LỜI CẢM ƠN

Đồ án tốt nghiệp kỹ s- xây dựng là một công trình đầu tiên mà ng- ời sinh viên đ- ợc tham gia thiết kế. Mặc dù thời gian làm đồ án còn hạn chế, Nh- ng với những kiến thức cơ bản đã đ- ợc học ở những năm học qua, đồ án tốt nghiệp này đã giúp em tổng kết, hệ thống lại kiến thức của mình.

Để hoàn thành đ- ợc đồ án này, em đã nhận đ- ợc sự giúp đỡ nhiệt tình của các thầy h- ớng dẫn chỉ bảo những kiến thức cần thiết, những tài liệu tham khảo phục vụ cho đồ án cũng nh- cho thực tế sau này. Em xin chân thành bày tỏ lòng biết ơn sâu sắc của mình đối với sự giúp đỡ quý báu của các thầy h- ớng dẫn:

Thầy Th.s Phạm Văn Thái.

Thầy Ths. Trần Anh Tuấn

Cũng qua đây em xin đ- ợc tỏ lòng biết ơn đến các thầy nói riêng cũng nh- tất cả các cán bộ nhân viên trong tr- ờng Đại học Dân Lập Hải Phòng và đặc biệt của khoa xây dựng nói chung vì những kiến thức em đã đ- ợc tiếp thu d- ới mái tr- ờng Đại Học Dân Lập Hải Phòng

Với năng lực thực sự còn có hạn vì vậy trong thực tế để đáp ứng hiệu quả thiết thực cao của công trình chắc chắn sẽ còn nhiều thiếu sót. Bản thân em luôn mong muốn đ- ợc học hỏi những vấn đề còn ch- a biết trong việc tham gia xây dựng 1 công trình. Em luôn thiết thực kính mong đ- ợc sự chỉ bảo của các thầy cô để đồ án của em thực sự hoàn thiện hơn.

Em xin chân thành cảm ơn!

Hải Phòng, tháng 2 năm 2011

Sinh viên

BÙI THỊ QUỲNH

PHẦN I
THIẾT KẾ SƠ BỘ

****

CH- ƠNG I:

CẦU BÊ TÔNG CỐT THÉP DỰ ỨNG LỰC VÀ DẦM DẪN

1.1 Bố trí chung:

▪ Sơ đồ kết cấu: 33 + 33 + 56 + 80 + 56 + 33 + 33 m. Tổng chiều dài cầu tính đến 2 mố là 324.0 m

Trong đó dầm liên tục 3 nhịp ở giữa và dầm dẫn ở hai đầu cầu.

▪ Chiều cao dầm:

- Tại vị trí trụ đ- ợc chọn theo H_i =(1/15 ÷ 1/20)$l_{nhịp}$, trong đó l_1 =56 m, l_2 = 80 m – chiều dài nhịp giữa.

  Vậy ta lấy H_1 = 2.8 m, H_2 = 5.3 m vậy chọn H = 5.0 m

- Tại vị trí giữa nhịp đ- ợc chọn theo công thức kinh nghiệm h=($\frac{1}{40} \div \frac{1}{60}$)$l_{nhịp}$ và h ≥ 2m.

  Chọn h = 2.5 m

- Phần đáy dầm có dạng đ- ờng cong parabol: y = $\frac{(H-h)}{L^2}x^2 + h$ với L là chiều dài cánh hẫng cong
- Phần mặt cầu cong đều theo đ- ờng tròn bán kính R = 5000m.
- Chiều cao dầm dẫn H_d = (1/16 ÷ 1/20) $L_{nhịp}$. Với chiều dài nhip là L= 33 m, chọn chiều cao dầm dẫn

