....} \quad T_0 := \left(\frac{V_{u0}}{\phi_v} - 0.5 \cdot V_s - V_p \right) \cdot \cot(\theta) \quad T_0 = 984.54 \text{ kN}$$

Do tại đầu dầm cắt khác không bố trí cốt thép DUL nên ta sẽ bố trí các thanh D32 dọc để chịu lực dọc và lực cắt.

$$D32 := 32 \text{ mm}$$

$$\text{Diện tích 1 thanh} \quad A_{D32} := \pi \cdot D32^2 \quad A_{D32} = 3.217 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

Diện tích cốt thép thường chịu lực A_s phải đảm bảo điều kiện:

$$\text{Lực dọc tương đương trong cốt thép.....} \quad T_{d1} \cdot A_s \cdot f \geq T_0$$

$$\text{Vậy diện tích cốt thép thường:} \quad A_{s,\min} := \frac{T_0}{f_y}$$

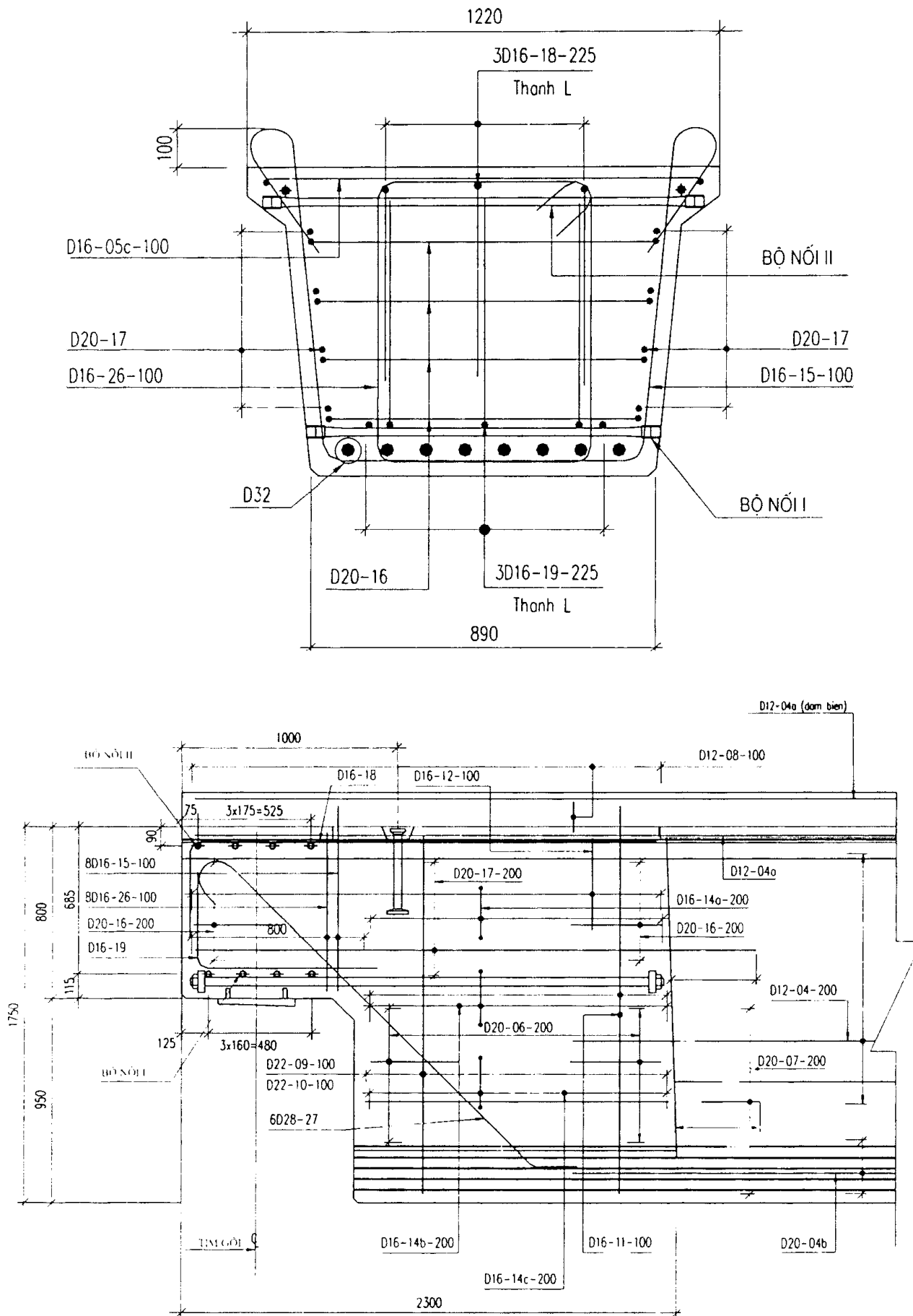
$$\text{Số lượng thanh D32 tối thiểu:} \quad n_{D32,\min} = \frac{A_{s,\min}}{A_{D32}} \quad n_{D32,\min} = 0.729$$

