

## Phần II

# VÍ DỤ TÍNH TOÁN

## Chương V

### CẦU DÀM THÉP LIÊN HỢP VỚI BẢN BÊ TÔNG CỐT THÉP

#### 5.1. SỐ LIỆU ĐẦU VÀO

Chiều dài nhịp ( $L_1$ ):	24,6m
Chiều dài nhịp tính toán ( $L_u$ ):	24,0m
Khổ cầu (K):	10,5m
Tải trọng:	HL93
Số lượng dầm chủ ( $N_b$ ):	6
Khoảng cách giữa các dầm chủ (S):	1,9m

##### 5.1.1. Vật liệu

###### 5.1.1.1. Thép

Cường độ chảy ( $F_y$ ):	250 MPa
Cường độ chịu kéo ( $F_u$ ):	400 MPa
Mô đun đàn hồi của thép thường ( $E_s$ ):	200000 MPa
Thép đường hàn là thép cơ bản A36/M270 cấp 250.	

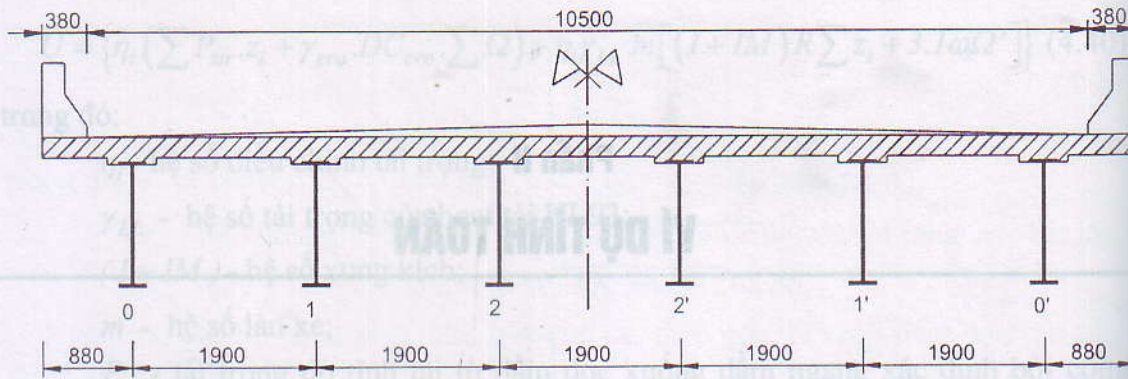
###### 5.1.1.2. Bê tông

Bê tông sử dụng cho bản mặt cầu là bê tông có  $f'_c = 30$  MPa.

###### 5.1.2. Mặt cắt ngang

Xem hình 5.1.





Hình 5.1. Bố trí chung và mặt cắt ngang cầu

## 5.2. CHỌN TIẾT DIỆN

### 5.2.1. Chọn tiết diện chung

#### 5.2.1.1. Chiều cao dầm chủ

Theo khuyến nghị của AASHTO cho dầm I ở điều 2.5.2.6.3 về chiều cao dầm tối thiểu là  $0,04L$  đối với dầm giản đơn và  $0,032L$  đối với dầm liên tục, do đó chiều cao tối thiểu của dầm thép liên hợp được xác định là:

$$h \geq 0,04L \rightarrow h \geq 0,04 \times 24000 = 960 \text{ (mm)}$$

Chọn chiều cao dầm  $d = 1100 \text{ (mm)}$

Chiều dày của bản mặt cầu lấy không nên nhỏ hơn 190cm (có cộng thêm 15cm lớp chống hao mòn) để đảm bảo cho dầm thép đủ khả năng chịu lực. Đồng thời chiều dày của bản bê tông được xác định theo AASHTO:

$$h_{min} = (s + 3000) / 30 = (1900 + 3000) / 30 = 163,33 \text{ (mm)}$$

Chọn chiều dày của bản mặt cầu  $t_s = 200 \text{ (mm)}$ .

#### 5.2.1.2. Tính cân xứng của mặt cắt ngang (A6.10.2.2)

Chiều cao sườn dầm:  $D = 0,95d = 0,95 \times 1100 = 1045 \text{ (mm)}$ , chọn  $D = 1050 \text{ (mm)}$

Từ điều kiện:  $b_f \geq D / 6 = 1050 / 6 = 175 \text{ (mm)}$

Chọn bản biên trên có:  $b_{tf} = 300 \text{ (mm)}$ , bản biên dưới có  $b_{bf} = 400 \text{ (mm)}$

Từ điều kiện:  $b_f / 2t_f \leq 12 \rightarrow t_f \geq b_f / 24$

Bản biên trên:  $b_{tf} / 24 = 300 / 24 = 12,5 \text{ (mm)} \rightarrow t_{tf} = 25 \text{ (mm)}$

Bản biên dưới:  $b_{bf} / 24 = 400 / 24 = 16,7 \text{ (mm)} \rightarrow t_{bf} = 25 \text{ (mm)}$



Chiều dày vách: từ điều kiện:  $t_f \geq 1,1t_w \rightarrow t_w \leq t_f / 1,1 = 25 / 1,1 = 22,7$  (mm)

Chọn  $t_w = 16$  (mm)

### 5.2.2. Kiểm tra tính cân xứng (A6.10.2.2)

Tính cân xứng của vách được kiểm tra theo công thức 3.50:

$$0,1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10$$

trong đó:

$I_{yc} = 56,25$  (mm<sup>4</sup>) - mô men quán tính của bản biên chịu nén tiết diện thép đối với trục thẳng đứng của mặt phẳng vách;

$I_{yt} = 133,33$  (mm<sup>5</sup>) - mô men quán tính của bản biên chịu kéo tiết diện thép đối với trục thẳng đứng của mặt phẳng vách.

Suy ra: 
$$0,1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} = \frac{56,25}{133,33} = 0,42 \leq 10$$

Giới hạn này đảm bảo cho việc tính toán ổn định xoắn ngang là có hiệu quả.

## 5.3. TÍNH ĐẶC TRƯNG HÌNH HỌC

### 5.3.1. Xác định chiều rộng có hiệu của bản mặt cầu

Chiều rộng có hiệu của bản mặt cầu được xác định theo mục 3.2.4.1.

#### 5.3.1.1. Đối với dầm trong

Chiều rộng có hiệu bản cánh đối với dầm trong được tính như sau:

$$b_e = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,25 \times 24000 = 6000 \text{ mm} \\ 12 \times 200 + \max(16; 300 / 2) = 2550 \text{ mm} \\ 1900 \text{ mm} \end{array} \right\}$$

Vậy chiều rộng có hiệu của bản cánh dầm trong  $b_e = 1900$  mm.

#### 5.3.1.2. Đối với dầm ngoài

Chiều rộng có hiệu bản cánh đối với dầm ngoài được tính như sau:

$$b_e = \frac{b_i}{2} + \min \left\{ \begin{array}{l} 0,125 \times 24000 = 3000 \text{ mm} \\ 6 \times 200 + \max\left(\frac{16}{2}; 300 / 4\right) = 1275 \text{ mm} \\ 880 \text{ mm} \end{array} \right\}$$



Vậy chiều rộng có hiệu của bản cánh dầm ngoài  $b_e = 1830$  mm.

### 5.3.2. Xác định đặc trưng hình học

#### 5.3.2.1. Giai đoạn tiết diện chưa liên hợp (tiết diện dầm thép)

Kết quả tính toán đặc trưng hình học của tiết diện chưa liên hợp được ghi trong bảng 5.1.

**Bảng 5.1. Đặc trưng hình học của tiết diện chưa liên hợp**

Đặc trưng hình học	Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
Diện tích dầm thép	$A_{NC}$	0.0343	m <sup>2</sup>
Mô men quán tính tĩnh đối với x	$Q_{NC}$	0.0175	m <sup>3</sup>
Khoảng cách từ mép chịu kéo đến trục trung hòa NC	$y_{NC}^b$	0.5110	m
Khoảng cách từ mép chịu nén đến trục trung hòa NC	$y_{NC}'$	0.5890	m
Mô men quán tính chính đối với trục NC	$I_{NC}$	0.0065	m <sup>4</sup>
Mô men kháng uốn thứ chịu kéo	$S_{NC}^b$	0.0128	m <sup>3</sup>
Mô men kháng uốn thứ chịu nén	$S_{NC}'$	0.0111	m <sup>3</sup>

#### 5.3.2.2. Giai đoạn tiết diện liên hợp dài hạn

Theo công thức (3.5), bề rộng chuyển đổi của bản bê tông được tính:

$$b_{tr,LT} = \frac{b_e}{3n} = \frac{1830}{3 \times 8} = 76,25 \text{ (mm)}$$

Kết quả tính toán đặc trưng hình học của tiết diện liên hợp được ghi trong bảng 5.2.

**Bảng 5.2. Xác định đặc trưng hình học của tiết diện liên hợp dài hạn**

Đặc trưng hình học	Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
Diện tích dầm thép	$A_{LT}$	0.050	m <sup>2</sup>
Mô men quán tính tĩnh đối với x	$Q_{LT}$	0.011	m <sup>3</sup>
Khoảng cách giữa trục NC và LT	b	227.442	mm
Khoảng cách từ mép chịu kéo đến trục trung hòa LT	$y_{LT}^b$	738.442	mm
Khoảng cách từ mép chịu nén đến trục trung hòa LT	$y_{LT}'$	361.558	mm



**Bảng 5.2 (tiếp theo)**

Đặc trưng hình học	Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
Khoảng cách từ mép trên của bản đến trục LT	$y_{LT}^{tc}$	611.558	mm
Mô men quán tính chính đối với trục LT	$I_{LT}$	0.012	m <sup>4</sup>
Mô men kháng uốn xoắn chịu nén	$S_{LT}^t$	0.034	m <sup>3</sup>
Mô men kháng uốn xoắn chịu kéo	$S_{LT}^b$	0.017	m <sup>3</sup>
Mô men kháng uốn xoắn chịu nén liên hợp	$S_{LT}^{tc}$	0.020	m <sup>3</sup>

**5.3.2.3. Giai đoạn tiết diện liên hợp ngắn hạn**

Bề rộng chuyển đổi của bản bê tông là:

$$b_{tr,LT} = \frac{b_e}{n} = \frac{1830}{8} = 228,75 \text{ (mm)}$$

Kết quả tính toán đặc trưng hình học của tiết diện chưa liên hợp được ghi trong bảng 5.3.

**Bảng 5.3. Đặc trưng hình học của tiết diện liên hợp ngắn hạn**

Đặc trưng hình học	Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
Diện tích dầm thép	$A_{ST}$	0.080	m <sup>2</sup>
Mô men quán tính tĩnh đối với x	$Q_{ST}$	0.034	m <sup>3</sup>
Khoảng cách giữa trục NC và ST	$b$	422.352	mm
Khoảng cách từ mép chịu kéo đến trục trung hòa ST	$y_{ST}^b$	933.352	mm
Khoảng cách từ mép chịu nén đến trục trung hòa ST	$y_{ST}^b$	166.648	mm
Khoảng cách từ mép trên của bản đến trục ST	$y_{ST}^{tc}$	416.648	mm
Mô men quán tính chính đối với trục LT	$I_{ST}$	0.017	m <sup>4</sup>
Mô men kháng uốn xoắn chịu nén	$S_{ST}^t$	0.104	m <sup>3</sup>
Mô men kháng uốn xoắn chịu kéo	$S_{ST}^b$	0.019	m <sup>3</sup>
Mô men kháng uốn xoắn chịu nén liên hợp	$S_{ST}^{tc}$	0.042	m <sup>3</sup>



## 5.4. TÍNH TOÁN HỆ SỐ PHÂN BỐ NGANG

Tham số độ cứng:

$$K_g = n(I + Ae_g^2)$$

trong đó:

$n$  - tỷ số mô đun đàn hồi, được tính  $n = E_s / E_c = 200000 / 25000 = 8$ ;

$A$  - diện tích dầm thép, được tính  $A = 34300 \text{ mm}^2$ ;

$I$  - mô men quán tính của dầm thép, được tính  $I = 6,55 \times 10^9 (\text{mm}^4)$ ;

$e_g$  - khoảng cách giữa trọng tâm dầm và dầm thép, được tính:  $e_g = 739,2 \text{ mm}$ .

Thay vào ta được:

$$K_g = n(I + Ae_g^2) = 8(6,55 \times 10^9 + 34300 \times 739,2^2) = 2,02 \times 10^{11} (\text{mm}^4)$$

### 5.4.1. Xác định hệ số phân bố mô men và lực cắt cho dầm giữa

Mặt cắt ngang cầu ở hình 5.1 có dạng mặt cắt ngang loại a trong bảng 1.20. Do vậy, dựa vào bảng 1.21 và bảng 1.23 các điều kiện áp dụng để tính hệ số phân bố cần được kiểm tra:

$$1100 \leq S = 1900 \leq 4900 (\text{mm}), 110 \leq t_s = 200 \leq 300 (\text{mm}),$$

$$6000 \leq L = 24000 \leq 73000 (\text{mm}), N_b \geq 4,$$

$$\text{và } 4 \times 10^9 < K_g = 2,02 \times 10^{11} < 3 \times 10^{12}, \text{ OK}$$

Kết quả tính toán hệ số phân bố ngang mô men và lực cắt cho dầm trong theo phương pháp AASHTO được thể hiện trong bảng 5.4.

**Bảng 5.4. Hệ số phân bố ngang mô men và lực cắt cho dầm giữa**

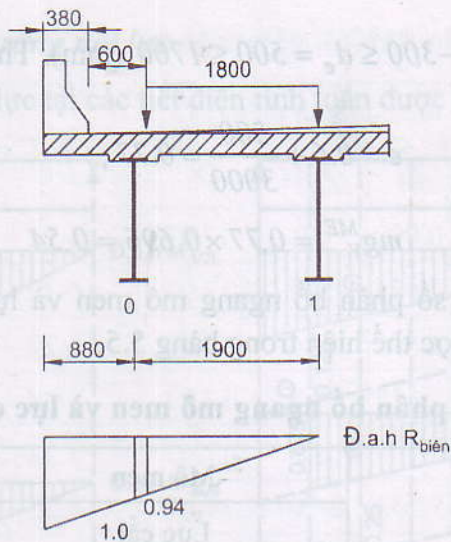
Xét xe	Mô men	0.545
	Lực cắt	0.696
Xét xe và người	Mô men	0.545
	Lực cắt	0.696
Người	Người	0.000

### 5.4.2. Xác định hệ số phân bố mô men và lực cắt cho dầm biên

#### 5.4.2.1. Xác định hệ số phân bố mô men cho dầm biên

Hệ số phân bố ngang đối với một làn xe chất tải được tính theo phương pháp đòn bẩy. Hình 5.2 thể hiện cách tính hệ số phân bố cho dầm biên thông qua việc xác định áp lực lên dầm biên do hoạt tải được đặt tại vị trí sao cho bất lợi nhất.





Hình 5.2. Phương pháp đòn bẩy

Khi đó, áp lực này được tính:

$$R_{SE} = \frac{1}{2}(0,946 + 0) = 0,473$$

Hệ số phân bố ngang cho dầm biên với một làn chất tải là:

$$mg_M^{SE} = m \times R_{SE} = 1,2 \times 0,473 = 0,568$$

Hệ số phân bố ngang đối với hai hay nhiều làn xe được tính:

$$mg_M^{ME} = e \times mg_M^{MI},$$

với  $e = 0,77 + \frac{d_e}{2800} \geq 1,0$  và  $d_e$  là khoảng cách từ mép trong làn can đến dầm biên, nghĩa là  $-300 \leq d_e = 500 \leq 1700$  mm. Thay vào, ta được:

$$e = 0,77 + \frac{500}{2800} = 0,95 \rightarrow e = 1,0,$$

và:  $mg_M^{ME} = 1,0 \times 0,545 = 0,545$

#### 5.4.2.2. Hệ số phân bố lực cắt cho dầm biên

Hệ số phân bố đối với một làn chất tải xác định theo phương pháp đòn bẩy. Trường hợp này tương tự như tính hệ số phân bố mô men cho dầm biên, nghĩa là:

$$mg_V^{SE} = 1,2 \times 0,473 = 0,568$$

Hệ số phân bố đối với nhiều làn xe chất tải được tính:

$$mg_V^{ME} = e \times mg_V^{MI},$$



với:  $e = 0.6 + \frac{d_e}{3000}$ , và  $-300 \leq d_e = 500 \leq 1700$  (mm). Thay vào, ta được:

$$e = 0.6 + \frac{500}{3000} = 0.77,$$

và  $mg_V^{ME} = 0.77 \times 0.696 = 0.54$

Kết quả tính toán hệ số phân bố ngang mô men và lực cắt cho dầm biên theo phương pháp đòn bẩy được thể hiện trong bảng 5.5.

**Bảng 5.5. Hệ số phân bố ngang mô men và lực cắt cho dầm biên**

Xét xe	Mô men	0.568
	Lực cắt	0.568
Xét xe và người	Mô men	0.568
	Lực cắt	0.568
Người	Người	0.000

## 5.5. TÍNH TOÁN HIỆU ỨNG TẢI TRỌNG

Hiệu ứng do tải trọng gây ra trong dầm chủ được xác định như công thức (3.33) và được viết lại tương ứng với các trạng thái giới hạn cho một cầu thông thường như công thức (3.33-1) đến (3.33-5).

### 5.5.1. Tính nội lực do tĩnh tải

#### 5.5.1.1. Các thành phần tĩnh tải

Tải trọng phân bố do tĩnh tải tác dụng lên dầm được ghi trong bảng 5.6.