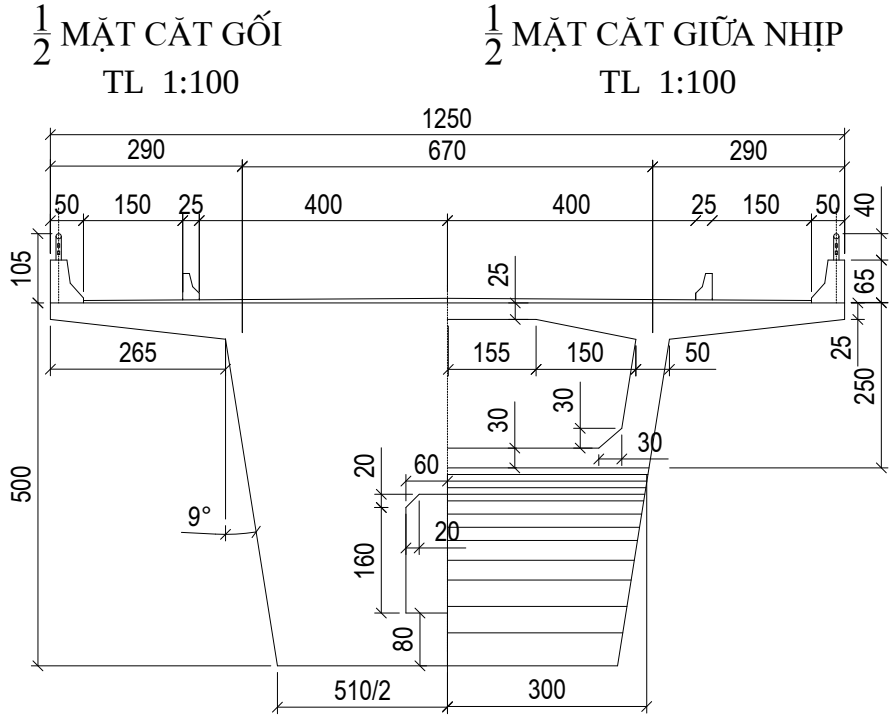
  H_d = 1.7 m, mặt cắt ngang cầu có 5 dầm, khoảng cách giữa các dầm là s= 2.5 m

- Dọc theo nhịp bố trí 5 dầm ngang, 2 dầm ở 2 đầu dầm, 3 dầm ở giữa dầm, khoảng cách giữa các dầm ngang là 7.5 m

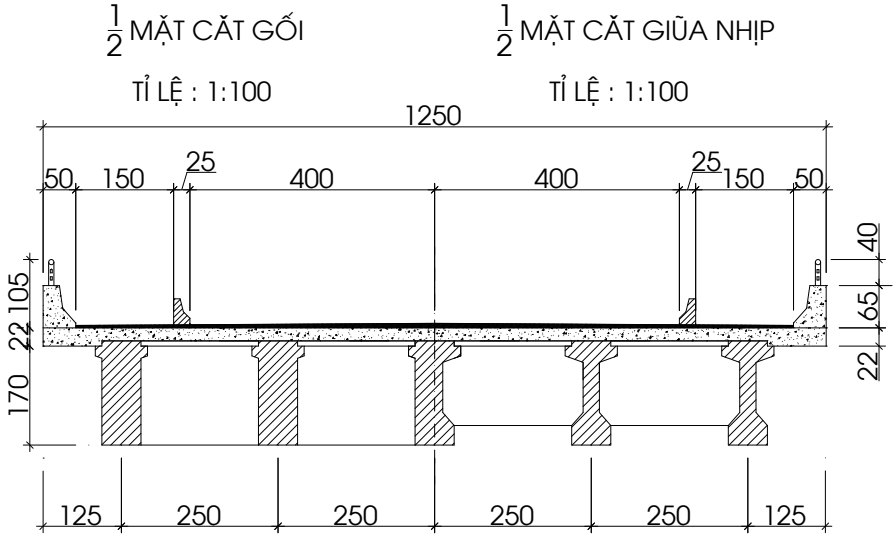
▪ Lựa chọn mặt cắt ngang:

- Dầm liên tục có mặt cắt ngang là một hộp đơn thành nghiêng so với ph- ơng thẳng đứng một góc 9º, tiết diện dầm thay đổi trên chiều dài nhịp
- Chiều dày bản mặt cầu ở cuối cánh vút: 25 cm
- Chiều dày bản mặt cầu ở đầu cánh vút: 60 cm
- Chiều dày bản mặt cầu tại vị trí giữa nhịp: 25 cm, có đoạn vát về s- ờn 150 cm
- Chiều dày s- ờn dầm: tại gối: 50 cm
- Chiều dày bản đáy hộp của nhịp chính tại trụ là 80 cm, tại giữa nhịp là 30cm và thay đổi trên chiều dài nhịp theo đ- ờng parabol nh- mặt mặt đáy nh- ng H=0.8 m, h=0.3m

- Phần trên đỉnh trụ đ- ợc thiết kế đặc, bề rộng theo ph- ơng ngang là 5.1 m, có để lối thông kích th- ớc 1.8x1.6m và đ- ợc tạo vát 20x20cm trên.