$$\text{Bố trí như hình vẽ} \quad n_{D32,\min} := 8 \quad A_s := n_{D32} \cdot A_{D32} \quad f_y = 420 \text{ MPa}$$

$$\text{Lực dọc tương đương} \quad T_{d1} := A_s \cdot f_y \quad T_{d1} = 1.081 \times 10^4 \text{ kN}$$

$$TCN_{5.8.3.5} := \begin{cases} \text{"Đạt, đủ diện tích cốt thép dọc"} & \text{if } T_{d1} \geq T_0 \\ \text{"Không đạt, thiếu cốt thép dọc chịu xoắn"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$TCN_{5.8.3.5} := \text{"Đạt, đủ diện tích cốt thép dọc"}$$



Hình 5.29: Bố trí cốt thép dầu dầm Super T

5.10. TÍNH DUYỆT BẢN MẶT CẦU VÀ DẦM NGANG

Lý thuyết và ví dụ tính toán bản mặt cầu và dầm ngang đã được trình bày trong chương II và chương IV nên để giảm bớt khối lượng tính toán trong ví dụ này sẽ không trình bày lại. Đối với dầm Super T chỉ bố trí dầm ngang ở đầu dầm nên trong nhiều thiết kế cũng không yêu cầu tính chi tiết dầm ngang.

5.11. THIẾT KẾ MỘT SỐ NỘI DUNG KHÁC

Để giảm bớt khối lượng tính toán của ví dụ này nên một số thiết kế kiểm tra khác cũng sẽ không được trình bày như:

- + Lựa chọn và thiết kế bê mặt cốt thép và neo cốt thép, vùng neo cốt thép.
- + Thiết kế đầu dầm cắt khác.
- + Thiết kế độ vồng trước.
- + Thiết kế co ngót từ biển.
- + Thiết kế vận chuyển thi công.
- + Tính duyệt mới
- + Tính duyệt với tổ hợp theo TTGH đặc biệt có các tải trọng gió, động đất ...

Đối với các thiết kế cụ thể người kỹ sư phải đảm bảo các nội dung thiết kế này ở mức tối thiểu. Đối với đầu dầm cắt khác nên thiết kế chống cắt theo mô hình giàn ảo, có thể tham khảo ví dụ tính đầu dầm cắt khác trong sách "Tính toán kết cấu bê tông cốt thép theo mô hình Giàn ảo" NXB Xây dựng 05/2005.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. *Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN 272-05*. Bộ Giao thông vận tải.
2. PGS.TS. Nguyễn Viết Trung, TS. Hoàng Hà. *Cầu bê tông cốt thép nhịp giản đơn*. NXB Giao thông vận tải. 2003.
3. PGS.TS. Nguyễn Viết Trung. *Thiết kế cầu bê tông cốt thép hiện đại theo Tiêu chuẩn ACI*. NXB Giao thông vận tải. 2000.
4. PGS.TS. Nguyễn Viết Trung, TS. Hoàng Hà, ThS. Đào Duy Lâm. *Các ví dụ tính toán cầu bê tông cốt thép theo tiêu chuẩn mới 22TCN 272-01*. NXB Xây dựng. 2004.
5. PGS.TS. Nguyễn Viết Trung, ThS. Vũ Văn Toàn, KS. Trần Thu Hằng. *Tính toán kỹ thuật xây dựng trên MathCad*. NXB Xây dựng. 2004.
6. Nhóm sinh viên NCKH lớp CTGTTP 44 và GTCC 42. *Xây dựng Chương trình tính toán thiết kế dầm bê tông cốt thép dự ứng lực theo 22TCN 272-01 bằng phần mềm Mathcad*. Hội nghị NCKH SV Đại học Giao thông vận tải, tháng 5/2005.
7. *Concrete Bridge Design Hand book*. Viện Bê tông Mỹ
8. *Load Resistance Factor Design*. American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO, Washington, D.C., 1996.
9. ASTM. *Annual Book of ASTM Standards*. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1996.