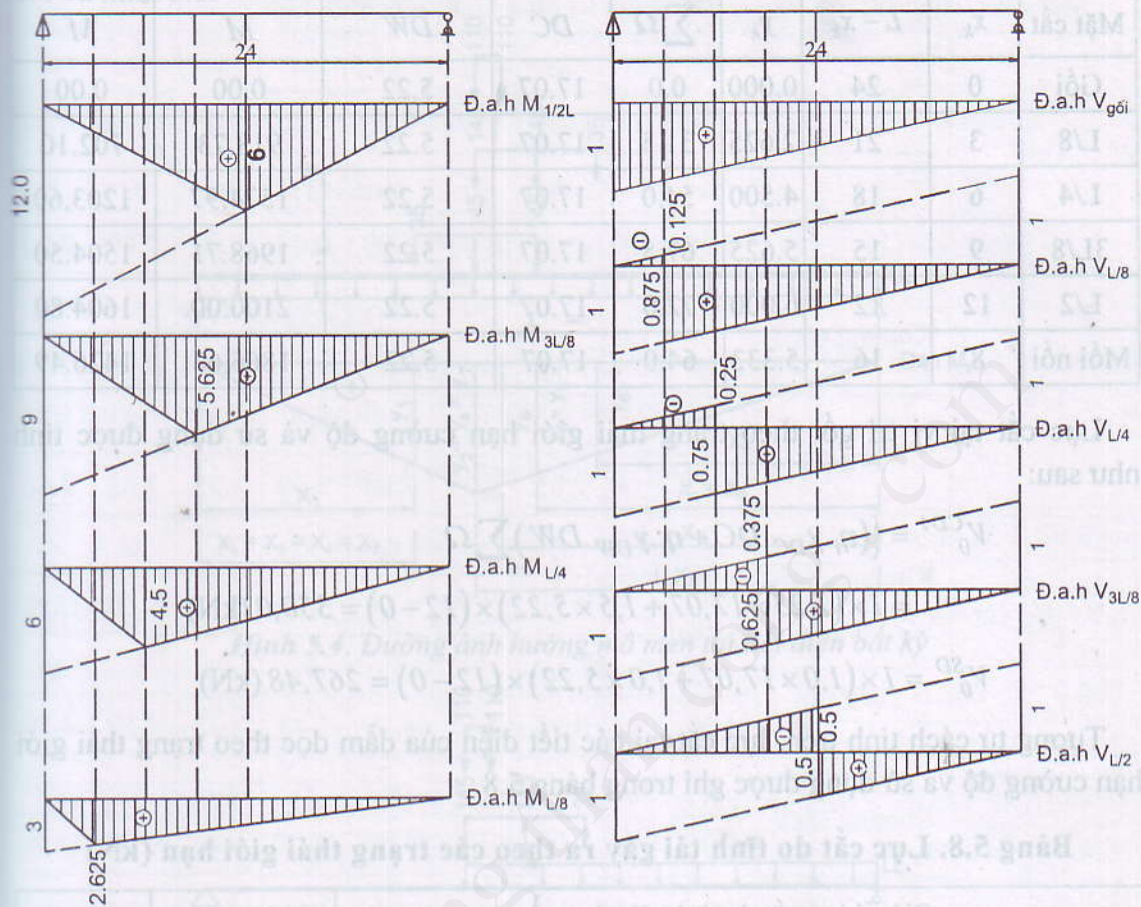
**Bảng 5.6. Tĩnh tải của dầm**

Tham số	Kí hiệu	Giá trị	Đơn vị
Trọng lượng dầm thép	$DC_1$	2.69	kN/m
Trọng lượng hệ liên kết	$DC_2$	0.32	kN/m
Trọng lượng neo	$DC_3$	0.27	kN/m
Trọng lượng lan can tay vịn	$DC_4$	4.40	kN/m
Trọng lượng đá vữa (nếu có)	$DC_5$	0.00	kN/m
Trọng lượng lớp phủ	$DW$	5.22	kN/m
Trọng lượng bản mặt cầu	$DC_s$	9.38	kN/m



### 5.5.1.2. Đường ảnh hưởng nội lực

Đường ảnh hưởng nội lực tại các tiết diện tính toán được thể hiện trong hình 5.3.



Hình 5.3. Đường ảnh hưởng nội lực tại các tiết diện tính toán

### 5.5.1.3. Kết quả tính toán nội lực tại các tiết diện

Mô men tại vị trí giữa nhịp theo trạng thái giới hạn cường độ và sử dụng được tính như sau:

$$M_{L/2}^{CDI} = \{(\eta_i \cdot \gamma_{DC} \cdot DC + \eta_i \cdot \gamma_{DW} \cdot DW)\} \sum \Omega$$

$$= 1 \times (1,25 \times 17,07 + 1,5 \times 5,22) \times 72 = 2100,00 \text{ (kN.m)}$$

$$M_{L/2}^{SD} = 1 \times (1,0 \times 17,07 + 1,0 \times 5,22) \times 72 = 1604,80 \text{ (kN.m)}$$

Tương tự cách tính trên, mô men tại các tiết diện của dầm dọc theo trạng thái giới hạn cường độ và sử dụng được ghi trong bảng 5.7.



**Bảng 5.7. Mô men do tĩnh tải gây ra theo các trạng thái giới hạn (kN.m)**

Giá trị mô men do tĩnh tải gây ra							Cường độ I	Sử dụng
Mặt cắt	$x_k$	$L - x_k$	$y_k$	$\sum \Omega$	DC	DW	M	M
Gối	0	24	0.000	0.0	17.07	5.22	0.00	0.00
L/8	3	21	2.625	31.5	17.07	5.22	918.73	702.10
L/4	6	18	4.500	54.0	17.07	5.22	1574.97	1203.60
3L/8	9	15	5.625	67.5	17.07	5.22	1968.71	1504.50
L/2	12	12	6.000	72.0	17.07	5.22	2100.00	1604.80
Mỗi nối	8	16	5.333	64.0	17.07	5.22	1866.63	1426.49

Lực cắt tại vị trí gối theo trạng thái giới hạn cường độ và sử dụng được tính như sau:

$$\begin{aligned}
 V_0^{CDI} &= \{(\eta_i \cdot \gamma_{DC} \cdot DC + \eta_i \cdot \gamma_{DW} \cdot DW) \sum \Omega \\
 &= 1 \times (1,25 \times 17,07 + 1,5 \times 5,22) \times (12 - 0) = 350,0 \text{ (kN)} \\
 V_0^{SD} &= 1 \times (1,0 \times 17,07 + 1,0 \times 5,22) \times (12 - 0) = 267,48 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

Tương tự cách tính trên, lực cắt tại các tiết diện của dầm dọc theo trạng thái giới hạn cường độ và sử dụng được ghi trong bảng 5.8.

**Bảng 5.8. Lực cắt do tĩnh tải gây ra theo các trạng thái giới hạn (kN)**

Giá trị lực cắt do tĩnh tải gây ra								Cường độ I	Sử dụng
Mặt cắt	$x_k$	$L - x_k$	$y_k$	$l - y_k$	$\omega^+$	$\omega^-$	$\sum \Omega$	V	V
Gối	0	24	1.000	0	12.00	0.00	12.00	350.00	267.47
L/8	3	21	0.875	0.125	9.19	0.19	9.00	262.50	200.60
L/4	6	18	0.75	0.25	6.75	0.75	6.00	175.00	133.73
3L/8	9	15	0.625	0.375	4.69	1.69	3.00	87.50	66.87
L/2	12	12	0.500	0.5	3.00	3.00	0.00	0.00	0.00
Mỗi nối	8	16	0.667	0.333	5.33	1.33	4.00	116.66	89.16

### 5.5.2. Tính toán nội lực do hoạt tải

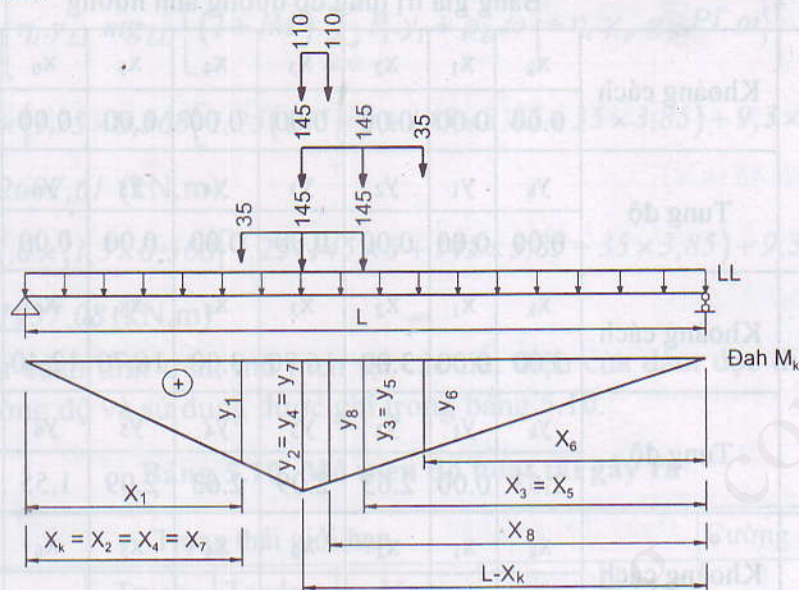
Nội lực do hoạt tải gây ra trong dầm được xác định theo công thức sau:

$$U = \left\{ \eta_i \cdot \gamma_{LL} \cdot m g_{LL} \cdot \left[ (1 + IM) \cdot \sum P_i \cdot y_i + p_L \cdot \omega \right] + \eta_i \cdot \gamma_p \cdot g_p \cdot PL \cdot \omega \right\}$$

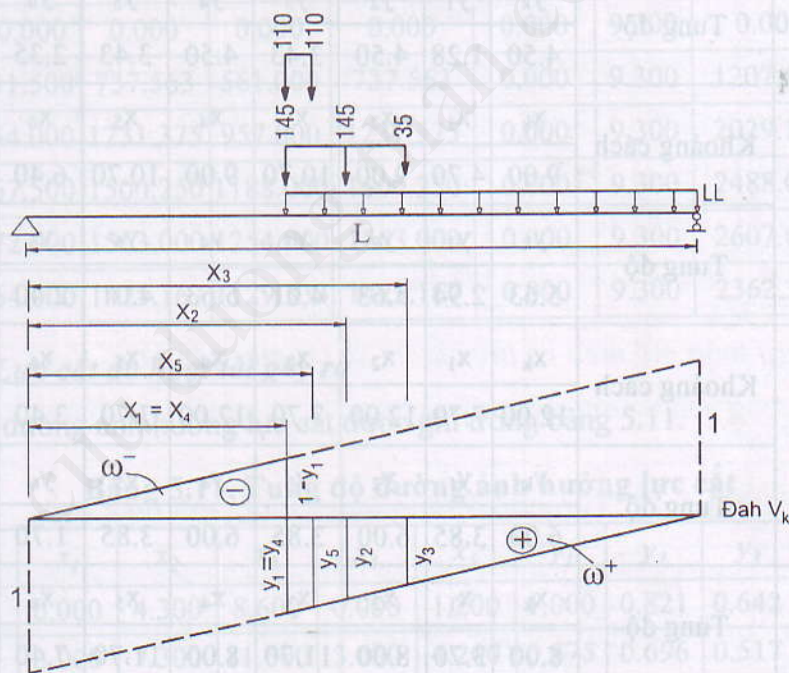


### 5.5.2.1. Đường ảnh hưởng nội lực tại tiết diện bất kỳ

Đường ảnh hưởng mô men và lực cắt tại tiết diện bất kỳ được thể hiện trong hình 5.4 và hình 5.5.



Hình 5.4. Đường ảnh hưởng mô men tại tiết diện bất kỳ



Hình 5.5. Đường ảnh hưởng lực cắt tại tiết diện bất kỳ

### 5.5.2.2. Mô men do hoạt tải gây ra

Tung độ đường ảnh hưởng mô men tại các tiết diện dầm được ghi ở bảng 5.9.



**Bảng 5.9. Giá trị tung độ đường ảnh hưởng (m)**

Mặt cắt	Bảng giá trị tung độ đường ảnh hưởng									
Gối	Khoảng cách	$x_k$	$x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_4$	$x_5$	$x_6$	$x_7$	$x_8$
		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	Tung độ	$y_k$	$y_1$	$y_2$	$y_3$	$y_4$	$y_5$	$y_6$	$y_7$	$y_8$
		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
L/8	Khoảng cách	$x_k$	$x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_4$	$x_5$	$x_6$	$x_7$	$x_8$
		3.00	0.00	3.00	16.70	3.00	16.70	12.40	3.00	19.80
	Tung độ	$y_k$	$y_1$	$y_2$	$y_3$	$y_4$	$y_5$	$y_6$	$y_7$	$y_8$
		2.63	0.00	2.63	2.09	2.63	2.09	1.55	2.63	2.48
L/4	Khoảng cách	$x_k$	$x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_4$	$x_5$	$x_6$	$x_7$	$x_8$
		6.00	1.70	6.00	13.70	6.00	13.70	9.40	6.00	16.80
	Tung độ	$y_k$	$y_1$	$y_2$	$y_3$	$y_4$	$y_5$	$y_6$	$y_7$	$y_8$
		4.50	1.28	4.50	3.43	4.50	3.43	2.35	4.50	4.20
3L/8	Khoảng cách	$x_k$	$x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_4$	$x_5$	$x_6$	$x_7$	$x_8$
		9.00	4.70	9.00	10.70	9.00	10.70	6.40	9.00	13.80
	Tung độ	$y_k$	$y_1$	$y_2$	$y_3$	$y_4$	$y_5$	$y_6$	$y_7$	$y_8$
		5.63	2.94	5.63	4.01	5.63	4.01	2.40	5.63	5.18
L/2	Khoảng cách	$x_k$	$x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_4$	$x_5$	$x_6$	$x_7$	$x_8$
		12.00	7.70	12.00	7.70	12.00	7.70	3.40	12.00	10.80
	Tung độ	$y_k$	$y_1$	$y_2$	$y_3$	$y_4$	$y_5$	$y_6$	$y_7$	$y_8$
		6.00	3.85	6.00	3.85	6.00	3.85	1.70	6.00	5.40
Mỗi nối	Tung độ	$x_k$	$x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_4$	$x_5$	$x_6$	$x_7$	$x_8$
		8.00	3.70	8.00	11.70	8.00	11.70	7.40	8.00	14.80
	Khoảng cách	$y_k$	$y_1$	$y_2$	$y_3$	$y_4$	$y_5$	$y_6$	$y_7$	$y_8$
		5.33	2.47	5.33	3.90	5.33	3.90	2.47	5.33	4.93

Mô men  
và sử dụng

$$M_{L/2}^{CDI} =$$

$$= 1,0$$

$$M_{L/2}^{SD} =$$

$$=$$

Tương tự  
giới hạn cườ

Mặt cắt

Gối

L/8

L/4

3L/8

L/2

Mỗi nối

5.5.2.3. L

Tung độ d

Mặt cắt

Gối

L/8

L/4

3L/8

L/2

Mỗi nối



Mô men do hoạt tải gây ra tại vị trí giữa nhịp theo trạng thái giới hạn cường độ I và sử dụng được xác định theo công thức sau:

$$M_{L/2}^{CDI} = \left\{ \eta_i \cdot \gamma_{LL} \cdot m g_{LL} \cdot \left[ (1 + IM) \cdot \sum_{max} P_i \cdot y_i + p_L \cdot \omega \right] + \eta_i \cdot \gamma_p \cdot g_p \cdot PL \cdot \omega \right\}$$

$$= 1,0 \times \left\{ 1,75 \times 0,568 \left[ 1,25 (145 \times 6 + 145 \times 3,85 + 35 \times 3,85) + 9,3 \times 72 \right] \right\}$$

$$= 2607,61 \text{ (kN.m)}$$

$$M_{L/2}^{SD} = 1,0 \times \left\{ 1,3 \times 0,568 \left[ 1,25 (145 \times 6 + 145 \times 3,85 + 35 \times 3,85) + 9,3 \times 72 \right] \right\}$$

$$= 1937,08 \text{ (kN.m)}$$

Tương tự cách tính trên, mô men tại các tiết diện của dầm dọc theo trạng thái giới hạn cường độ và sử dụng được ghi trong bảng 5.10.

**Bảng 5.10. Mô men do hoạt tải gây ra**

Trạng thái giới hạn							Cường độ I	Sử dụng
Mặt cắt	$\omega$ (m)	Truck	Tandem	Max	PL	LL	M(kN.m)	M(kN.m)
		$\Sigma P_i \cdot y_i$	$\Sigma P_i \cdot y_i$	$\Sigma P_i \cdot y_i$	(kN/m)	(kN/m)		
Gối	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	9.300	0.000	0.000
L/8	31.500	737.563	561.000	737.563	0.000	9.300	1207.614	897.084
L/4	54.000	1231.375	957.000	1231.375	0.000	9.300	2029.170	1507.384
3L/8	67.500	1500.250	1188.000	1500.250	0.000	9.300	2488.044	1848.261
L/2	72.000	1563.000	1254.000	1563.000	0.000	9.300	2607.610	1937.082
Mỗi nối	64.000	1425.167	1129.333	1425.167	0.000	9.300	2362.398	1754.925

### 5.5.2.3. Lực cắt do hoạt tải gây ra

Tung độ đường ảnh hưởng lực cắt được ghi trong bảng 5.11.

**Bảng 5.11. Tung độ đường ảnh hưởng lực cắt**

Mặt cắt	$x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_4$	$x_5$	$y_1$	$y_2$	$y_3$	$y_4$	$y_5$
Gối	0.000	4.300	8.600	0.000	1.200	1.000	0.821	0.642	1.000	0.950
L/8	3.000	7.300	11.600	3.000	4.200	0.875	0.696	0.517	0.875	0.825
L/4	6.000	10.300	14.600	6.000	7.200	0.750	0.571	0.392	0.750	0.700
3L/8	9.000	13.300	17.600	9.000	10.200	0.625	0.446	0.267	0.625	0.575
L/2	12.000	16.300	20.600	12.000	13.200	0.500	0.321	0.142	0.500	0.450
Mỗi nối	8.000	12.300	16.600	8.000	9.200	0.667	0.488	0.308	0.667	0.617



Lực cắt do hoạt tải gây ra tại vị trí gối theo trạng thái giới hạn cường độ I và trạng thái giới hạn sử dụng được xác định theo công thức sau:

$$V_0^{CDI} = \left\{ \eta_i \cdot \gamma_{LL} \cdot m g_{LL} \cdot \left[ (1 + IM) \cdot \sum_{max} P_i \cdot y_i + p_L \cdot \omega \right] + \eta_i \cdot \gamma_p \cdot g_p \cdot PL \cdot \omega \right\}$$

$$= 1,0 \times \left\{ 1,75 \times 0,568 \left[ 1,25 (145 \times 1 + 145 \times 0,821 + 35 \times 0,642) + 9,3 \times 12 \right] \right\}$$

$$= 466,88 \text{ (kN)}$$

$$V_0^{SD} = 1,0 \times \left\{ 1,3 \times 0,568 \left[ 1,25 (145 \times 1 + 145 \times 0,821 + 35 \times 0,642) + 9,3 \times 12 \right] \right\}$$

$$= 346,825 \text{ (kN)}$$

Tương tự cách tính trên, lực cắt tại các tiết diện của dầm dọc theo trạng thái giới hạn cường độ và sử dụng được ghi trong bảng 5.12.

**Bảng 5.12. Giá trị lực cắt do hoạt tải gây ra (kN)**

Mặt cắt	$\omega$ (m)	Trạng thái giới hạn					Cường độ I	Sử dụng
		Truck	Tandem	Max	PL	LL		
		$\Sigma P_i \cdot y_i$	$\Sigma P_i \cdot y_i$	$\Sigma P_i \cdot y_i$	(kN/m)	(kN/m)		
Gối	12.00	286.479	214.500	286.479	0.000	9.300	466.881	346.826
L/8	9.188	245.854	187.000	245.854	0.000	9.300	390.405	290.015
L/4	6.750	205.229	159.500	205.229	0.000	9.300	317.396	235.780
3L/8	4.688	164.604	132.000	164.604	0.000	9.300	247.853	184.119
L/2	3.000	123.979	104.500	123.979	0.000	9.300	181.777	135.034
Mỗi nối	5.333	178.146	141.167	178.146	0.000	9.300	270.649	201.053

#### 5.5.2.4. Tính toán mô men và lực cắt do xe tải mỗi gây ra

Tung độ đường ảnh hưởng mô men và lực cắt của xe tải mỗi được ghi trong bảng 5.13 và 5.14.