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



Hình 2 : mặt cắt ngang cầu phần nhịp dẫn

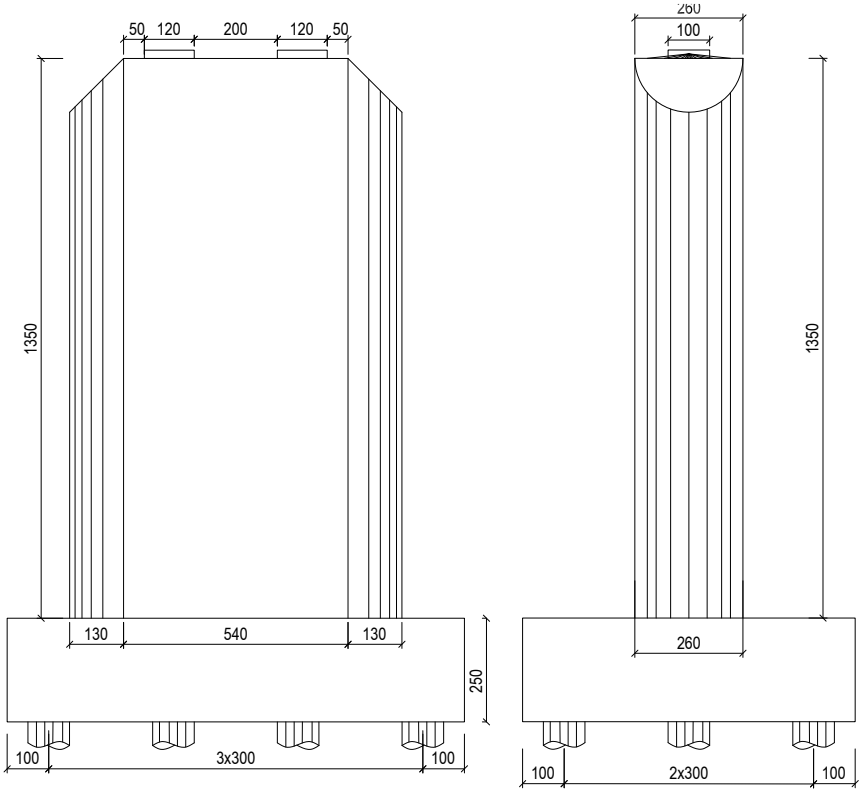
▪ Cấu tạo mặt cầu:

- Mặt cầu đ- ợc thiết kế theo đ- ờng cong bán kính 5000m
- Độ dốc ngang cầu là 2% về hai phía

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

▪ Cấu tạo trụ:

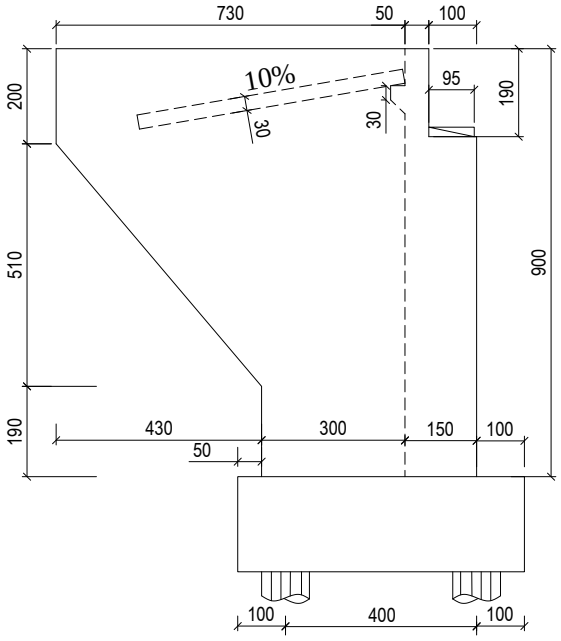
- Thân trụ rộng 2.6 m theo ph- ơng dọc cầu và 8.2 m theo ph- ơng ngang cầu và đ- ợc vuốt tròn theo đ- ờng tròn bán kính R = 1.3 m.
- Bệ móng cao 2.5m, rộng 11 m theo ph- ơng ngang cầu, 8 m theo ph- ơng dọc cầu và đặt d- ới lớp đất phủ (dự đoán là đ- ờng xói chung)
- Dùng cọc khoan nhồi D100cm, mũi cọc đặt vào lớp sét pha dẻo cứng, chiều dài cọc là 40m