MỤC LỤC

<i>Lời nói đầu</i>	3
Chương 1. Trình tự thiết kế cầu dầm giản đơn dự ứng lực	
1.1. Triết lý thiết kế tổng quát	5
1.2. Trình tự thiết kế kết cấu nhịp dầm giản đơn dự ứng lực	7
1.3. Sơ đồ tính toán thiết kế	34
Chương 2. Thiết kế bản mặt cầu và dầm ngang	
2.1. Thiết kế bản mặt cầu	44
2.2. Tính toán dầm ngang	70
Chương 3. Ví dụ tính toán thiết kế dầm chữ I bê tông cốt thép dự ứng lực nhịp giản đơn	
3.1. Số liệu thiết kế	80
3.2. Thiết kế cấu tạo	81
3.3. Tính toán đặc trưng hình học dầm I, hệ số phân bố tải trọng	83
3.4. Xác định nội lực tại các mặt cắt đặc trưng	92
3.5. Tính toán và bố trí cốt thép	113
3.6. Đặc trưng hình học của các mặt cắt dầm	117
3.7. Tính toán các mất mát dự ứng suất	122
3.8. Tính duyệt theo mômen	127
3.9. Tính duyệt theo lực cắt và xoắn	142
3.10. Tính duyệt bản mặt cầu và dầm ngang	149
3.11. Thiết kế một số nội dung khác	149
Chương 4. Ví dụ tính toán dầm cầu bê tông cốt thép dự ứng lực mặt cắt chữ T lắp ghép	
4.1. Các loại vật liệu	150
4.2. Bố trí chung mặt cắt ngang cầu	151
4.3. Tính toán bản mặt cầu	153
4.4. Tính toán nội lực dầm chủ do tĩnh tải	169

4.5. Nội lực dầm chủ do hoạt tải	176
4.6. Các đặc trưng vật liệu cho dầm chủ	186
4.7. Chọn và bố trí cáp dự ứng lực	187
4.8. Tính toán các mất mát ứng suất	191
4.9. Kiểm toán theo trạng thái giới hạn cường độ I	193
4.10. Kiểm toán dầm theo trạng thái giới hạn sử dụng	200
4.11. Tính độ võng cầu	203
4.12. Tính toán dầm ngang (tham khảo)	205
Chương 5. Ví dụ tính toán thiết kế dầm Super T bê tông cốt thép dự ứng lực	
5.1. Số liệu thiết kế	211
5.2. Thiết kế cấu tạo	212
5.3. Tính toán đặc trưng hình học dầm Super T, hệ số phân bố tải trọng	214
5.4. Xác định nội lực tại các mặt cắt đặc trưng	223
5.5. Tính toán và bố trí cốt thép	245
5.6. Đặc trưng hình học của các mặt cắt dầm	250
5.7. Tính toán các mất mát dự ứng suất	256
5.8. Tính duyệt theo mômen	260
5.9. Tính duyệt theo lực cắt và xoắn	275
5.10. Tính duyệt bản mặt cầu và dầm ngang	282
5.11. Thiết kế một số nội dung khác	282
Tài liệu tham khảo	283