**Bảng 5.13. Tung độ đường ảnh hưởng mô men (m)**

Mặt cắt	$x_k$	$x_l$	$x_2 = x_4$	$x_3 = x_5$	$x_6$	$y_l$	$y_2 = y_4 = y_k$	$y_3 = y_5$	$y_6$
Gối	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
L/8	3.00	0.00	3.000	12.000	7.500	0.000	2.625	1.500	0.938
L/4	6.00	1.70	6.000	9.000	4.500	1.275	4.500	2.250	1.125
3L/8	9.00	4.70	9.000	6.000	1.500	2.938	5.625	2.250	0.563
L/2	12.00	7.70	12.000	3.000	-1.500	3.850	6.000	1.500	-0.750



**Bảng 5.14. Tung độ đường ảnh hưởng lực cắt**

Mặt cắt	$x_k$	$x_1$	$x_2$	$x_3$	$y_1 = y_k$	$y_2$	$y_3$
Gối	0	0	9	13.3	1.000	0.625	0.446
L/8	3	3	12	16.3	0.875	0.500	0.321
L/4	6	6	15	19.3	0.750	0.375	0.196
3L/8	9	9	18	22.3	0.625	0.250	0.071
L/2	12	12	21	25.3	0.500	0.125	-0.054

Áp dụng công thức (3.33), ta xác định được giá trị mô men và lực cắt do xe tải mỗi gây ra.

Mô men do xe tải mỗi gây ra tại vị trí giữa nhịp được tính:

$$M_{L/2} = 1 \times 0,75 \times 0,568 / 1,2 \times [1,15(145 \times 6,0 + 145 \times 1,5 + 35 \times 3,85)]$$

$$= 498,98 \text{ (kN)}$$

Tương tự như vậy, ta tính toán mô men có hệ số do xe tải mỗi gây ra tại các tiết diện còn lại. Kết quả tính toán được ghi trong bảng 5.15.

**Bảng 5.15. Giá trị mô men do xe tải mỗi gây ra (kN.m)**

Mặt cắt	Xe tải mỗi	M (kN.m)
	$\Sigma P_i \cdot y_i$	
Gối	0.00	0.00
L/8	630.94	257.58
L/4	1023.38	417.79
3L/8	1244.69	508.14
L/2	1222.25	498.98

Lực cắt do xe tải mỗi gây ra tại vị trí gối được tính:

$$V_0 = 1 \times 0,75 \times 0,568 / 1,2 \times [1,15(145 \times 1,0 + 145 \times 0,625 + 35 \times 0,446)]$$

$$= 102,56 \text{ (kN)}$$

Tương tự như vậy, ta tính toán lực cắt có hệ số do xe tải mỗi gây ra tại các tiết diện còn lại. Kết quả tính toán được ghi trong bảng 5.16.



**Bảng 5.16. Tính toán lực cắt do xe tải mỗi gây ra (kN)**

Mặt cắt	Xe tải mỗi	V (kN)
	$\Sigma P_i \cdot y_i$	
Gối	251.23	102.56
L/8	210.60	85.98
L/4	169.98	69.39
3L/8	129.35	52.81
L/2	88.73	36.22

**5.5.3. Tổng nội lực do hoạt tải và tĩnh tải**

Nội lực tại các mặt cắt bằng tổng nội lực do tĩnh tải và hoạt tải, đối với lực cắt theo trạng thái giới hạn môi thì nội lực bằng tổng lực cắt do tĩnh tải cộng với hai lần lực cắt do hoạt tải gây ra.

Kết quả tính toán nội lực do tĩnh tải và hoạt tải được ghi trong bảng 5.17.

**Bảng 5.17. Tổng hợp nội lực trong dầm chủ**

Mặt cắt	TTGH cường độ I		TTGH sử dụng		TTGH môi	
	Mô men	Lực cắt	Mô men	Lực cắt	Mô men	Lực cắt
Gối	0.000	816.874	0.000	614.293	0.000	472.596
L/8	2126.347	652.900	1599.185	490.615	257.580	372.559
L/4	3604.142	492.392	2710.985	369.513	417.793	272.521
3L/8	4456.758	335.351	3352.763	250.986	508.144	172.484
L/2	4707.572	181.777	3541.883	135.034	498.984	72.447
Mối nối	4229.031	387.313	3181.415	290.209	-	-
Max	4707.572	816.874	3541.883	614.293	508.144	492.036

**5.6. XÁC ĐỊNH ỨNG SUẤT TRONG CÁC GIAI ĐOẠN**

Ứng suất  $f$  trong dầm thép và trong bản bê tông của kết cấu dầm liên hợp được xác định theo công thức (3.30a) và (3.30b).

Tải trọng trong các giai đoạn được ghi trong bảng 5.18.



**Bảng 5.18. Tải trọng trong dầm thép theo các giai đoạn**

Loại tải trọng	Ký hiệu	Giá trị		Đơn vị
Trọng lượng bản mặt cầu	$D_1$	9.38	12.66	kN/m
Trọng lượng bản thân dầm thép + hệ liên kết		3.28		
Trọng lượng lan can tay vịn	$D_2$	4.40	9.62	kN/m
Trọng lượng lớp phủ		5.22		
Tải trọng làn	$LL + IM$	9.30	9.30	kN/m
Tải trọng người		0.00	0.00	kN/m

**Bảng 5.19. Mô men có hệ số tại vị trí giữa nhịp (kN.m)**

$x_k$	$y_k$	$\omega$	$M_{D1}$	$M_{D2}$	$M_{LL+IM}$
12.00	6.00	72.00	1140.202	959.76	2607.610

Kết quả tính toán ứng suất trong các giai đoạn và ứng suất tổng cộng trong dầm thép liên hợp được ghi trong bảng 5.20, 5.21, 5.22 và 5.23.

#### 5.6.1. Giai đoạn dầm thép chưa liên hợp với bản bê tông

**Bảng 5.20. Ứng suất uốn trong dầm chưa liên hợp**

Mô men	$M_{D1}$ (kN)	1140.20
Ứng suất tại mép trên dầm thép	$S'_{NC}$ (m <sup>3</sup> )	0.0111
	$f'_{NC}$ (MPa)	102.57
Ứng suất tại mép dưới dầm thép	$S^b_{NC}$ (m <sup>3</sup> )	0.0128
	$f^b_{NC}$ (MPa)	88.99

#### 5.6.2. Giai đoạn tiết diện liên hợp dài hạn

**Bảng 5.21. Ứng suất uốn trong dầm liên hợp dài hạn**

Mô men	$M_{D2}$ (kN)	959.760
Ứng suất tại mép trên dầm thép	$S'_{LT}$ (m <sup>3</sup> )	0.034
	$f'_{LT}$ (MPa)	28.07
Ứng suất tại mép dưới dầm thép	$S^b_{LT}$ (m <sup>3</sup> )	0.017
	$f^b_{LT}$ (MPa)	57.32
Ứng suất tại mép bê tông	$S^{ic}_{LT}$ (m <sup>3</sup> )	0.020
	$f^{ic}_{LT}$ (MPa)	1.978



### 5.6.3. Giai đoạn tiết diện liên hợp ngắn hạn

**Bảng 5.22. Ứng suất uốn trong dầm liên hợp ngắn hạn**

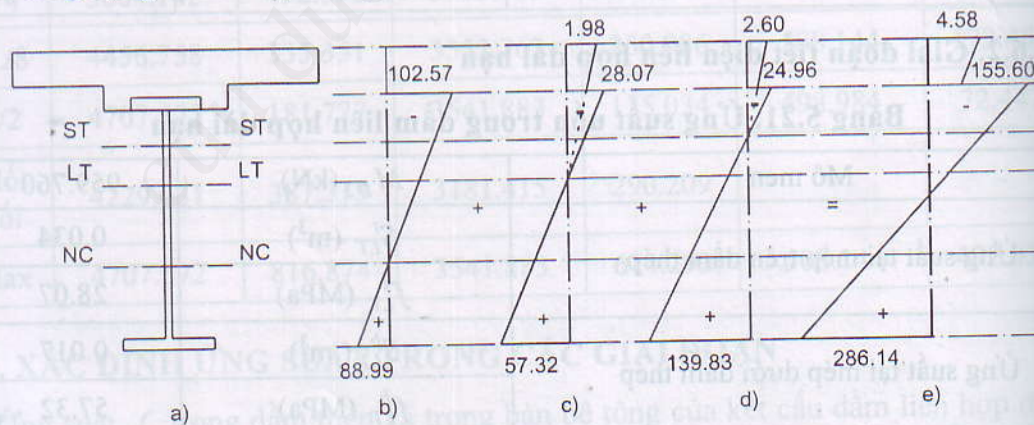
Mô men	$M_{LL+IM}$ (kN)	2607.610
Ứng suất tại mép trên dầm thép	$S_{ST}^t$ (m <sup>3</sup> )	0.104
	$f_{ST}^t$ (MPa)	24.96
Ứng suất tại mép dưới dầm thép	$S_{ST}^b$ (m <sup>3</sup> )	0.019
	$f_{ST}^b$ (MPa)	139.83
Ứng suất tại mép bê tông	$S_{ST}^{tc}$ (m <sup>3</sup> )	0.042
	$f_{ST}^{tc}$ (MPa)	2.60

### 5.6.4. Ứng suất tổng cộng trong các giai đoạn

**Bảng 5.23. Ứng suất tổng cộng của tiết diện liên hợp (MPa)**

Ứng suất tại mép trên dầm thép	$f_{ST}^t$	155.60
Ứng suất tại mép dưới dầm thép	$f_{ST}^b$	286.14
Ứng suất tại mép bê tông	$f_{ST}^{tc}$	4.58

Hình 5.6 b, c, và d lần lượt thể hiện các biểu đồ ứng suất ứng với giai đoạn chưa liên hợp, liên hợp dài hạn và liên hợp ngắn hạn. Hình 5.45e thể hiện biểu đồ ứng suất tổng cộng của các giai đoạn tính toán.



**Hình 5.6. Ứng suất uốn trong dầm liên hợp:**

- a) Tiết diện; b) Giai đoạn chưa liên hợp; c) Liên hợp dài hạn;  
d) Liên hợp ngắn hạn; e) Tổng hợp ứng suất.



## 5.7. SỨC KHÁNG CỦA TIẾT DIỆN

### 5.7.1. Mô men chảy

Mô men  $M_{AD}$  có thể tìm được từ phương trình (3.34):

$$\frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}} = F_y$$

Vì vậy, mô men chảy  $M_y$  được xác định bởi:  $M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD}$

Thớ dưới cùng của dầm thép sẽ đạt đến giới hạn chảy đầu tiên. Mô men  $M_{AD}$  được tính như sau:

$$\frac{1140,202}{0,013} + \frac{959,76}{0,017} + \frac{M_{AD}}{0,019} = 250 \times 10^3 \rightarrow M_{AD} = 2010,88 \text{ (kN.m)}$$

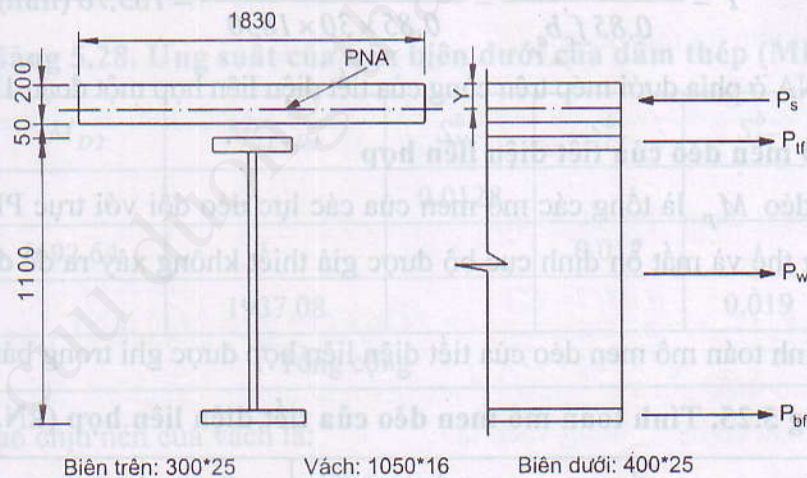
Vậy, mô men chảy của tiết diện sẽ là:

$$M_y = 1140,202 + 959,760 + 2010,88 = 4110,84 \text{ (kN.m)}$$

### 5.7.2. Xác định trục trung hòa dẻo của tiết diện liên hợp

#### 5.7.2.1. Xác định các lực dẻo

Các lực dẻo của tiết diện liên hợp được thể hiện như hình 5.7.



**Hình 5.7.** Các lực dẻo tiết diện liên hợp chịu uốn dương

Các lực dẻo trong các phần thép trong tiết diện bằng tích của diện tích các bản biên, vách và cốt thép nhân với cường độ chảy tương ứng. Các lực dẻo trong phần bê tông của tiết diện, mà nó phải chịu nén, dựa vào ứng suất hình chữ nhật tương đương  $0.85 f'_c$ ; tuy nhiên, bê tông chịu kéo thì không cần xét đến.



**Bảng 5.24. Kết quả tính toán lực dẻo trong dầm thép**

Thông số	Bản biên trên	Vách	Bản biên dưới
Chiều rộng (mm)	300	1050	400
Chiều dày (mm)	25	16	25
Cường độ chảy $F_y$ (MPa)	250	250	250
Lực dẻo (kN)	1875	4200	2500

Lực dẻo trong bản bê tông:

$$P_s = 0.85 f'_c b_e t_s = 0.85 \times 30 \times 1830 \times 200 = 9333 \text{ (kN)}$$

#### 5.7.2.2. Xác định vị trí trục trung hòa dẻo

Ta thấy tổng lực dẻo trong dầm thép:  $1875 + 4200 + 2500 = 8575$  nhỏ hơn lực dẻo trong bản bê tông nên trục PNA phải nằm trong bản bê tông.

Khi đó bê tông chia làm hai phần chịu kéo và chịu nén. Nếu  $Y$  là chiều cao chịu nén của bản bê tông thì  $Y$  được xác định bởi phương trình:

$$P_w + P_{bf} + P_{ff} = 0.85 f'_c b_e Y$$

$$Y = \frac{P_w + P_{bf} + P_{ff}}{0.85 f'_c b_e} = \frac{4200 + 1875 + 2500}{0.85 \times 30 \times 1830} = 183.76 \text{ (mm)}$$

Do đó, PNA ở phía dưới mép trên cùng của tiết diện liên hợp một đoạn 183,76 mm.

#### 5.7.3. Mô men dẻo của tiết diện liên hợp

Mô men dẻo  $M_p$  là tổng các mô men của các lực dẻo đối với trục PNA. Sự mất ổn định tổng thể và mất ổn định cục bộ được giả thiết không xảy ra để đạt được các lực dẻo.

Kết quả tính toán mô men dẻo của tiết diện liên hợp được ghi trong bảng 5.25.

**Bảng 5.25. Tính toán mô men dẻo của tiết diện liên hợp (kN.m)**

Kí hiệu	$0.85 f'_c b_e Y$	$P_{ff}$	$P_w$	$P_{bf}$	Tổng
Lực $P_i$ (kN)	8575.16	1875.00	4200.00	2500.00	
Tay đòn của $P_i$ (mm)	91.88	78.74	616.24	1153.70	
Mô men (kN.m)	787.89	147.64	2588.21	2884.25	6408

#### 5.7.4. Chi

##### 5.7.4.1. C

Chiều cao

**Bảng 5.26.**

Tiết diện	x
L/2	12.

Ứng suất  
xét cho tải tr

Kết quả tĩ

Bả

$M_{DI}$	
912.16	

Bả

$M_{DI}$	
912.16	

Chiều cao

$D_c =$

##### 5.7.4.2. C

Chiều cao

vị trí của trục



#### 5.7.4. Chiều cao chịu nén của vách

##### 5.7.4.1. Chiều cao chịu nén của vách khi làm việc đàn hồi

Chiều cao chịu nén của vách được xác định như mục 3.5.1.7.1.

**Bảng 5.26. Mô men do tải trọng không hệ số gây ra tại vị trí giữa nhịp (kN.m)**

Tiết diện	$x_k$	$y_k$	$\omega$	$y_1$	$y_2$	$M_{D1}$	$M_{D2}$	$M_{LL+IM}$
L/2	12.00	6.00	72.00	3.85	3.85	912.16	692.64	1937.08

Ứng suất tại mép trên và mép dưới dầm thép được xác định như công thức (3.30) xét cho tải trọng không hệ số.

Kết quả tính toán ứng suất bản biên được ghi ở bảng 5.27 và bảng 5.28:

**Bảng 5.27. Ứng suất của bản biên trên của dầm thép (MPa)**

$M_{D1}$	$M_{D2}$	$M_{LL+IM}$	$S'_{NC}$	$S'_{LT}$	$S'_{ST}$	$f'_f$
912.16			0.0111			-82.18
	692.64			0.034		-20.37
		1937.08			0.104	-18.63
Tổng cộng						-121.18

**Bảng 5.28. Ứng suất của bản biên dưới của dầm thép (MPa)**

$M_{D1}$	$M_{D2}$	$M_{LL+IM}$	$S^b_{NC}$	$S^b_{LT}$	$S^b_{ST}$	$f^b_f$
912.16			0.0128			71.26
	692.64			0.017		40.74
		1937.08			0.019	101.95
Tổng cộng						213.95

Chiều cao chịu nén của vách là:

$$D_c = d \cdot \frac{f'}{f' + f^b} - t_{fc} = 1100 \times \frac{121,18}{121,18 + 213,95} - 25 = 372,75 \text{ (mm)}$$

##### 5.7.4.2. Chiều cao chịu nén của vách khi chảy hoàn toàn

Chiều cao chịu nén của vách tại mô men dẻo  $M_D$  thường được xác định dựa vào vị trí của trục trung hòa dẻo. Vì vị trí trục trung hòa dẻo PNA nằm trong bản bê tông



và ở phía dưới mép trên của bản bê tông một đoạn 183,76 mm, do đó chiều cao chịu nén của vách  $D_{cp} = 0$ .

### 5.7.5. Sức kháng lực cắt (A6.10.9.3.2)

Tính toán sức kháng cắt của vách theo mục 3.6 đối với trường hợp vách sử dụng sườn tăng cường và vách không sử dụng sườn tăng cường.

#### 5.7.5.1. Trường hợp vách không sử dụng sườn tăng cường ngang

Giả sử vách không cần dùng sườn tăng cường ngang, khi đó  $d_o = \infty \rightarrow \alpha = \infty$

Hệ số mất ổn định cắt:

$$k = 5,0 + \frac{5,0}{(d_o / D)^2} = 5,0$$

Lực cắt dẻo:

$$V_p = 0,58 \times F_{yw} \times D \times t_w = 0,58 \times 250 \times 1050 \times 16 \times 10^{-3} = 2436 \text{ (kN)}$$

Kiểm tra điều kiện:

$$\frac{D}{t_w} = \frac{1050}{16} = 65,63 < 1,12 \sqrt{\frac{E \cdot k}{F_{yw}}} = 1,12 \sqrt{\frac{200000 \times 5}{250}} = 70,84 \rightarrow C = 1,0$$

Mặt khác, kiểm tra điều kiện:

$$\frac{2 \times D \times t_w}{b_{fc} \times t_{fc} + b_{ft} \times t_{ft}} = \frac{2 \times 1050 \times 16}{300 \times 25 + 400 \times 25} = 1,92 \leq 2,5$$

Sức kháng cắt danh định được tính:

$$V_n = V_p \left[ C + \frac{0,87(1-C)}{\sqrt{1+(d_o/D)^2}} \right] = 2436 \times (1+0) = 2436 \text{ (kN)}$$

Sức kháng cắt có hệ số trong vách là:

$$V_r = \phi_v \times V_n = 1,0 \times 2436 = 2436 \text{ (kN)}$$

#### 5.7.5.2. Trường hợp vách sử dụng sườn tăng cường ngang

Tính toán tương tự như trường hợp vách không sử dụng sườn tăng cường ngang. kết quả tính toán được ghi trong bảng 5.29.