Hình 3: Cấu tạo tru cầu đúc hẫng

▪ Cấu tạo mố:

- Dạng mố có t- ờng cánh ng- ợc bê tông cốt thép
- Bệ móng mố dày 2m, rộng 6.0 m, dài 12.0 m đ- ợc đặt d- ới lớp đất phủ
- Dùng cọc khoan nhồi D100 cm, mũi cọc đặt vào lớp sét pha dẻo cứng, chiều dài cọc là 25m



Hình 4 : Cấu tạo mố cầu đúc hẫng

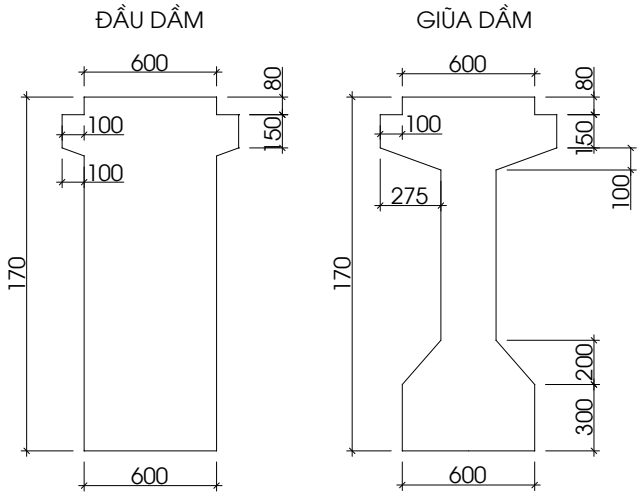
1.2. Tính toán sơ bộ khối l- ợng công tác

1.2.1 Tĩnh tải

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

1.2.1.1.Trọng l- ợng kết cấu nhịp dẫn:

- Do trọng l- ợng bản thân dầm đúc tr- ớc:



$$F_{l/2} = 1.7\times 0.25 + 2\times 0.175\times 0.3 + 2\times 0.5\times 0.175\times 0.2 + 2\times 0.24\times 0.287 = 0.702\ (m^2)$$

$$F_{gối} = 0.6\times 1.7 + 2\times 0.1\times 0.17 = 1.054\ (m^2)$$

- Thể tích của dầm dẫn:

$$V_{dd} = 2F_{goi}2 + 2\left(\frac{F_{goi}+F_{L/2}}{2}\right) + 24F_{L/2} = 2\times 1.054\times 2 + 2\times\left(\frac{1.054+0.702}{2}\right) + 24\times 0.702 = 22.82\ m^3$$

$$g_{dch} = \frac{\left[F_{L/2}(L-6) + 2\times F_{goi}\times 2 + 2\times \frac{F_{L/2}+F_{goi}}{2}\times 1\right]\gamma_c}{L}$$

$$= \frac{\left[0.702(33-6) + 2\times 1.054\times 2 + 2\times \frac{0.702+1.054}{2}\times 1\right]2.5}{33} = 1.888 \text{ (T/m)}$$

- Do tấm đan và bản đúc tại chỗ:

$$V_{ban+td} = 12.5 \text{ x } 0.2 + 5 \text{ x } 0.08 \text{ x } 1.8 = 3.22 \text{ m}^3/\text{m}$$

Trọng l- ợng tấm đan và bản đúc tại chỗ:

$$g_{ban+td} = \frac{3.22\times 2.5}{12.5} = 0.644 \text{ T/m}$$

- Do dầm ngang :

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

Trong đó:

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

⇨ $g_n = (1.9 - 0.2 - 0.25)(2.5 - 0.25)(0.25/6.6)2.5 = 0.309$ (T/m)