Thế
Khoảng cách giữa các sườn tăng cường
Khoảng cách giữa các sườn tăng cường
Lực cắt dẻo
Hệ số hình
Hệ số mất
Tỷ số $D/t_w$
Tỷ số C
Kiểm tra điều kiện
Sức kháng
Sức kháng

## 5.8. KIỂM TRA

### 5.8.1. KIỂM TRA

#### 5.8.1.1. KIỂM TRA

Kiểm tra công thức (5.8.1.1)

#### 5.8.1.2. KIỂM TRA

Kiểm tra công thức (5.8.1.2)

#### Yêu cầu

$$\frac{2D_{cp}}{t_w}$$



**Bảng 5.29. Sức kháng cắt của vách sử dụng sườn tăng cường**

Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
Khoảng cách sườn tăng cường trung gian	$d_0$	3	m
Khoảng cách sườn tăng cường gối	$d_0$	1.5	m
Lực cắt dẻo	$V_p$	2436.00	kN
Hệ số hình dạng	$\alpha$	1.43	
Hệ số mất ổn định cắt	$k$	7.45	
Tỷ số $D/t_w$		65.63	
Tỷ số C		1.000	
Kiểm tra điều kiện	$2 \times D \times t_w / (b_{fc} \times t_{fc} + b_{ft} \times t_{ft}) = 1,92 \leq 2,5$	1.920	
Sức kháng danh định	$V_n$	2436.00	kN
Sức kháng cắt có hệ số	$V_r$	2436.00	kN

## 5.8. KIỂM TRA ỔN ĐỊNH CỤC BỘ VÀ TỔNG THỂ

### 5.8.1. Kiểm tra ổn định cục bộ

#### 5.8.1.1. Mất ổn định thẳng đứng của vách

Kiểm tra mất ổn định thẳng đứng của vách khi có sườn tăng cường ngang theo công thức (3.38a):

$$\frac{D}{t_w} \leq 150 \rightarrow \frac{1050}{16} = 65,63 \leq 150 \rightarrow \text{đạt yêu cầu.}$$

#### 5.8.1.2. Mất ổn định của vách do uốn

Kiểm tra mất ổn định vách do uốn khi vách không có sườn tăng cường dọc theo công thức (3.39):

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq 150 \rightarrow \frac{2 \times 372,75}{16} = 46,59 \leq 150 \rightarrow \text{đạt yêu cầu.}$$

Yêu cầu về tiết diện chắc đối với vách theo công thức (3.41):

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3,76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \rightarrow \frac{2 \times 0}{16} = 0 \leq 3,76 \sqrt{\frac{200000}{250}} = 106,35 \rightarrow \text{đạt yêu cầu}$$



### 5.8.1.3. Kiểm tra mất ổn định cục bộ bản biên chịu nén

Mất ổn định của bản biên chịu nén được tính toán và kiểm tra theo mục 3.5.2.2.

$$\text{Tham số độ mảnh: } \lambda_f = \frac{b_f}{2t_f} = \frac{300}{2 \times 25} = 6,0$$

Tại các điểm chuyển tiếp:

$$\text{Điểm 1: } \lambda_{pf} = 0,38 \sqrt{E / F_{yc}} = 0,38 \sqrt{200000 / 250} = 10,7$$

$$\text{Vì: } \lambda_f = 6,0 \leq \lambda_{pf} = 10,7$$

nên bản biên chịu nén là chắc và:

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} = (1,0)(1,0)(250) = 250 \text{ (MPa)}$$

Do đó, sức kháng mô men dẻo  $M_p$  dựa vào  $F_{yc}$  và các đặc trưng tiết diện chắc

Sức kháng bản biên chịu nén:

$$F_{nc} = R_b R_h F_{yc} = 250 \text{ (MPa)}$$

### 5.8.2. Kiểm tra ổn định tổng thể

Đối với tiết diện liên hợp, trong quá trình khai thác sử dụng bản biên chịu nén được đỡ ngang liên tục bởi bản mặt cầu nên mất ổn định tổng thể không xảy ra. Tuy nhiên, trong giai đoạn thi công lúc bê tông bản mặt cầu chưa đông cứng, mất ổn định tổng thể cần phải được kiểm tra.

Tính toán mất ổn định xoắn ngang theo mục 3.5.2.3, kết quả tính toán được ghi ở bảng 5.30.

**Bảng 5.30. Tính toán và kiểm tra mất ổn định tổng thể của bản biên chịu nén**

Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
Chiều cao vách chịu nén khi chưa liên hợp	$D_c$	564.00	mm
Bán kính quán tính của bản biên chịu nén + 1/3 vách chịu nén	$r_i$	73.16	mm
Chiều dài không được liên kết dọc để tiết diện chắc	$L_p$	2069.41	mm
Chiều dài không liên kết dọc yêu cầu	$L_r$	6501.24	mm
Khoảng cách hệ liên kết dọc bằng 1/4 chiều dài nhịp $L_b$		6000	mm
$L_p \leq L_b \leq L_r \rightarrow M_n < M_p \rightarrow$ Tiết diện không chắc trong thi công			



Bảng 5.30 (tiếp theo)

Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
Hệ số điều chỉnh mô men	$C_b$	1.00	
Sức kháng uốn danh định	$F_{cn}$	183.48	MPa
$R_b R_h F_{yc}$ (MPa)		250	
Kiểm tra $F_{cn} \leq R_b R_h F_{yc}$		Thỏa	
Mô men có hệ số tại tiết diện giữa nhịp do tải trọng thi công gây ra	$M_{DI}$	1140.20	kN.m
Ứng suất tại biên chịu nén của dầm thép	$f'_{NC}$	102.57	MPa
Kiểm tra: $f'_{NC} < \phi F_{cn}$		Đạt	

## 5.9. CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

### 5.9.1. Kiểm tra về thi công (A6.10.3)

Trạng thái thi công được kiểm tra theo sơ đồ hình 3.15.

Tải trọng tác dụng bao gồm: Trọng lượng bản thân dầm thép và bản mặt cầu.

Mô men do tải trọng trong thi công  $M_{DI}$  được tính ở bảng 5.19:

$$M_{DI} = 1140 \text{ (kN.m)}$$

Ứng suất bản biên dưới và bản biên trên trong quá trình thi công ở trạng thái giới hạn cường độ I được tính ở bảng 5.31.

Bảng 5.31. Ứng suất uốn trong dầm trong quá trình thi công

Mô men	$M_{DI}$ (kN.m)	1140.20
Ứng suất tại mép trên dầm thép	$S'_{NC}$ (m <sup>3</sup> )	0.0111
	$f'_{NC}$ (MPa)	-102.57
Ứng suất tại mép dưới dầm thép	$S^b_{NC}$ (m <sup>3</sup> )	0.0128
	$f^b_{NC}$ (MPa)	88.99

#### 5.9.1.1. Kiểm tra chảy bản biên trên

Ứng suất có hệ số của bản biên không được vượt quá sức kháng chảy được quy định ở công thức:



$$f'_{NC} \leq \phi_f R_h F_{yc}$$

$$f'_{NC} = |-102,57| = 102,57 \text{ (MPa)}$$

$$\phi_f R_h F_{yc} = 1,0 \times 1,0 \times 250 = 250 \text{ (MPa)} > 102,57 \text{ (MPa)} \rightarrow \text{đạt yêu cầu.}$$

#### 5.9.1.2. Kiểm tra sức kháng uốn

$$f_l \leq 0,6 F_{yt}$$

trong đó:  $F_{yt}$  là cường độ chảy của bản biên chịu kéo,  $F_{yt} = 250 \text{ (MPa)}$

$$\text{Kiểm tra: } f_l = 0 \text{ (MPa)} \leq 0,6 F_{yt} = 0,6 \times 250 = 150 \text{ (MPa)} \rightarrow \text{đạt yêu cầu.}$$

#### 5.9.1.3. Kiểm tra mất ổn định vách do uốn

Điều kiện kiểm tra:

$$f'_{NC} \leq \phi_f F_{crw}$$

trong đó:  $F_{crw}$  được tính theo công thức (3.119).

$$F_{crw} = \frac{0,9 E k}{(D/t_w)^2} \leq \min \left( R_h F_{yc}, \frac{F_{yw}}{0,7} \right)$$

$$k = \frac{9}{(D_c/D)^2}$$

$$k = \frac{9}{(372,75/1050)^2} = 71,41$$

Do đó:

$$F_{crw} = \frac{0,9 \times 200000 \times 71,41}{(1050/16)^2} = 2984,83 \leq R_h F_{yc} = 250 \text{ (MPa)}$$

$$\text{Lấy: } F_{crw} = 250 \text{ (MPa)}$$

Kiểm tra:

$$|-102,57| = 102,57 \text{ (MPa)} \leq 1,0 \times 250 = 250 \text{ (MPa)} \rightarrow \text{đạt yêu cầu.}$$

#### 5.9.1.4. Kiểm tra chảy bản biên dưới

Điều kiện kiểm tra:

$$f'_{NC} \leq \phi_f R_h F_{yc}$$



trong đó:

$f_{NC}^b$  - ứng suất tại mép dưới dầm thép, được tính trong bảng 5.31;

$\phi_f$  - hệ số sức kháng uốn;

$R_h$  - hệ số lai, khi vách và biên dầm có cùng cường độ chảy,  $R_h = 1.0$ ;

$F_{yc}$  - cường độ chảy của bản biên.

$$f_{NC}^b = 88,99 \text{ (MPa)}$$

$$\phi_f R_h F_{yc} = 1,0 \times 1,0 \times 250 = 250 \text{ (MPa)} > 88,99 \text{ (MPa)} \rightarrow \text{đạt yêu cầu.}$$

#### 5.9.1.5. Kiểm tra lực cắt

Điều kiện kiểm tra:

$$V_u \leq \phi_v V_{cr}$$

trong đó:

$\phi_v$  - hệ số sức kháng lực cắt;

$V_u$  - lực cắt trong vách do tải trọng thường xuyên có hệ số và tải trọng thi công gây ra đối với tiết diện không liên hợp;

$V_{cr}$  - sức kháng cắt (5.7.5).

Lực cắt lớn nhất tại vị trí gối do tải trọng thi công gây ra:

$$V_u = 1,25 D_l \sum \omega = 1,25 \times 12,66 \times 12 = 189,90 \text{ (kN)}$$

Kiểm tra:

$$V_u = 189,90 \text{ (kN)} < V_{cr} = C V_p = 1,0 \times 2436 = 2436 \text{ (kN)} \rightarrow \text{đạt yêu cầu.}$$

#### 5.9.2. Trạng thái giới hạn sử dụng (A6.10.4)

Kiểm tra trạng thái giới hạn sử dụng II theo sơ đồ hình 3.16.

Ứng suất tại bản biên dầm trong từng giai đoạn theo do tổ hợp tải trọng theo trạng thái giới hạn sử dụng II và được tính toán như công thức (3.30a):

$$f = \frac{M_{D1}}{I_{NC}} \cdot y_{NC} + \frac{M_{D2}}{I_{LT}} \cdot y_{LT} + \frac{M_{LL}}{I_{ST}} \cdot y_{ST}$$

Kết quả tính toán ứng suất bản biên trên và bản biên dưới được ghi trong bảng 5.32 và bảng 5.33.



**Bảng 5.32. Ứng suất của bản biên trên của dầm thép (MPa)**

$M_{D1}$	$M_{D2}$	$M_{LL+IM}$	$S'_{NC}$	$S'_{LT}$	$S'_{ST}$	$f'_f$
912.16			0.0111			-82.18
	692.64			0.034		-20.37
		1937.08			0.104	-18.63
Tổng cộng						-121.18

**Bảng 5.33. Ứng suất của bản biên dưới của dầm thép (MPa)**

$M_{D1}$	$M_{D2}$	$M_{LL+IM}$	$S^b_{NC}$	$S^b_{LT}$	$S^b_{ST}$	$f^b_f$
912.16			0.0128			71.26
	692.64			0.017		40.74
		1937.08			0.019	101.95
Tổng cộng						213.95

**5.9.2.1. Kiểm tra biến dạng thường xuyên**

Ứng suất bản cánh của tiết diện liên hợp phải thỏa mãn công thức (3.62a).

Đối với bản biên trên của tiết diện liên hợp:  $f_f \leq 0,95 R_h F_{yf}$

Đối với bản biên dưới của tiết diện liên hợp:  $f_f + \frac{f_l}{2} \leq 0,95 R_h F_{yf}$

Ứng suất tại bản biên dưới dầm thép được tính toán theo trạng thái giới hạn sử dụng

$$f_{bf} = 213,95 \text{ (MPa)}$$

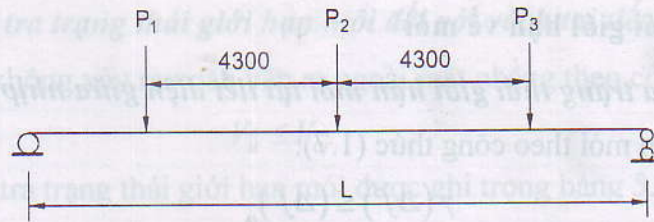
Kiểm tra:

$$f_{bf} = 213,95 \text{ (MPa)} < 0,95 R_h F_{yf} = 0,95 \times 1,0 \times 250 = 237,50 \text{ (MPa)} \rightarrow \text{đạt yêu cầu}$$

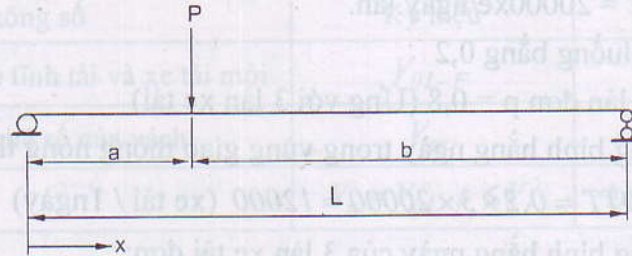
**5.9.2.2. Kiểm tra độ võng đàn hồi****Bảng 5.34. Tính hệ số phân bố độ võng**

Tham số	Ký hiệu	Giá trị
Hệ số làn xe	m	0.85
Số lượng dầm	$N_b$	6
Số làn thiết kế	$N_L$	3
Hệ số phân bố ngang	$mg_\Delta$	0.425





Hình 5.8. Vị trí đặt tải để gây ra mô men lớn nhất tại giữa nhịp



Hình 5.9. Xác định độ võng tại vị trí bất kỳ

Độ võng lớn nhất chỉ do xe tải thiết kế sẽ được xác định dựa vào hình 5.8. Về mặt tổng quát, độ võng tại vị trí bất kỳ do một lực  $P$  (xem hình 5.8) được tính đối với  $x \leq a$ :

$$\Delta_x = \frac{Pbx}{6EI} (L^2 - b^2 - x^2)$$

trong đó:  $x$  - vị trí tiết diện cần xác định độ võng (mm);

$EI$  - độ cứng uốn của tiết diện ( $N \cdot mm^2$ ).

Bảng 5.35. Tính toán tải trọng trục

Tải trọng trục	$P_1$ (kN)	77.03	$x$ (m)	12	$b$ (m)	7.7
	$P_2$ (kN)	77.03	$x$ (m)	12	$b$ (m)	12
	$P_3$ (kN)	18.59	$x$ (m)	12	$b$ (m)	7.7
Độ cứng uốn của tiết diện liên hợp ngắn hạn ( $N \cdot mm^2$ )					$34811 \times 10^{11}$	

Bảng 5.36. Tính toán độ võng

$\Delta_{CLTRUCK}$ (mm)	$\Delta_{P1}$ (mm)	5.29	12.94	$\Delta_{CL1}$ (mm)	12.94
	$\Delta_{P2}$ (mm)	6.37		$\Delta_{CL2}$ (mm)	3.24
	$\Delta_{P3}$ (mm)	1.28		$\Delta_{CL}$ (mm)	12.94

Độ võng lớn nhất sẽ là 12,94 mm nhỏ hơn  $(1/800) \times 24000 = 30$  mm. Đạt yêu cầu.



### 5.9.3. Trạng thái giới hạn về mỏi

#### 5.9.3.1. Kiểm tra trạng thái giới hạn mỏi tại tiết diện giữa nhịp

Kiểm tra giới hạn mỏi theo công thức (1.7):

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta f)_n$$

Chu kỳ tải trọng: Giả thiết đường nông thôn liên quốc gia với lượng xe cộ trong 1 làn 1 ngày là  $ADT = 20000 \text{ xe/ngày.làn}$ .

Tỉ lệ xe tải trong luồng bằng 0,2

Phần xe tải trong làn đơn  $p = 0,8$  (Ứng với 3 làn xe tải)

Lượng xe tải trung bình hằng ngày trong vùng giao thông nông thôn với 3 làn xe:

$$ADTT = 0,2 \times 3 \times 20000 = 12000 \text{ (xe tải / ngày)}$$

Lượng xe tải trung bình hằng ngày của 3 làn xe tải đơn:

$$ADTT_{SL} = 0,8 \times 12000 = 9600 \text{ (xe tải / ngày)}$$

Số chu kỳ ứng suất mỗi lần xe tải qua được xác định là:

$$N = 365 \times 100 \times 1,0 \times 9600 = 350,8 \times 10^6 \text{ (chu kỳ)}$$

Sức kháng mỏi danh định ứng với loại cầu tạo B:  $(\Delta F)_n = \left[ \frac{A}{N} \right]^{\frac{1}{3}} \geq \frac{1}{2} (\Delta F)_{TH}$

Hệ số cầu tạo A và ngưỡng mỏi  $(\Delta F)_{TH}$  tra từ bảng 1.6, ta được:

$$B = 39,3 \times 10^{11} \text{ (MPa}^3\text{)}; (\Delta F)_{TH} = 110 \text{ (MPa)}.$$

$$(\Delta F)_n = \left[ \frac{A}{N} \right]^{\frac{1}{3}} = \left[ \frac{39,3 \times 10^{11}}{350,4 \times 10^6} \right]^{\frac{1}{3}} = 22,38 \text{ (MPa)}$$

$$\frac{1}{2} (\Delta F)_{TH} = \frac{1}{2} \times 110 = 55 \text{ (MPa)} > 22,38 \text{ (MPa)} \rightarrow (\Delta F)_n = 55 \text{ (MPa)}$$

Kết quả tính toán và kiểm tra trạng thái giới hạn mỏi tại vị trí giữa nhịp được ghi trong bảng 5.37.

**Bảng 5.37. Tính toán kiểm tra mỏi tại vị trí giữa nhịp**

Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
Mô men do xe tải mỏi gây ra	$M_{LL-F}$	498.98	kN.m
Mô men kháng uốn của tiết diện	$S_{ST}^b$	0.019	m <sup>3</sup>
Ứng suất biên dưới của dầm	$f = M_{LL-F} / S_{ST}^b$	26.76	MPa
Điều kiện	$f < \Delta F_n$	Đạt yêu cầu	



### 5.9.3.2. Kiểm tra trạng thái giới hạn mỗi đối với vách tại tiết diện gối

Điều kiện để không xảy ra xoắn vặn ra ngoài mặt phẳng theo công thức (3.66) là:

$$V_u \leq V_{cr}$$

Kết quả kiểm tra trạng thái giới hạn mỗi được ghi trong bảng 5.38.

**Bảng 5.38. Kiểm tra mỗi đối với vách**

Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
Lực cắt tại gối do tĩnh tải và xe tải mỗi	$V_{0L-F}$	472.60	kN
Sức kháng cắt có hệ số của vách	$V_{cr}$	2436	kN
Điều kiện	$V_u = V_{0L-F} \leq V_r$	Đạt yêu cầu	

### 5.9.4. Trạng thái giới hạn về cường độ

Trạng thái giới hạn cường độ được kiểm tra theo sơ đồ hình 3.18 và 3.19.

#### 5.9.4.1. Kiểm tra sức kháng uốn

Tiết diện thiết kế là tiết diện chắc nên theo công thức (3.67) đối với tiết diện chắc sức kháng uốn có hệ số được viết dưới dạng mô men:

$$M_u \leq \phi_f M_n$$

Vì tiết diện chắc nên mô men sẽ đạt đến mô men dẻo hoàn toàn, nghĩa là:  $M_n = M_p$ .  
Kết quả kiểm tra được ghi trong bảng 5.39.

**Bảng 5.39. Kiểm tra sức kháng uốn có hệ số dưới dạng mô men**

Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
Sức kháng uốn danh định	$M_n = M_p$	6408	kN.m
Hệ số sức kháng uốn	$\phi_f$	1.0	
Sức kháng uốn danh định có hệ số	$M_r = \phi_f \times M_n$	6408	kN.m
Mô men tại giữa nhịp do tải trọng gây ra	$M_{L/2}$	4707.57	kN.m
Kiểm tra điều kiện $M_{L/2} \leq M_r$		Đạt yêu cầu	

#### 5.9.4.2. Kiểm tra sức kháng cắt

Theo trạng thái giới hạn cường độ, lực cắt lớn nhất trong vách phải thỏa mãn công thức (3.69):

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$V_n$  - sức kháng cắt danh định, được xác định ở mục 5.7.5.2.



Kết quả kiểm tra được thể hiện trong bảng 5.40.

**Bảng 5.40. Kiểm tra sức kháng cắt**

Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
Lực cắt tại gối do tải trọng gây ra	$V_u$	816.87	kN
Sức kháng cắt danh định	$V_n$	2436	kN
Hệ số sức kháng cắt	$\phi_v$	1.0	
Sức kháng danh định có hệ số	$V_r = \phi_v \times V_n$	2436	kN
Kiểm tra điều kiện $V \leq V_r$		Thỏa	

#### 5.9.4.3. Kiểm tra tính dẻo dai trong tiết diện chắc liên hợp

Yêu cầu về dẻo dai đối với tiết diện liên hợp được quy định ở công thức (3.61):

$$D_p \leq 0.42(d + t_h + t_s)$$

$$D_p = 183,76 \text{ (mm)} \leq 0,42(1100 + 50 + 200) = 567 \text{ (mm)} \rightarrow \text{đạt yêu cầu.}$$

#### 5.9.4.4. Kiểm tra ứng suất trong bản bê tông

Theo AASHTO LRFD 2010 mục A6.11.7.2.1 ứng suất nén dọc lớn nhất trong bê tông tại trạng thái giới hạn cường độ không được vượt quá  $0,6f'_c$ .

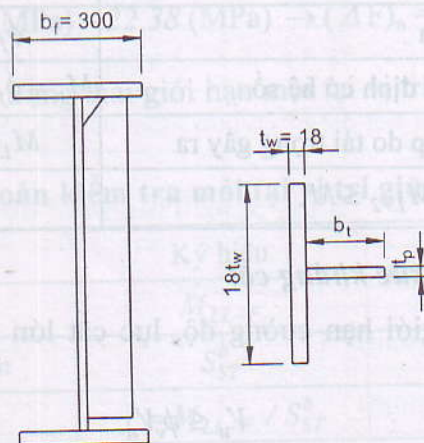
Ứng suất nén lớn nhất trong bê tông được tính trong bảng 5.23 là 4,58 (MPa).

Kiểm tra:  $f_{cmax} = 4,58 \text{ (MPa)} < 0,6f'_c = 0,6 \times 30 = 18 \text{ (MPa)} \rightarrow \text{đạt yêu cầu.}$

### 5.10. THIẾT KẾ SƯỜN TĂNG CƯỜNG

#### 5.10.1. Sườn tăng cường ngang trung gian (A6.10.11.1.2)

Bố trí sườn tăng cường ngang trung gian như hình 5.10.



**Hình 5.10. Sườn tăng cường ngang trung gian**



Chọn kích thước sườn tăng cường ngang trung gian như trong bảng 5.41.

**Bảng 5.41. Kích thước sườn tăng cường ngang trung gian**

Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
Bề rộng	$b_t$	110	mm
Bề dày	$t_p$	10	mm
Cường độ chảy	$F_{ys}$	250	MPa
Mô đun đàn hồi thép	E	200000	MPa

#### 5.10.1.1. Kiểm tra độ mảnh

Yêu cầu về độ mảnh của sườn tăng cường ngang trung gian phải thỏa mãn công thức (3.86):

$$50 + \frac{d}{30} \leq b_t \leq 0,48t_p \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

$$0,25b_f \leq b_t \leq 16t_p$$

Kết quả tính toán và kiểm tra được ghi trong bảng 5.42.

**Bảng 5.42. Kiểm tra yêu cầu độ mảnh**

Thông số	Giá trị	Đơn vị	Kiểm tra
$0,25b_f$	100.00	mm	Đạt yêu cầu
$16t_p$	160	mm	Đạt yêu cầu
$50 + d / 30$	86.67	mm	Đạt yêu cầu
$0,48t_p \sqrt{E / F_{ys}}$	135.76	mm	Đạt yêu cầu

#### 5.10.1.2. Kiểm tra độ cứng (A6.10.11.1.3)

Mô men quán tính của sườn tăng cường ngang phải thỏa mãn công thức (3.87) và (3.88):

$$I_t \geq I_{t1}$$

$$I_t \geq I_{t2}$$

trong đó:  $I_{t1}$  và  $I_{t2}$  được xác định từ công thức (3.89) và (3.90):

$$I_{t1} = bt_w^3 J$$

$$I_{t2} = \frac{D^4 \rho_t^{1,3}}{40} \left( \frac{F_{yw}}{E} \right)^{1,5}$$



Tham số độ cứng chịu uốn của sườn tăng cường được tính như công thức (3.91):

$$J = \frac{2,5}{(d_0 / D)^2} - 2,0 \geq 0,5$$

Mô men quán tính của sườn tăng cường một bên được tính với cạnh liên kết của sườn tăng cường:

$$I_t = \frac{1}{3} t_p b_t^3 = \frac{1}{3} \times 10 \times 110^3 = 4,44 \times 10^6 \text{ (mm}^4\text{)}$$

$$J = \frac{2,5}{(d_0 / D)^2} - 2,0 = \frac{2,5}{(1500 / 1050)^2} - 2,0 = -0,775 \geq 0,5$$

chọn  $J = 0,5$

$$I_{t1} = b t_w^3 J = 1050 \times 16^3 \times 0,5 = 2,15 \times 10^6 \text{ (mm}^4\text{)}$$

$$F_{crs} = \frac{0,31E}{(b_t / t_p)^2} = \frac{0,31 \times 200000}{(110 / 10)^2} = 512,40 > F_{ys} = 250 \text{ (MPa)}$$

Chọn  $F_{crs} = 250 \text{ (MPa)} \rightarrow \rho_t = \max(250 / 250, 1,0) = 1$

$$I_{t2} = \frac{D^4 \rho_t^{1,3}}{40} \left( \frac{F_{yw}}{E} \right)^{1,5} = \frac{(1050)^4 \times 1^{1,3}}{40} \left( \frac{250}{200000} \right)^{1,5} = 1,34 \times 10^6 \text{ (mm}^4\text{)}$$

Vì  $I_{t1} > I_{t2}$  nên độ cứng của sườn tăng cường được kiểm tra theo điều kiện sau:

$$I_t = 4,44 \times 10^6 \text{ (mm}^4\text{)} > 1,34 \times 10^6 \text{ (mm}^4\text{)} \rightarrow \text{đạt yêu cầu.}$$

### 5.10.1.3. Kiểm tra cường độ

Kiểm tra cường độ theo công thức (3.93):

$$A_s \geq \left[ 0,15B \frac{D}{t_w} (1 - C) \frac{V_u}{V_r} - 18 \right] \left( \frac{F_{yw}}{F_{crs}} \right) t_w^2$$

Kết quả tính toán và kiểm tra được thể hiện trong bảng 5.43.



**Bảng 5.43. Tính toán kiểm tra cường độ của sườn tăng cường ngang trung gian**

Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
Diện tích sườn tăng cường	$A_s$	1100.00	mm <sup>2</sup>
Sức kháng cắt danh định	$V_n$	2436.00	kN
Sức kháng cắt có hệ số	$V_r$	2436.00	kN
Mô đun đàn hồi	$E$	200000	MPa
Cường độ của sườn tăng cường	$F_{crs}$	512.40	MPa
Giới hạn chảy của sườn tăng cường	$F_{ys}$	250.00	MPa
Hằng số sườn tăng cường trung gian	$B$	1.00	
Tỷ số C		1.00	
$\left[ 0.15B \frac{D}{t_w} (1-C) \frac{V_u}{V_r} - 18 \right] \left( \frac{F_{yw}}{F_{crs}} \right) t_w^2$		-4608	mm <sup>2</sup>
Kiểm tra	$A_s \geq \left[ 0.15B \frac{D}{t_w} (1-C) \frac{V_u}{V_r} - 18 \right] \left( \frac{F_{yw}}{F_{crs}} \right) t_w^2$	Đạt	

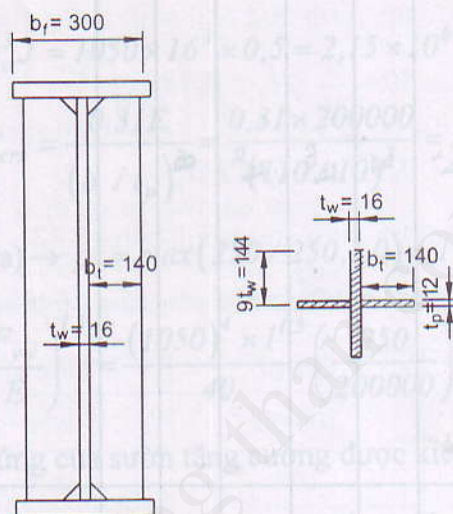


### 5.10.2. Sườn tăng cường gối

Chọn kích thước sườn tăng cường gối như bảng 5.44, được thể hiện trong hình 5.11.

**Bảng 5.44. Kích thước sườn tăng cường gối**

Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
Bề rộng	$b_t$	140.00	mm
Bề dày	$t_p$	16.00	mm
Sườn tăng cường gối được vát chéo góc	$\alpha$	45.00	Độ
Cường độ chảy	$F_{ys}$	250.00	MPa
Mô đun đàn hồi thép	$E$	200000.00	MPa



**Hình 5.11. Sườn tăng cường gối**

#### 5.10.2.1. Kiểm tra độ mảnh

Kiểm tra độ mảnh theo công thức (3.95):

$$\frac{b_t}{t_p} \leq 0.48 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

Kết quả tính toán và kiểm tra độ mảnh được ghi trong bảng 5.45.

**Bảng 5.45. Kết quả tính toán kiểm tra yêu cầu về độ mảnh**

Thông số	Giá trị
$b_t / t_p$	8.75
$0.48 \sqrt{E / F_{ys}}$	13.58
Kiểm tra	Đạt



### 5.10.2.2. Kiểm tra sức kháng ép mặt

Kiểm tra sức kháng ép mặt theo công thức (3.96):

$$(R_{sb})_r = \phi_b (R_{sb})_n$$

Kết quả tính toán và kiểm tra được ghi trong bảng 5.46.

**Bảng 5.46. Kết quả tính toán và kiểm tra sức kháng ép mặt**

Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
Sức kháng ép mặt có hệ số	$(R_{sb})_r$	816.87	kN
Diện tích thực phần chia ra của sườn tăng cường	$A_{pn}$	2403.36	mm <sup>2</sup>
Chiều cao vát	$4t_w$	64.00	mm
Số lượng sườn tăng cường gối	n	2	
Diện tích thực của sườn tăng cường	$A_n$	2432.00	mm <sup>2</sup>
Kiểm tra	$A_n \geq A_{pn}$	Đạt	

### 5.10.2.3. Kiểm tra sức kháng dọc trục

Sức kháng dọc trục có hệ số  $P_r$  được tính theo công thức (3.98):

$$P_r = \phi_c P_n$$

Độ mảnh  $\lambda$  được xác định theo công thức (3.101):

$$\lambda = \left( \frac{KL}{\pi r} \right)^2 \frac{F_y}{E}$$

Kết quả tính toán và kiểm tra được ghi trong bảng 5.47.

**Bảng 5.47. Tính toán kiểm tra sức kháng dọc trục**

Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
Hệ số chiều dài có hiệu của cột	$K$	0.75	
Chiều dài không được liên kết ngang của phần tử	$L$	1050	mm
Chiều dài có hiệu của cột 2 đầu khớp	$KL$	787.50	mm
Diện tích có hiệu của tiết diện cột chịu nén	$A$	9088.00	mm <sup>2</sup>
Mô men quán tính của các STC gối đối với đường tâm vách	$I$	34573653	mm <sup>4</sup>
Bán kính quán tính của tiết diện cột chịu nén	$r$	61.68	mm



Bảng 5.47 (tiếp theo)

Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
Tỷ số	$KL / r$	12.77	
Độ mảnh	$\lambda$	0.021	mm
Sức kháng danh định	$P_n$	2252.59	kN
Hệ số sức kháng nén	$\phi_c$	0.90	
Sức kháng nén danh định	$P_r$	2027.33	kN
Lực cắt lớn nhất tại gối	$V_0$	816.87	kN
Kiểm tra	$V_0 \leq P_r$	Đạt	

## 5.11. THIẾT KẾ NEO CHỐNG CẮT HÌNH NĂM

### 5.11.1. Cấu tạo neo hình năm

#### 5.11.1.1. Kích thước neo hình năm

Kích thước neo hình năm được chọn như trong bảng 5.48.

Bảng 5.48. Kích thước neo

Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
Chiều cao neo	$h$	100	mm
Đường kính neo	$d$	19	mm
Bố trí neo theo phương ngang	$n$	2	hàng
Cường độ kéo min	$F_u$	400	MPa
Cường độ chảy	$F_y$	250	MPa

#### 5.11.1.2. Kiểm tra yêu cầu về cấu tạo

Yêu cầu về cấu tạo đối với neo liên kết như sau:

Độ chôn sâu neo vào bê tông:  $h - t_h \geq 50$ ;

Chiều dày lớp bê tông phủ trên đầu neo:  $t_s + t_{tr} - h \geq 50$ ;

Tỷ số chiều cao và đường kính neo:  $h / d \geq 4$ ;

Bề rộng bản biên trên tối thiểu để bố trí đủ 2 neo theo phương ngang  $b_{femin} \leq b_{ff}$

Kết quả tính toán và kiểm tra cấu tạo neo hình năm được ghi trong bảng 5.49.



**Bảng 5.49. Kiểm tra các yêu cầu về cấu tạo**

Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị	Kiểm tra
Chiều dày bản bê tông	$t_s$	200	mm	
Chiều cao đoạn vút	$t_h$	50	mm	
Độ chôn sâu neo vào bê tông	$h - t_h$	50	mm	Đạt
Chiều dày lớp bê tông phủ trên đầu neo	$t_s + t_h - h \geq 50$	150	mm	Đạt
Tỷ số chiều cao và đường kính neo	$h / d \geq 4$	5.26	-	Đạt
Bề rộng bản biên trên	$b_{tf}$	300	mm	
Bề rộng bản biên trên tối thiểu	$b_{fmin}$	145	mm	Đạt

Ngoài ra, bước neo theo phương dọc cầu không lớn hơn 600mm và không nhỏ hơn  $6d = 6 \times 19 = 114$  (mm).

### 5.11.2. Trạng thái giới hạn mỗi của neo hình nấm

Để xác định bước neo theo trạng thái giới hạn mỗi, biên độ lực cắt do xe tải mỗi có kê xung kích cần phải được xác định. Biên độ lực cắt này thực chất là sự chênh lệch lực cắt dương và lực cắt âm tại tiết diện tính toán do xe tải mỗi gây ra. Hiệu ứng này có xét đến hệ số xung kích 1.15, hệ số phân bố ngang lớn nhất cho làn xe đơn không kê hệ số làn xe 0.473 (xem mục 5.4.2.1), và hệ số tải trọng 0.75. Trong tính toán này, dầm biên được xét đến còn các dầm trong được thiết kế tương tự. Dầm nhịp 24 m được chia thành 8 đoạn để xác định lực cắt. Hình 5.12 và bảng 5.52 thể hiện tính toán biên độ lực cắt này.

#### 5.11.2.1. Tính toán biên độ lực cắt do xe tải mỗi

Tung độ đường ảnh hưởng được xác định trong bảng 5.50 và bảng 5.51.