Thể tích của dầm ngang:

$$V_{dn} = (1.9 - 0.2 - 0.25)(2.5 - 0.25)(0.25/6.6) = 0.123 \text{ m}^3$$

- Khối l- ợng lan can, sơ bộ lấy:

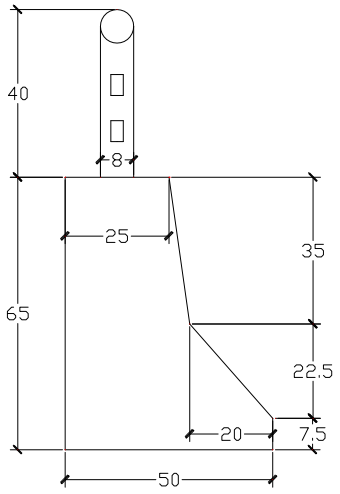
Thể tích của lan can:

$$V_{lc} = 0.25\times 0.65 + 0.5\times 0.35\times 0.05 + 0.05\times 0.225 + 0.5\times 0.2\times 0.225 + 0.25\times 0.075$$
$$= 0.224 \text{ m}^3$$

Trọng l- ợng của lan can: $g_{blc} = V_{lc}$ x 2.5 = 0.224 x 2.5 = 0.56 T/m

Lấy sơ bộ khối l- ợng của tay vịn trên lan can là : 0.01 T/m

Vậy khối l- ợng của lan can la: $g_{lc} = 0.56+0.01 = 0.57$ T/m



- Trọng l- ợng của gờ chắn :

Thể tích của gờ chắn bánh là:

$V = 2[0.25x0.25 + 0.25\ (0.25+0.20)/2]1 = 0.238\ (m^3/m)$

Trọng l- ợng của gờ chắn bánh là : $g_{cx} = 0.238\ x2.5 = 0.595$ T/m.

- Trọng l- ợng lớp phủ mặt cầu:

Gồm 5 lớp:

Bê tông alpha: 5cm;

Lớp bảo vệ: 4cm;

Lớp phòng n- ớc: 1cm

Đệm xi măng : 1cm

Lớp tạo độ dốc ngang: 1.0 – 1.2 cm

Trên $1m^2$ của kết cấu mặt đ- ờng và phần bộ hành lấy sơ bộ : $g = 0.35\ T/m^2$

$\Rightarrow g_{lp} = 0.35\ x\ 11 = 3.85$ T/m

1.2.1.2. Trọng l- ợng phần nhịp liên tục

) Phân đốt dầm thi công

- Chọn chiều dài đốt K_0 đúc trên đỉnh trụ có chiều dài la 10 m
- Chia đoạn thi công thành 11 đốt có chiều dài mỗi đốt nh- sau:

Chiều dài các đốt K_1 , K_2 , K_3 , K_4 có chiều dài là 3.5 m

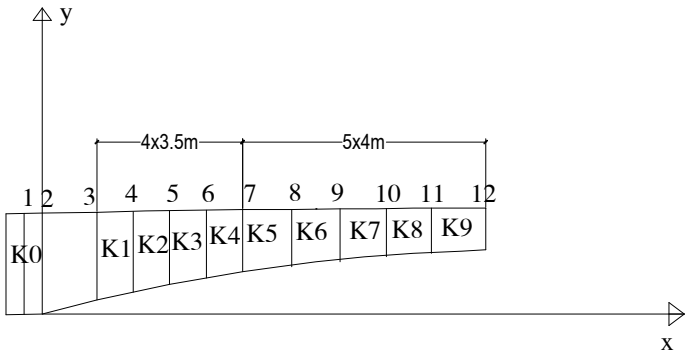
Chiều dài các đốt K_5 , K_6 , K_7 , K_8 , K_9 có chiều dài la 4 m

- Chiều dài đốt hợp long nhịp giữa và nhịp biên la 2 m
- Chiều dài đốt thi công trên giàn giáo la 14 m