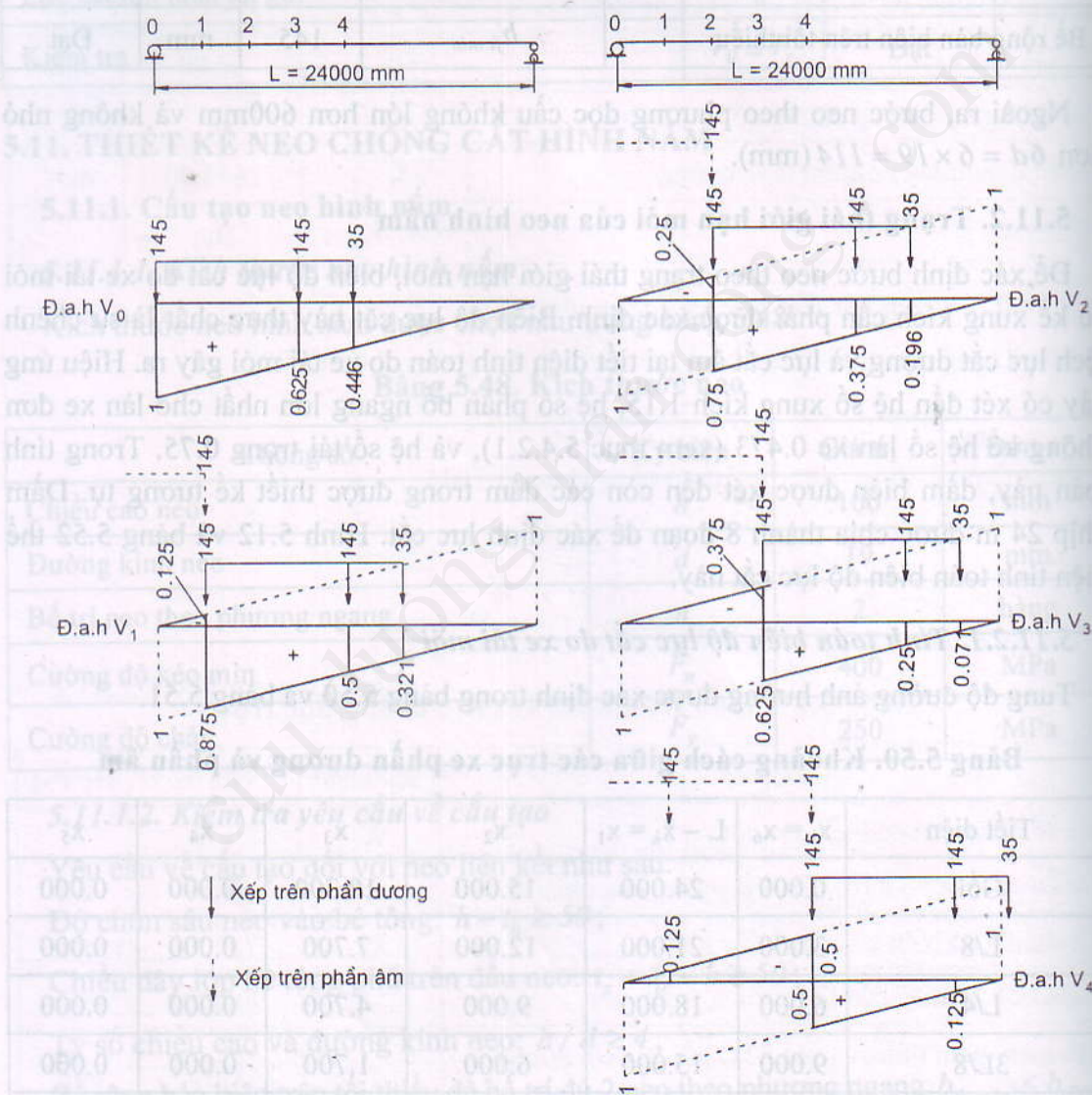
**Bảng 5.50. Khoảng cách giữa các trục xe phần dương và phần âm**

Tiết diện	$x_k = x_6$	$L - x_k = x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_4$	$x_5$
Gối	0.000	24.000	15.000	10.700	0.000	0.000
L/8	3.000	21.000	12.000	7.700	0.000	0.000
L/4	6.000	18.000	9.000	4.700	0.000	0.000
3L/8	9.000	15.000	6.000	1.700	0.000	0.000
L/2	12.000	12.000	3.000	-1.300	0.000	3.000



**Bảng 5.51. Tung độ đường ảnh hưởng phần dương và phần âm**

Tiết diện	$y_1 = y_k$	$y_2$	$y_3$	$y_4$	$y_5$	$y_6$
Gối	1.000	0.625	0.446	0.000	0.000	0.000
L/8	0.875	0.500	0.321	0.000	0.000	-0.125
L/4	0.750	0.375	0.196	0.000	0.000	-0.250
3L/8	0.625	0.250	0.071	0.000	0.000	-0.375
L/2	0.500	0.125	-0.054	0.000	-0.125	-0.500



**Hình 5.12. Xếp xe tải mới lên đường ảnh hưởng**



**Bảng 5.52. Biên độ lực cắt do xe tải mỗi (kN)**

Tiết diện	Lực cắt dương lớn nhất không có hệ số	Lực cắt âm lớn nhất không có hệ số	Biên độ lực cắt có hệ số
Gối	136.752	0.000	102.564
L/8	114.639	-9.866	93.379
L/4	92.525	-19.732	84.193
3L/8	70.412	-29.598	75.007
L/2	48.298	-49.330	73.221

#### 5.11.2.2. Sức kháng mỗi của neo

Sức kháng mỗi của neo được xác định bởi công thức (3.79):

$$Z_r = \alpha d^2 \geq 19d^2$$

$$\alpha = 238 - 29,5 \log N,$$

$$\alpha = 238 - 29,5 \log (701,6 \times 10^6) = -22,96$$

$$\rightarrow Z_r = \alpha d^2 = |-22,96| \times 19^2 = 8288,56 > 19 \times 19^2 = 6859 \text{ (N)}$$

Như vậy, sức kháng mỗi của neo là:  $Z_r = 8288,56 \text{ (N)}$

#### 5.11.2.3. Tính toán bước neo

Khoảng cách của neo chịu cắt phải thỏa mãn công thức (3.83):

$$p \leq \frac{nZ_r I}{V_f Q}$$

Mô men tĩnh của diện tích bản bê tông quy đổi đối với trục trung hòa tiết diện liên hợp ngắn hạn được tính:

$$Q = \frac{I}{8} \times 1830 \times 200 \times \left( \frac{200}{2} + 50 + 166,65 \right) = 14,49 \times 10^6 \text{ (mm}^3\text{)};$$

$I = 0,0174 \text{ (m}^4\text{)}$  là mô men quán tính của tiết diện liên hợp ngắn hạn;

Bước neo tại tiết diện gối được tính như sau:

$$p \leq \frac{nZ_r}{V_{sr}} = \frac{nZ_r I}{V_f Q} = \frac{2 \times 8288,56 \times 0,0174 \times 10^{12}}{102,564 \times 10^3 \times 14,49 \times 10^6} = 194,068 \text{ (mm)}$$

Tương tự cách tính trên, bước neo tại các tiết diện được ghi trong bảng 5.53.



**Bảng 5.53. Bước neo yêu cầu (mm)**

Tiết diện	Gối	L/8	L/4	3L/8	L/2
Bước neo	194.068	213.159	236.415	265.367	271.840

Bước neo thỏa mãn không lớn hơn 600 mm và không nhỏ hơn 114 mm.

Ta bố trí neo như sau: đoạn từ gối đến một phần tư nhịp bước neo là 150 m; đoạn từ một phần tư nhịp đến giữa nhịp bước neo là 250 mm.

### 5.11.3. Trạng thái giới hạn cường độ

Tổng số neo cần thiết để thỏa mãn trạng thái giới hạn cường độ giữa điểm có mô men dương lớn nhất và mô men bằng không được tính bằng công thức (3.84):

$$n = \frac{P}{Q_r}$$

Lực cắt nằm ngang danh định tại mặt tiếp xúc là giá trị nhỏ hơn của  $0,85 f'_c b_s l_s$  và  $F_y A_s$ .

Sức kháng cắt có hệ số của một neo đơn hình nắm được xác định từ công thức:

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n$$

với sức kháng cắt danh định của một neo đơn hình nắm là

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc} F_u$$

Kết quả tính toán bước neo theo trạng thái giới hạn cường độ được ghi ở bảng 5.54.

**Bảng 5.54. Kết quả tính toán bước neo theo trạng thái giới hạn cường độ**

Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
Hệ số sức kháng của neo	$\phi_{sc}$	0.85	-
Diện tích tiết diện ngang của neo	$A_{sc}$	283.53	mm <sup>2</sup>
Cường độ chịu nén của bê tông	$f'_c$	30	MPa
Mô đun đàn hồi của bê tông	$E_c$	27693	MPa
Cường độ chịu kéo	$F_u$	400	MPa
	$A_{sc} F_u$	113.4	kN



5.12.3.2. Giải đoạn liên hợp ngắn hạn **Bảng 5.54 (tiếp theo)**

Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
Sức kháng cắt danh định đối với một neo đơn hình nằm	$Q_n$	129.21	kN
Tính lực cắt nằm ngang danh định tại mặt tiếp xúc	$P$		kN
Trường hợp 1	$F_y A_s$	8575	kN
Trường hợp 2	$0,85 f'_c b t_s$	9333	kN
Giá trị chọn	$P$	8575	kN
Tổng số neo cần thiết trong vùng từ gối đến $L / 2$	$n_s$	78	neo
Bước neo	$p$	307.69	mm

Kết hợp bước neo khi tính theo trạng thái giới hạn mỏi và cường độ, ta thấy rằng bước neo tính theo trạng thái giới hạn mỏi sẽ là không chế. Từ đó, bố trí neo chống trượt là đoạn từ gối đến một phần tư nhịp bước neo là 150 mm, và đoạn từ một phần tư nhịp đến giữa nhịp bước neo là 250 mm.

## 5.12. THIẾT KẾ MỐI NỐI BIÊN DÀM VÀO VÁCH DÀM

### 5.12.1. Chọn kích thước mối hàn

Theo bảng 2.13, khi chiều dày cơ bản của thép bản nối 16 mm nhỏ hơn 20 mm nên bề dày mối hàn góc tối thiểu là 6 mm. Hơn nữa, theo 2.2.5.2, khi bề dày bản thép 16 mm lớn hơn 6 mm nên bề dày tối đa của mối hàn là  $16 - 2 = 14$  mm. Ta có thể chọn bề dày mối hàn là 8 mm.

Kích thước mối hàn góc được chọn thỏa mãn các yêu cầu trong mục 2.2.5.

**Bảng 5.55. Kích thước mối hàn**

	Thông số	Giá trị	Đơn vị
Chiều dày	Chiều dày mối hàn	8.00	mm
	Chiều dày lớn nhất của mối hàn góc	14.00	mm
	Chiều dày nhỏ nhất của mối hàn góc	6.00	mm

### 5.12.2. Sức kháng tính toán của mối hàn góc

#### 5.12.2.1. Sức kháng của mối hàn góc chịu kéo hoặc chịu nén

Sức kháng của mối hàn góc chịu kéo hoặc chịu nén song song với đường hàn lấy như sức kháng tính toán của thép cơ bản, với thép cơ bản cấp 250 thì sức kháng tính toán của thép cơ bản là:  $R_r = \phi_t \times F_y = 0,95 \times 250 = 237,5$  (MPa).



### 5.12.2.2. Sức kháng tính toán của mối hàn góc chịu cắt

Dùng que hàn E70XX (tương ứng với thép cơ bản M270 cấp 250 MPa), cường độ bền kéo của que hàn là 70 ksi (483 MPa).

Khi hàn góc bằng phương pháp hồ quang chìm và mối hàn góc có cạnh 8 mm nên chiều dài thực của mối hàn góc là  $t_e = 0,707 \times 8 = 5,656$  (mm).

Sức kháng tính toán của mối hàn góc trên diện tích có hiệu phải lấy nhỏ hơn giữa sức kháng tính toán của vật liệu cơ bản hoặc sức kháng tính toán của thép hàn.

Sức kháng cắt tính toán nhỏ nhất của thép cơ bản là sức kháng cắt chảy trên tiết diện nguyên tính trên một đơn vị chiều dài:

$$P_r = \phi_v (0,6 F_y t) = 1,0 \times 0,6 \times 250 \times 16 = 2400 \text{ (N/mm)}$$

Sức kháng tính toán của mối hàn góc là:

$$R_r = 0,6 \times \phi_{e2} \times F_{exx} \times t_e = 0,6 \times 0,8 \times 480 \times 5,656 = 1304,06 \text{ (N/mm)}$$

Do đó giá trị 1304,06 (N/mm) sẽ không chế.

### 5.12.3. Tính nội lực trong đường hàn góc

Khi dầm chịu uốn biên dầm và vách dầm có xu hướng trượt lên nhau, do đó liên kết làm việc theo ứng suất cắt:

$$T = \frac{V_{D1}}{I_{NC}} S_{NC} + \frac{V_{D2}}{I_{LT}} S_{LT} + \frac{V_{LL}}{I_{ST}} S_{ST}$$

trong đó:

$T$  - lực cắt trong 1 đơn vị chiều dài đường hàn;

$V_{D1}$  - lực cắt do các tải trọng gây ra trong dầm thép (chưa liên hợp);

$V_{D2}$  - lực cắt do các tải trọng gây ra trong dầm liên hợp dài hạn;

$V_{LL}$  - lực cắt do các tải trọng gây ra trong dầm liên hợp ngắn hạn.

#### 5.12.3.1. Giai đoạn chưa liên hợp

**Bảng 5.56. Lực cắt trên 1 đơn vị chiều dài đường hàn giai đoạn chưa liên hợp**

Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
Lực cắt tính toán	$V_{D1}$	$190.03 \times 10^3$	N
Mô men tĩnh của biên dầm	$S_{NC}$	4323750.00	mm <sup>3</sup>
Mô men quán tính đối với trục trung hòa tiết diện	$I_{NC}$	6547628633.33	mm <sup>4</sup>
Lực cắt hay lực trượt trên 1 đơn vị chiều dài	$T$	125.49	N/mm

### 5.12.3.2.

Lực cắt tính

Mô men tĩnh

Mô men quán

Lực cắt hay

### 5.12.3.2.

Lực cắt tính

Mô men tĩnh

Mô men quán

Lực cắt hay

Lực cắt tổng

Trường hợp  
kể thêm tải trọng  
tác dụng lên dầm

trong đó:

P - tải trọng

L - chiều dài

phương dọc trục

H - khoảng cách



### 5.12.3.2. Giai đoạn liên hợp dài hạn

**Bảng 5.57. Lực cắt trên 1 đơn vị chiều dài đường hàn giai đoạn liên hợp dài hạn**

Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
Lực cắt tính toán	$V_{D2}$	$159.96.10^3$	N
Mô men tĩnh của biên dầm đối với trục trung hòa TD	$S_{LT}$	2617935.17	mm <sup>3</sup>
Mô men quán tính đối với trục trung hòa tiết diện	$I_{LT}$	12363592987.35	mm <sup>4</sup>
Lực cắt hay lực trượt trên 1 đơn vị chiều dài	$T$	33.87	N/mm

### 5.12.3.2. Giai đoạn liên hợp ngắn hạn

**Bảng 5.58. Lực cắt trên 1 đơn vị chiều dài đường hàn giai đoạn liên hợp ngắn hạn**

Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
Lực cắt tính toán	$V_{LL}$	$466.88 \times 10^3$	N
Mô men tĩnh của biên dầm đối với trục trung hòa TD	$S_{ST}$	1156112.59	mm <sup>3</sup>
Mô men quán tính đối với trục trung hòa tiết diện	$I_{ST}$	17405771684.24	mm <sup>4</sup>
Lực cắt hay lực trượt trên 1 đơn vị chiều dài	$T$	31.01	N/mm

Lực cắt tổng cộng trong một đơn vị chiều dài đường hàn:

$$\sum T = 125,49 + 33,87 + 31,01 = 190,37 (N/mm)$$

Trường hợp có thêm một bánh xe hoạt tải đặt tại gối cầu (như hình 5.13) ta phải kể thêm tải trọng tập trung của bánh xe đó vào, gọi  $Q$  là lực cắt do tải trọng bánh xe tác dụng lên đường hàn trên một đơn vị chiều dài:

$$Q = \frac{\gamma(1+IM)P}{(L+2H)} (mm)$$

trong đó:

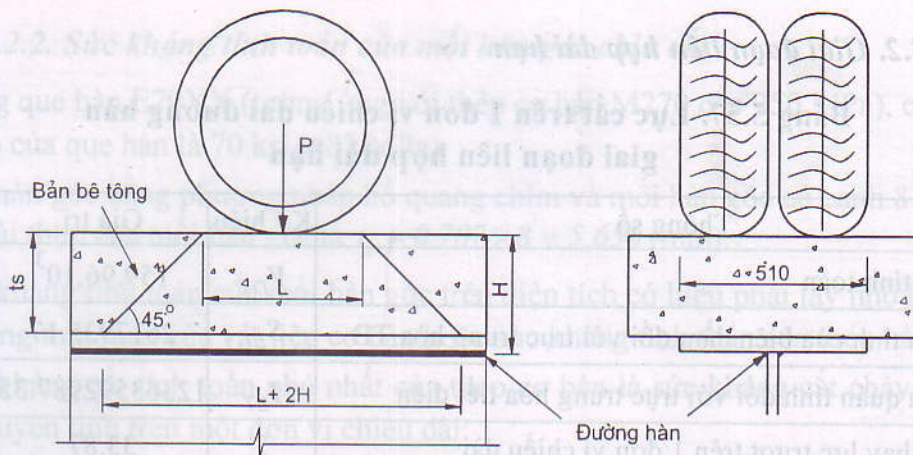
$P$  - tải trọng tập trung của bánh xe hoạt tải;

$L$  - chiều rộng vệt tác dụng của bánh xe hoạt tải tác dụng lên mặt cầu theo phương dọc cầu;

$$L = 2,28 \times 10^{-3} \times \gamma \times (1+IM) \times P'$$

$H$  - khoảng cách từ mặt cầu xe chạy đến trọng tâm đường hàn.





Hình 5.13. Phân phối tải trọng bánh xe

Kết quả tính lực cắt do bánh xe tác dụng lên đường hàn được ghi trong bảng 5.59.

Bảng 5.59. Tính toán lực cắt do bánh xe tác dụng lên đường hàn

Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
Hệ số tải trọng	$\gamma$	1.75	
Tải trọng bánh xe tác dụng theo phương dọc cầu	$P'$	72500	N
Hệ số xung kích	IM	0.75	
Chiều rộng vệt bánh xe theo phương dọc cầu	L	506.23	mm
Tải trọng tập trung của bánh xe	P	145000	N
Khoảng cách tính từ mặt cầu xe chạy đến trọng tâm đường hàn	H	257.50	mm
Lực cắt do bánh xe tác dụng đường hàn	Q	434.83	N/mm

Tổng lực tác dụng lên đường hàn:

$$R = \sqrt{Q^2 + T^2} = \sqrt{434,83^2 + 190,37^2} = 474,68 \text{ (N/mm)}$$

Kiểm tra:  $R = 474,68 \text{ (N/mm)} \leq R_n = 1304,06 \text{ (N/mm)} \rightarrow \text{Đạt.}$

## 5.13. THIẾT KẾ MỎI NỐI BU LÔNG

### 5.13.1. Các yêu cầu về bố trí bu lông

Trong liên kết này ta sử dụng bu lông cường độ cao M325 đường kính 22 mm (7/8 inch), lực xiết trước theo quy định là 221 kN. Cường độ chịu kéo tối thiểu của bu lông  $F_{ub} = 820 \text{ (MPa)}$ .



### 5.13.1.1. Số lượng bu lông tối thiểu

Trong xây dựng, các liên kết chịu ứng suất tính toán phải được thiết kế ít nhất một lực 27 kN. Trong cầu ô tô, các liên kết không kê lan can, tay vịn ít nhất có 2 bu lông. Sườn nổi chịu cắt có ít nhất hai hàng bu lông ở mỗi bên mỗi nổi.

### 5.13.1.2. Khoảng cách bu lông

Khoảng cách bu lông bố trí trong mỗi nổi phải thỏa mãn mục 2.1.3.4.

## 5.13.2. Sức kháng tính toán của bu lông

### 5.13.2.1. Sức kháng trượt tính toán của bu lông

Sức kháng trượt danh định của bu lông được xác định từ công thức (2.10):

$$R_n = K_h \times K_s \times N_s \times P_t$$

Kết quả tính toán sức kháng trượt của bu lông được ghi trong bảng 5.60.

**Bảng 5.60. Kết quả tính toán sức kháng trượt của bu lông**

Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
Lực căng tối thiểu yêu cầu trong bu lông	$P_t$	221.00	kN
Hệ số kích thước lỗ	$K_h$	1.00	
Chọn loại bề mặt	Loại B		
Hệ số điều kiện bề mặt	$K_s$	0.5	
Số mặt ma sát cho mỗi bu lông	$N_s$	2	
Sức kháng trượt danh định	$R_n$	221.00	kN/bu lông
Hệ số sức kháng bu lông	$\phi_s$	0.80	
Sức kháng trượt có hệ số	$R_r$	176.80	kN/bu lông

### 5.13.2.2. Sức kháng cắt của bu lông

Sức kháng cắt danh định của bu lông khi đường ren nằm ngoài mặt cắt được xác định theo công thức (2.4):

$$R_n = 0,48 A_b \times F_{ub} \times N_s$$

Kết quả tính toán sức kháng cắt có hệ số của bu lông ở trạng thái giới hạn cường độ được ghi trong bảng 5.61.



**Bảng 5.61. Kết quả tính toán sức kháng cắt có hệ số của bu lông**

Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
Diện tích bu lông theo đường kính danh định	$A_b$	380.13	mm <sup>2</sup>
Số mặt phẳng chịu cắt của bu lông	$N_s$	2.0	
Cường độ chịu kéo nhỏ nhất của bu lông	$F_{ub}$	820	MPa
Sức kháng cắt danh định của bu lông	$R_n$	299.24	kN
Hệ số sức kháng bu lông	$\phi_s$	0.80	
Sức kháng có hệ số của bu lông chịu cắt	$R_r$	239.39	kN/bu lông

**5.13.2.3. Sức kháng ép mặt tại lỗ bu lông**

Với các bu lông có khoảng cách trống giữa các lỗ không nhỏ hơn  $2,0d$  và với khoảng cách trống ở đầu không nhỏ hơn  $2,0d$ , sức kháng ép mặt tại lỗ bu lông được xác định từ công thức (2.6):

$$R_n = 2,4d \times t \times F_u$$

Kết quả tính toán sức kháng ép mặt có hệ số của bu lông ở trạng thái giới hạn cường độ được ghi trong bảng 5.62.

**Bảng 5.62. Tính toán sức kháng ép mặt**

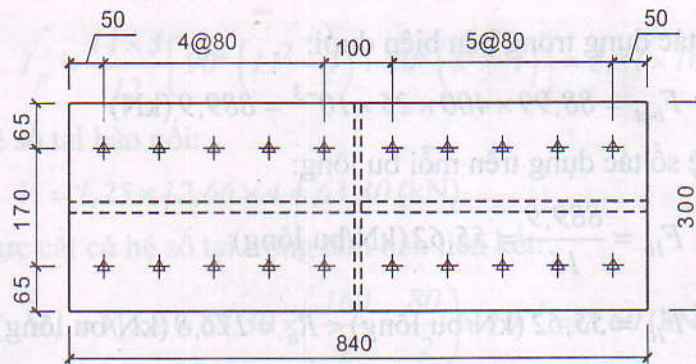
Thông số	Ký hiệu	Giá trị	Đơn vị
Đường kính bu lông	$d$	22	mm
Bề dày nhỏ nhất của mối nối	$t$	15	mm
Cường độ chịu kéo của thép liên kết	$F_u$	400	MPa
Sức kháng ép mặt danh định của bu lông	$R_n$	316.80	kN
Hệ số sức kháng bu lông	$\phi_{bb}$	0.80	
Sức kháng có hệ số của bu lông chịu ép mặt	$R_r$	253.44	kN/bu lông

Sức kháng của một bu lông là giá trị nhỏ nhất của sức kháng cắt, sức kháng ép mặt và sức kháng trượt.

**5.13.3. Kiểm tra theo trạng thái giới hạn thi công****5.13.3.1. Kiểm tra trạng thái thi công của bu lông mối nối bản biên trên**

Bố trí mối nối gồm 10 bu lông ở một phía của liên kết như hình 5.14.





Hình 5.14. Bố trí bu lông mỗi nối bản biên trên

Ứng suất tại đỉnh dầm thép do tải trọng thi công được tính ở trên:

$$f_{lf} = -102,57 \text{ (MPa)}$$

Lực dọc có hệ số tác dụng trong trong bản biên trên:

$$F_{top} = (-102,57)(300 \times 25) \times 10^{-3} = -769,28 \text{ (kN)}$$

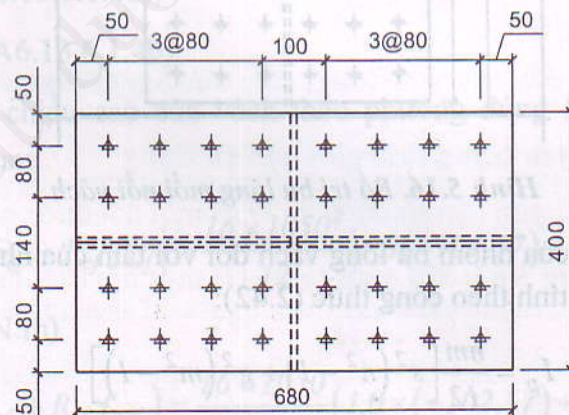
Lực dọc có hệ số tác dụng trên mỗi bu lông:

$$F_{lb} = \frac{|-769,28|}{10} = 76,93 \text{ (kN/bu lông)}$$

Kiểm tra:  $F_{lb} = 76,93 \text{ (kN/bu lông)} < R_n = 176,8 \text{ (kN/bu lông)} \rightarrow$  đạt yêu cầu.

### 5.13.3.2. Kiểm tra trạng thái thi công của bu lông mỗi nối bản biên dưới

Bố trí mỗi nối gồm 16 bu lông ở một phía của liên kết như hình 5.15.



Hình 5.15. Bố trí bu lông mỗi nối bản biên dưới

Ứng suất tại đáy dầm thép do tải trọng thi công được tính ở trên:



Bảng 5.  $f_{bf} = 88,99$  (MPa) sức kháng cắt có hệ số của bu lông

Lực có hệ số tác dụng trong bản biên dưới:

$$F_{bot} = 88,99 \times 400 \times 25 \times 10^{-3} = 889,9 \text{ (kN)}$$

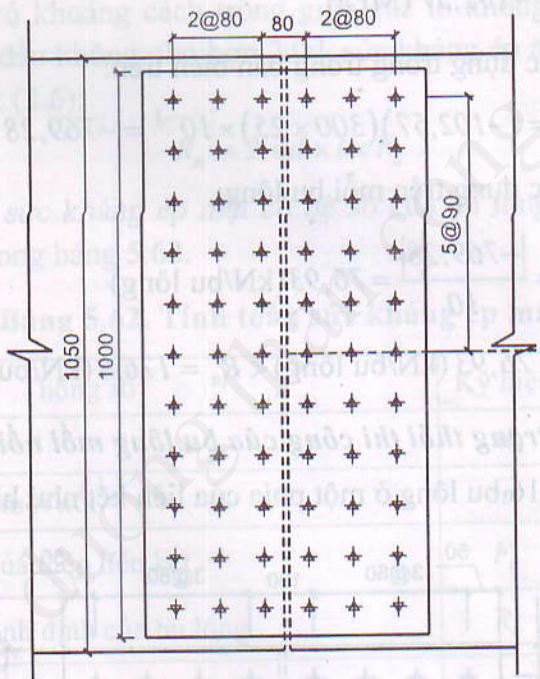
Lực dọc có hệ số tác dụng trên mỗi bu lông:

$$F_{lb} = \frac{889,9}{16} = 55,62 \text{ (kN/bu lông)}$$

Kiểm tra:  $F_{lb} = 55,62 \text{ (kN/bu lông)} < R_n = 176,8 \text{ (kN/bu lông)} \rightarrow \text{đạt yêu cầu.}$

### 5.13.3.3. Kiểm tra trạng thái thi công của bu lông mỗi nối vách

Sử dụng 3 hàng bu lông, mỗi hàng có 11 bu lông được bố trí song song như hình 5.16.



Hình 5.16. Bố trí bu lông mỗi nối vách

Mô men quán tính của nhóm bu lông vách đối với tâm của nhóm bu lông một bên của bản liên kết được tính theo công thức (2.42):

$$I_p = \frac{nm}{12} \left[ s^2 (n^2 - 1) + g^2 (m^2 - 1) \right]$$

trong đó:  $m$  - số hàng bu lông,  $m = 3$ ;

$n$  - số bu lông trong 1 hàng,  $n = 11$ ;

$s$  - bước bu lông theo phương thẳng đứng,  $s = 90$  mm.



g - bước bu lông theo phương ngang;  $g = 80 \text{ mm}$

$$I_p = \frac{11 \times 3}{12} \left[ 90^2 (11^2 - 1) + 80^2 (3^2 - 1) \right] = 2,81 \times 10^6 (\text{mm}^4)$$

Lực cắt có hệ số tại bản nối:

$$V = 1,25 \times 12,66 \times 4 = 63,30 (\text{kN})$$

Mô men do lực cắt có hệ số tại trọng tâm bản liên kết:

$$M_v = V \times e = 63,30 \times \left( \frac{160}{2} + \frac{80}{2} \right) \times 10^{-3} = 7,60 (\text{kN.m})$$

Ứng suất uốn tại bản biên trên và bản biên dưới tại vị trí mỗi nối:

$$f_s = f_{top} = -102,57 (\text{MPa})$$

$$f_{os} = f_{bot} = 88,99 (\text{MPa})$$

Các ứng suất này gây ra mô men  $M_{uw}$  và lực cắt  $H_{uw}$  tại vách,  $M_{uw}$  và  $H_{uw}$  được xác định từ công thức (2.40) và (2.41):

$$M_{uw} = \frac{t_w D^2}{12} |R_h F_{cf} - R_{cf} f_{ncf}|$$

$$H_{uw} = \frac{t_w D}{2} (R_h F_{cf} + R_{cf} f_{ncf})$$

trong đó:

$R_h$  - hệ số lai (A6.10.1.10.1):  $R_h = 1,0$ ;

$R_{cf}$  - tỉ số kiểm tra sức kháng trượt, tỉ số này lấy bằng 1,0;

$F_{cf} = f_s$ , (A6.13.6.1.4b);

$f_{ncf} = f_{os}$ , (A6.13.6.1.4b).

Do đó, sử dụng chiều cao của vách theo phương đứng là 2000 mm,  $M_{uw}$  và  $H_{uw}$  được tính như sau:

$$M_{uw} = \frac{t_w D^2}{12} |R_h F_{cf} - R_{cf} f_{ncf}| = \frac{16 \times 1050^2}{12} |1,0(-102,57) - 1,0 \times 88,99| \times 10^{-6}$$

$$= 281,60 (\text{kN.m})$$

$$H_{uw} = \frac{t_w D}{2} (R_h F_{cf} + R_{cf} f_{ncf}) = \frac{16 \times 1050}{2} (1,0 \times (-102,57) + 1,0 \times 88,99)$$

$$= -228,14 (\text{kN})$$

Tổng mô men có hệ số trong vách:



$$M_{tot} = M_v + M_{uw} = 7,6 + 281,60 = 289,20 \text{ (kN.m)}$$

Lực cắt có hệ số trong mỗi bu lông do lực cắt theo phương thẳng đứng được tính:

$$F_s = \frac{63,30}{33} = 1,92 \text{ (kN/bu lông)}$$

Lực tác dụng lên mỗi bu lông do hợp lực sinh ra do uốn:

$$F_H = \frac{H_{uw}}{N_b} = \frac{|-228,14|}{33} = 6,91 \text{ (kN/bu lông)}$$

Thành phần lực có hệ số theo phương thẳng đứng của bu lông bất lợi nhất do tổng mô men có hệ số trong mỗi nối được tính:

$$F_{Mv} = \frac{M_{tot}x}{I_p} = \frac{289,20 \times 10^3 \times 80}{2,81 \times 10^6} = 8,23 \text{ (kN/bu lông)}$$

Thành phần lực có hệ số theo phương ngang của bu lông bất lợi nhất do tổng mô men có hệ số trong mỗi nối được tính:

$$F_{Mh} = \frac{M_{tot}y}{I_p} = \frac{289,2 \times 10^3 \times 450}{2,81 \times 10^6} = 46,31 \text{ (kN/bu lông)}$$

Tính toán tổng hợp lực tác dụng lên bu lông bất lợi nhất:

$$R_u = F_r = \sqrt{(F_s + F_{Mv})^2 + (F_H + F_{Mh})^2}$$

$$R_u = F_r = \sqrt{(1,92 + 8,23)^2 + (6,91 + 46,31)^2} = 54,18 \text{ (kN/bu lông)}$$

Kiểm tra:

$$R_u = 54,18 \text{ (kN/bu lông)} < R_r = 176,8 \text{ (kN/bu lông)} \rightarrow \text{đạt yêu cầu.}$$

#### 5.13.4. Kiểm tra theo trạng thái giới hạn sử dụng

Mô men ở trạng thái giới hạn sử dụng tại vị trí mỗi nối được ghi trong bảng 5.63.

**Bảng 5.63. Mô men tại vị trí mỗi nối (kN.m)**

$x_k$	$y_k$	$\omega$	$M_{D1}$	$M_{D2}$	$M_{LL+IM}$
8.0	5.33	64	810.82	615.68	1754.925

Kết quả tính toán ứng suất bản biên trên và bản biên dưới dầm thép tại vị trí mỗi nối được ghi trong bảng 5.64 và bảng 5.65.



**Bảng 5.64. Ứng suất bản biên trên của dầm thép (MPa)**

$M_{D1}$	$M_{D2}$	$M_{LL+IM}$	$S'_{NC}$	$S'_{LT}$	$S'_{ST}$	$f_{yf}$
810.82			0.0111			-73.05
	615.68			0.034		-18.11
		1754.925			0.104	-16.87
Tổng cộng						-108.03

**Bảng 5.65. Ứng suất bản biên dưới của dầm thép (MPa)**

$M_{D1}$	$M_{D2}$	$M_{LL+IM}$	$S^b_{NC}$	$S^b_{LT}$	$S^b_{ST}$	$f_{bf}$
810.82			0.0128			63.35
	615.68			0.017		36.22
		1754.925			0.019	92.36
Tổng cộng						191.93

$$f_{yf} = -108,03 \text{ (MPa)}$$

$$f_{bf} = 191,93 \text{ (MPa)}$$

Do đó, ứng suất thiết kế được tính theo công thức (2.47):

Bản biên trên: 
$$F_{s,top} = \frac{-108,03}{1,0} = -108,03 \text{ (MPa)}$$

Bản biên dưới: 
$$F_{s,bot} = \frac{191,93}{1,0} = 191,93 \text{ (MPa)}$$

#### 5.13.4.1. Kiểm tra bu lông mối nối bản biên trên theo trạng thái giới hạn sử dụng

Lực thiết kế trong bản biên trên được tính như sau:

$$F_{yf} = F_{s,top} \times A_{g,top} = -108,03 \times 300 \times 25 = -810,225 \text{ (kN)}$$

Lực dọc có hệ số trong mỗi bu lông được tính như sau:

$$F_{lb} = \frac{|-810,225|}{10} = 81,02 \text{ (kN/bu lông)}$$

Kiểm tra:

$$F_{lb} = 81,02 \text{ (kN/bu lông)} < R_r = 176,8 \text{ (kN/bu lông)} \rightarrow \text{đạt yêu cầu.}$$



#### 5.13.4.2. Kiểm tra bu lông mỗi nối bản biên dưới theo trạng thái giới hạn sử dụng

Lực thiết kế trong bản biên dưới được tính như sau:

$$F_{bf} = F_{s,bot} \times A_{g,bot} = 191,93 \times 400 \times 25 \times 10^{-3} = 1919,30 \text{ (kN)}$$

Lực dọc có hệ số trong mỗi bu lông được tính như sau:

$$F_{lb} = \frac{1919,30}{16} = 119,96 \text{ (kN/bu lông)}$$

Kiểm tra:

$$F_{lb} = 119,96 \text{ (kN/bu lông)} < R_p = 176,8 \text{ (kN/bu lông)} \rightarrow \text{đạt yêu cầu.}$$

#### 5.13.5. Kiểm tra theo trạng thái giới hạn cường độ

##### 5.13.5.1. Tính toán ứng suất bản biên trên và bản biên dưới tại vị trí mỗi nối

Mô men ở trạng thái giới hạn cường độ trong từng giai đoạn tại vị trí mỗi nối được tính toán trong bảng 5.66.

**Bảng 5.66. Tính mô men có hệ số tại vị trí mỗi nối (kN.m)**

$x_k$	$y_k$	$\omega$	$M_{D1}$	$M_{D2}$	$M_{LL+IM}$
8.0	5.33	64	1012.80	853.12	2362.398

Kết quả tính toán ứng suất bản biên trên và bản biên dưới dầm thép tại vị trí mỗi nối được ghi trong bảng 5.67 và bảng 5.68.

**Bảng 5.67. Ứng suất bản biên trên của dầm thép (MPa)**

$M_{D1}$	$M_{D2}$	$M_{LL+IM}$	$S'_{NC}$	$S'_{LT}$	$S'_{ST}$	$f_{s,tf}$
1012.80			0.0111			-91.24
	853.12			0.034		-25.09
		2362.40			0.104	-22.72
Tổng cộng						-139.05

**Bảng 5.68. Ứng suất bản biên dưới của dầm thép (MPa)**

$M_{D1}$	$M_{D2}$	$M_{LL+IM}$	$S^b_{NC}$	$S^b_{LT}$	$S^b_{ST}$	$f_{s,bf}$
1012.80			0.0128			79.13
	853.12			0.017		50.18
		2362.40			0.019	124.34
Tổng cộng						253.65



### 5.13.5.2. Lực thiết kế theo trạng thái giới hạn cường độ

Diện tích có hiệu của bản biên trên:

$$A_{e,tf} = A_g = 300 \times 25 = 7500 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Diện tích thực của bản biên dưới tại vị trí mỗi nối được tính như sau:

$$A_{n,bf} = [400 - 4(22 + 3.2)]25 = 7480 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Diện tích có hiệu của bản biên dưới được tính theo công thức (2.44):

$$A_{e,bf} = \left( \frac{\phi_u F_u}{\phi_y F_{yf}} \right) A_n$$

$$A_{e,bf} = \left( \frac{0,80 \times 400}{0,95 \times 250} \right) \times 7480 = 10078,32 \leq A_g = 400 \times 25 = 10000 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Chọn  $A_{e,bf} = 10000 \text{ (mm}^2\text{)}$

Đối với kết cấu chịu uốn dương, bản biên không chế là bản biên dưới vì nó có tỉ lệ ứng suất uốn lớn nhất đối với ứng suất uốn bản biên tới hạn tương ứng. Do đó, ứng suất thiết kế  $F_{cf}$  được tính theo công thức (2.43):

$$F_{cf} = \frac{\left| \frac{f_{cf}}{R_h} \right| + \alpha \phi_f F_{yf}}{2} = \frac{\left| \frac{253,65}{1,0} \right| + (1,0)(1,0)(250)}{2} = 251,83 \text{ (MPa)}$$

$$F_{cf} = 0,75 \alpha \phi_f F_{yf} = 0,75 \times 1,0 \times 1,0 \times 250 = 187,50$$

Do đó:  $F_{cf} = 251,83 \text{ (MPa)}$ .

Lực thiết kế nhỏ nhất ở bản biên dưới, được lấy bằng  $F_{cf}$  nhân với diện tích có hiệu  $A_e$  trên cả hai phía của mỗi nối. Diện tích bản biên nhỏ hơn được sử dụng để đảm bảo rằng lực thiết kế không vượt quá cường độ của bản biên nhỏ hơn. Lực thiết kế nhỏ nhất được tính:

$$P_{cf} = F_{cf} A_{e,bf} = 251,83 \times 10000 \times 10^{-3} = 2518,3 \text{ (kN)}$$

Tỷ số : 
$$R_{cf} = \left| \frac{F_{cf}}{f_{cf}} \right| = \left| \frac{251,83}{253,65} \right| = 0,99$$

Ứng suất thiết kế nhỏ nhất ở bản biên trên được tính theo công thức (2.45):

$$F_{ncf} = R_{cf} \left| \frac{f_{ncf}}{R_h} \right| = 0,99 \left| \frac{-139,05}{1,0} \right| = 138,05 \text{ (MPa)}$$



$$F_{ncf} = 0.75\alpha\phi_f F_{yf} = 0,75 \times 1,0 \times 1,0 \times 250 = 187,5 \text{ (MPa)}$$

Do đó:  $F_{ncf} = 187,5 \text{ (MPa)}$ .

Lực thiết kế nhỏ nhất do bản biên trên, được lấy bằng  $F_{ncf}$  nhân với diện tích có hiệu  $A_e$  trên cả hai phía của mỗi nối. Lực thiết kế nhỏ nhất được tính như sau:

$$P_{ncf} = F_{ncf} A_{e,lf} = 187,5 \times 7500 \times 10^{-3} = 1406,25 \text{ (kN)}$$

#### 5.13.5.3. Kiểm tra bu lông mỗi nối bản biên trên

Lực dọc có hệ số trong mỗi bu lông:

$$R_u = \frac{P_{ncf}}{10} = \frac{1406,25}{10} = 140,63 \text{ (kN/bu lông)}$$

Kiểm tra sức kháng có hệ số của bu lông,  $R_u$  nhỏ hơn sức kháng cắt có hệ số của một bu lông.

$$R_u = 140,63 \text{ (kN/bu lông)} < R_r = 176,8 \text{ (kN/bu lông)} \rightarrow \text{đạt yêu cầu.}$$

#### 5.13.5.4. Kiểm tra bu lông mỗi nối bản biên dưới

Lực dọc có hệ số trong mỗi bu lông:

$$R_u = \frac{P_{cf}}{16} = \frac{2518,3}{16} = 157,39 \text{ (kN/bu lông)}$$

Kiểm tra:

$$R_u = 157,39 \text{ (kN/bu lông)} < R_r = 176,8 \text{ (kN/bu lông)} \rightarrow \text{đạt yêu cầu.}$$

#### 5.13.5.5. Kiểm tra bu lông mỗi nối vách theo trạng thái giới hạn cường độ

Lực cắt do tải trọng có hệ số tại mỗi nối  $V_u = 387,31 \text{ (kN)}$ .

Sức kháng cắt danh định  $V_n = 2436 \text{ (kN)}$  được tính ở mục 5.7.5.2

Kiểm tra sức kháng cắt của vách theo công thức (3.126):

$$V_{ui} = 387,31 \text{ (kN)} < \phi_v V_n = 1,0 \times 2436 = 2436 \text{ (kN)} \rightarrow \text{đạt yêu cầu.}$$

Vì  $V_{ui} = 387,31 \text{ (kN)} < 0,5\phi_v V_n = 1218 \text{ (kN)}$  nên lực cắt thiết kế  $V_{uw}$  có thể được tính theo công thức (2.37):

$$V_{uw} = 1,5V_u = 1,5 \times 387,31 = 580,97 \text{ (kN)}$$

Mô men  $M_{uw}$  do sự lệch tâm của lực cắt thiết kế tính từ tâm mỗi nối đến trọng tâm của nhóm bu lông trong vách được tính như sau:

$$M_{uw} = V_{uw}e$$



$$M_{uv} = 580,97 \times \left( \frac{160}{2} + \frac{80}{2} \right) \times 10^{-3} = 69,72 \text{ (kN.m)}$$

Xác định thành phần mô men kháng của vách  $M_{uw}$  và tổng hợp lực thiết kế theo phương ngang trong vách  $H_{uw}$ .  $M_{uw}$  và  $H_{uw}$  được tính toán tại trung điểm của vách.

Như tính toán ở trước ta có:

$$f_{cf} = 253,65 \text{ (MPa)}$$

$$F_{cf} = 251,83 \text{ (MPa)}$$

$$f_{ncf} = -139,05 \text{ (MPa)}$$

$$R_{cf} = 0,99$$

$$M_{uw} = \frac{t_w D^2}{12} |R_h F_{cf} - R_{cf} f_{ncf}|$$

$$M_{uw} = \frac{16 \times 1050^2}{12} |1,0 \times 251,83 - 0,99 \times (-139,05)| \times 10^{-6} = 572,55 \text{ (kN.m)}$$

$$H_{uw} = \frac{t_w D}{2} (R_h F_{cf} + R_{cf} f_{ncf})$$

$$H_{uw} = \frac{16 \times 1050}{2} (1,0 \times 251,83 + 0,99 \times (-139,05)) \times 10^{-3} = 959,03 \text{ (kN)}$$

Tổng mô men có hệ số tại mỗi nối vách:

$$M_{tot} = M_{uv} + M_{uw} = 69,72 + 572,55 = 642,27 \text{ (kN.m)}$$

Tính toán lực có hệ số trong mỗi bu lông do lực cắt theo phương thẳng đứng:

$$F_s = \frac{V_{uw}}{N_b} = \frac{580,97}{33} = 17,61 \text{ (kN/bu lông)}$$

Lực có hệ số tác dụng lên mỗi bu lông do hợp lực theo phương ngang:

$$F_H = \frac{H_{uw}}{N_b} = \frac{959,03}{33} = 29,06 \text{ (kN/bu lông)}$$

Tính toán thành phần lực có hệ số theo phương đứng trong bu lông bất lợi nhất do tổng mô men có hệ số trong mỗi nối, với khoảng cách theo phương ngang từ tâm của nhóm bu lông đến bu lông bất lợi nhất là 80 mm:

$$F_{Mv} = \frac{M_{tot} x}{I_p} = \frac{642,27 \times 10^3 \times 80}{2,81 \times 10^6} = 18,29 \text{ (kN/bu lông)}$$



Tính toán thành phần lực có hệ số theo phương ngang trong bu lông bất lợi nhất do tổng mô men có hệ số trong mỗi nối, với khoảng cách theo phương đứng từ tâm của nhóm bu lông đến bu lông bất lợi nhất là 450 mm:

$$F_{Mh} = \frac{M_{tot,y}}{I_p} = \frac{642,27 \times 10^3 \times 450}{2,81 \times 10^6} = 102,85 \text{ (kN/bu lông)}$$

Tổng lực tác dụng trong bu lông bất lợi nhất được tính:

$$R_u = F_r = \sqrt{(F_s + F_{Mv})^2 + (F_H + F_{Mh})^2}$$

$$R_u = \sqrt{(17,61 + 18,29)^2 + (29,06 + 102,85)^2} = 136,71 \text{ (kN/bu lông)}$$

Kiểm tra:

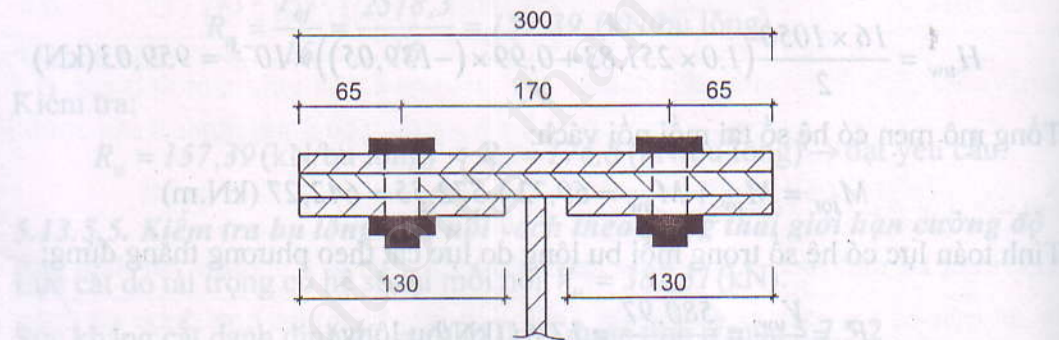
$$R_u = 136,71 \text{ (kN/bu lông)} < R_r = 176,8 \text{ (kN/bu lông)} \rightarrow \text{đạt yêu cầu.}$$

#### 5.13.5.6. Kiểm tra tấm bản nối biên trên theo trạng thái giới hạn cường độ

Bản nối ngoài có kích thước: 300 × 15 (mm)

Hai bản nối trong có kích thước: 130 × 15 (mm)

Bố trí bản nối biên trên có kích thước như hình 5.17.



Hình 5.17. Bố trí bu lông cho bản biên trên

Lực thiết kế trong bản nối chịu lực nén phải không được vượt quá sức kháng có hệ số  $R_r$ ,  $R_r$  được tính theo công thức (2.46):

$$R_r = \phi_c F_y A_s$$

Sức kháng có hệ số của bản nối ngoài:

$$R_r = \phi_c F_y A_s = 0,90 \times 250 \times 300 \times 15 \times 10^{-3} = 1012,5 \text{ (kN)} > \frac{P_{ncf}}{2}$$

$$= \frac{1406,25}{2} = 703,13 \text{ (kN)} \rightarrow \text{Đạt yêu cầu.}$$



Sức kháng có hệ số của hai bản nối trong:

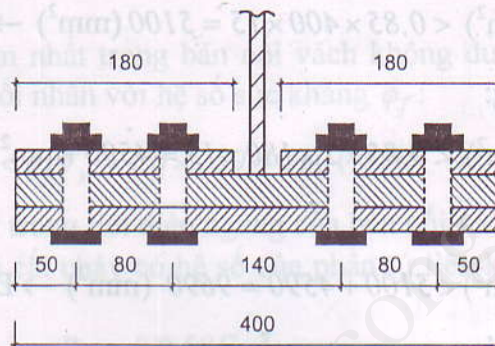
$$R_r = \phi_c F_y A_s = 0,90 \times 250 \times 2 \times 130 \times 15 \times 10^{-3} = 877,5 \text{ (kN)} > \frac{P_{ncf}}{2} \\ = \frac{1406,25}{2} = 703,13 \text{ (kN)} \rightarrow \text{Đạt yêu cầu.}$$

#### 5.13.5.7. Kiểm tra bản nối biên dưới theo trạng thái giới hạn cường độ

Bản nối ngoài có kích thước:  $400 \times 15$  (mm)

Bản nối trong có kích thước:  $180 \times 15$  (mm)

Chọn 3 bản nối có kích thước như hình vẽ 5.18.



Hình 5.18. Bố trí bu lông cho bản biên dưới

Bản nối cánh dầm chịu kéo được kiểm tra chảy trong tiết diện nguyên và nứt trong tiết diện thực.

Đầu tiên, kiểm tra chảy trong tiết diện nguyên đối với lực kéo thiết kế. Ứng suất trong bản nối được tính:

$$f_{bf,yield} = \frac{P_{cf}}{A_{SPL,g}} = \frac{2518,3 \times 10^3}{2 \times 180 \times 15 + 400 \times 15} = 220,9 \text{ (MPa)}$$

Kiểm tra ứng suất tổ hợp trong bản nối phải nhỏ hơn sức kháng chảy có hệ số được tính ở công thức (4.4).

$$f_{bf,yield} = 220,9 \text{ (MPa)} < \phi_y F_y = 0,95 \times 250 = 237,5 \text{ (MPa)} \rightarrow \text{Đạt yêu cầu.}$$

Đối với vết nứt trong tiết diện thực, ứng suất trong tâm bản nối có thể được tính như sau:

$$f_{bf,frac} = \frac{P_{cf}}{A_{SPL,n}}$$

trong đó:  $A_{SPL,g}$  - diện tích tiết diện nguyên của bản nối ( $\text{mm}^2$ );

$A_{SPL,n}$  - diện tích tiết diện thực của bản nối ( $\text{mm}^2$ ).



Diện tích thực của bản nổi trong, bản nổi ngoài được tính như sau:

$$\text{Bản nổi ngoài: } A_{SPL,n} = [400 - 4 \times (22 + 3.2)] \times 15 = 4488 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{Bản nổi trong: } A_{SPL,n} = 2[180 - 2 \times (22 + 3.2)] \times 15 = 3888 \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{Tổng cộng: } A_{SPL,n} = 4488 + 3888 = 8376 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Theo AASHTO LRFD 2010 điều 6.13.5.2, đối với bản nổi chịu kéo thì diện tích thực  $A_n$  phải không vượt quá  $0.85 A_g$ :

Đối với bản nổi ngoài:

$$A_{SPL,n} = 4488 \text{ (mm}^2\text{)} < 0.85 \times 400 \times 15 = 5100 \text{ (mm}^2\text{)} \rightarrow \text{Đạt yêu cầu.}$$

Đối với bản nổi trong:

$$A_{SPL,n} = 3888 \text{ (mm}^2\text{)} < 0.85 \times 2 \times 180 \times 15 = 4590 \text{ (mm}^2\text{)} \rightarrow \text{Đạt yêu cầu.}$$

Tổng cộng:

$$A_{SPL,n} = 8376 \text{ (mm}^2\text{)} < 5100 + 4590 = 9690 \text{ (mm}^2\text{)} \rightarrow \text{Đạt yêu cầu.}$$

Ứng suất trong bản nổi:

$$f_{bf,frac} = \frac{P_{cf}}{A_{SPL,n}} = \frac{2518,3 \times 10^3}{8376} = 300,66 \text{ (MPa)}$$

Kiểm tra ứng suất tổ hợp phải nhỏ hơn sức kháng kéo đứt có hệ số, được quy định ở công thức (4.5):

$$f_{bf,frac} = 215 \text{ (MPa)} < \phi_u F_u R_p U = 0,80 \times 400 \times 1,0 \times 1,0 = 320 \text{ (MPa)}$$

$\rightarrow$  đạt yêu cầu.

#### 5.13.5.8. Kiểm tra bản nổi vách theo trạng thái giới hạn cường độ

Bản nổi vách được sử dụng gồm hai tấm có kích thước:  $18 \times 1000 \text{ (mm)}$

Ứng suất lớn nhất trong bản nổi vách được tính bởi:

$$f_w = \frac{M_{uv} + M_{uw}}{S_{SPL,g}} + \frac{H_{uw}}{A_{SPL,g}}$$

trong đó:

$S_{SPL,g}$  - mô men kháng uốn của bản nổi vách theo phương đứng;

$A_{SPL,g}$  - diện tích mặt cắt ngang của bản nổi vách.



$$S_{SPL,g} = \frac{I_x}{c} = \frac{\left( \frac{18 \times 1000^3}{12} \right)}{\left( \frac{1000}{2} \right)} = 3,0 \times 10^6 \text{ (mm}^4\text{)}$$

$$A_{SPL,g} = 2 \times 18 \times 1000 = 36000 \text{ (mm}^2\text{)}$$

Ứng suất lớn nhất trong bản nổi vách được tính:

$$\begin{aligned} f_w &= \frac{M_{uw} + M_{uw}}{S_{SPL,g}} + \frac{H_{uw}}{A_{SPL,g}} = \frac{(69,72 + 572,55) \times 10^6}{3,0 \times 10^6} + \frac{959,03 \times 10^3}{36000} \\ &= 240,7 \text{ (MPa)} \end{aligned}$$

Kiểm tra ứng suất lớn nhất trong bản nổi vách không được vượt quá cường độ chảy nhỏ nhất của bản nổi nhân với hệ số sức kháng  $\phi_f$ :

$$f_w = 240,7 \text{ (MPa)} < \phi_f F_y = 1,0 \times 250 = 250 \text{ (MPa)} \rightarrow \text{Đạt yêu cầu.}$$

Kiểm tra lực cắt chảy trong tiết diện ngang của bản nổi vách do lực cắt thiết kế có hệ số gây ra. Sức kháng cắt chảy có hệ số của phần tử liên kết được tính theo công thức (2.31):

$$R_r = \phi_v 0,58 F_y A_{vg}$$

Do đó, sức kháng cắt chảy có hệ số được tính như sau:

$$R_r = 1,0 \times 0,58 \times 250 \times 36000 \times 10^{-3} = 5220 \text{ (kN)}$$

Lực cắt thiết kế được kiểm tra dựa vào sức kháng cắt chảy có hệ số:

$$V_{uw} = 580,97 \text{ (kN)} < R_r = 5220 \text{ (kN)} \rightarrow \text{Đạt yêu cầu.}$$

Kiểm tra sự đứt gãy trên tiết diện thực của bản nổi vách do lực cắt thiết kế. Sức kháng kéo đứt có hệ số của phần tử liên kết được tính theo công thức (2.39):

$$R_r = \phi_{vu} 0,58 R_u F_u A_{vn}$$

Do đó, sức kháng kéo đứt có hệ số của tấm bản nổi được tính như sau:

$$R_r = 0,80 \times 0,58 \times 1,0 \times 400 \times (36000 - 2 \times 11 \times 18 \times 25,2) \times 10^{-3} = 4829,46 \text{ (kN)}$$

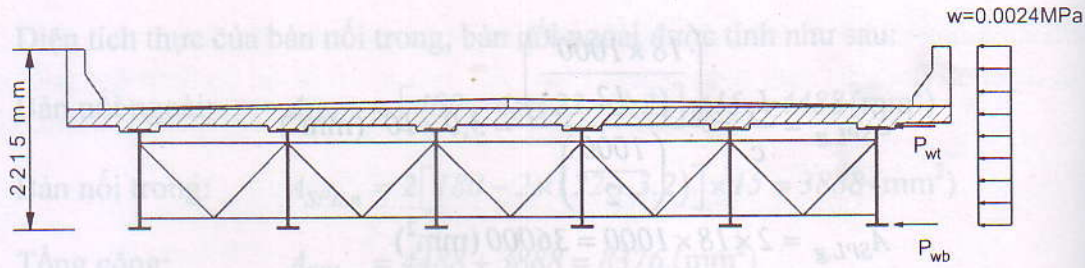
Kiểm tra lực cắt thiết kế phải nhỏ hơn sức kháng kéo đứt có hệ số:

$$V_{uw} = 580,97 \text{ (kN)} < R_r = 4829,46 \text{ (kN)} \rightarrow \text{Đạt yêu cầu.}$$

#### 5.14. PHÂN TÍCH TẢI TRỌNG NGANG

Lực gió cường độ 0,0024 MPa tác dụng lên kết cấu nhịp được thể hiện ở hình 5.19. Khoảng cách hệ liên kết ngang/khung ngang là  $L_b = 6 \text{ m}$ , chiều dài nhịp 24m, chiều cao dầm thép 1100 mm, và mặt cắt ngang cầu gồm 6 dầm.





Hình 5.19. Lực gió tác dụng lên dầm ngoài

Tải trọng gió cũng lại được truyền vào mố bởi mặt cầu (mặt cầu đóng vai trò là dầm ngang). Phản lực phải truyền cho gối bằng nhau cả 6 dầm. Lực gió tác dụng lên biên trên của mỗi dầm:

$$P_{wt} = 1,4 \times 0,0024 \times \left( 2215 - \frac{1100}{2} \right) \times \frac{6,0 \times 10^3}{6} = 5,5 \times 10^3 \text{ N} = 5,5 \text{ (kN)}$$

Phản lực lên mỗi dầm là:

$$P_{uD} = P_{wb} + P_{wt} = 11,1 + 5,5 = 16,5 \text{ (kN)}$$

Vì vậy, lực gió tác dụng lên dầm ngang bên trong là 11,1 kN; và lực gió tác dụng lên dầm ngang ngoài cùng là 16,6 kN.

## 6.1. SỐ LIỆU

Chiều dài

Chiều dài

Khổ cầu:

Tải trọng:

### 6.1.1. Vật

#### 6.1.1.2. TH

Cường độ

Cường độ

Mô đun d

Thép dườn

#### 6.1.1.3 Bê

Bê tông sử

### 6.1.2. Mặt

Số lượng d

Khoảng cá