)Xác định ph- ơng trình thay đổi cao độ đáy dầm

- Giả thiết đáy dầm thay đổi theo ph- ơng trình parabol , đỉnh đ- ờng parabol tại mặt cắt giữa nhịp.
- Cung Parabol cắt trục hoành tại sát gối cầu bên trái và trục hoành .
- Ph- ơng trình có dạng:

$$y = \left(\frac{H-h}{L^2}\right)x^2 + h$$



Với H = 5.0 m , h = 2.5 m , L = (80-2)/2=39 m ta có ph- ơng trình sau:

$$y = \frac{5-2.5}{39^2}x^2 + 2.5$$

Bề dày tại bản đáy hộp tại vị trí bất kỳ cách giữa nhịp một khoảng L_x đ- ợc tính theo công thức sau:

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

Trong đó:

h_2 , h_1 : Bề dày bản đáy tại đỉnh trụ và giữa nhịp 0.6 ;0.3 m

L : Chiều dày phần cánh hẫng

Thay số vào ta có ph- ơng trình bậc nhất:

$$h_x=0.3+0.3/39xL_x$$

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

Phân chia các đốt dầm nh- sau:

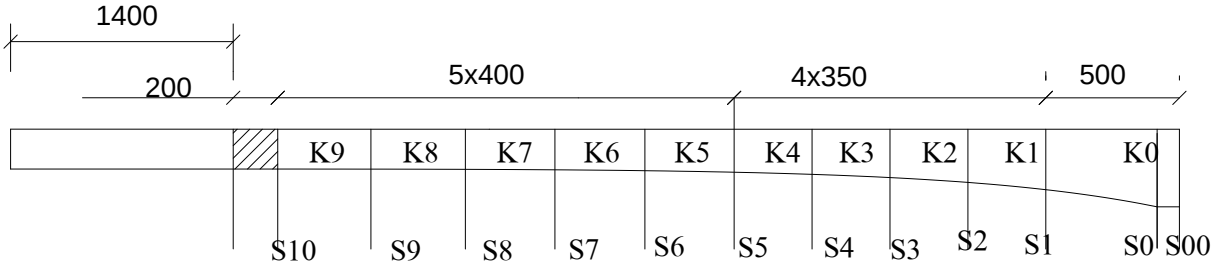
+ Khối K_0 trên đỉnh trụ dài 10 m

+ Đốt hợp long nhịp biên và giữa dài 2,0m

+ Số đốt trung gian n = 4x3,5+5x4 m.

+ Khối đúc trên đà giáo dài 10m

Tên đốt	Lđốt (m)
Đốt K0	**5**
Đốt K1	**3,5**
Đốt K2	**3,5**
Đốt K3	**3,5**
Đốt K4	**3,5**
Đốt K5	**4**
Đốt K6	**4**
Đốt K7	**4**
Đốt K8	**4**
Đốt K9	**4**



- Tính chiều cao từng đốt đáy dầm hộp biên ngoài theo đ- ờng cong có ph- ơng trình là: $Y_1 = a_1X^2 + b_1$

$$a_{1=}\frac{5-2.5}{39^2} = 1.6436x10^{-3},\ b_1 = 2{,}5m$$

STT	Tiết diện	x(m)	h(m)
1	S00	39	5.000
2	S00	38	4.873
3	S1	34.5	4.456
4	S2	31	4.079
5	S3	27.5	3.743
6	S4	24	3.447
7	S5	20	3.157
8	S6	16	2.921
9	S7	12	2.737
10	S8	8	2.605
11	S9	4	2.526
12	S10	0	2.500

Bảng tính diện tích các mặt cắt tại các vị trí:

STT	Tên mặt cắt	Chiều dài đốt(m)	X(m)	Chiều cao hộp(m)	Chiều dày bản đáy(m)	Chiều rộng bản đáy(m)	Diện tích mặt cắt(m2)
1	S00	1	39	5.000	0.800	5.100	16.5799
2	S00	4	38	4.873	0.800	5.100	16.4534
3	S1	3.5	34.5	4.456	0.754	5.183	15.8639
4	S2	3.5	31	4.079	0.708	5.266	15.3071
5	S3	3.5	27.5	3.743	0.662	5.349	14.7830
6	S4	3.5	24	3.447	0.616	5.432	14.2914
7	S5	4	20	3.157	0.563	5.526	13.7696
8	S6	4	16	2.921	0.511	5.621	13.2905
9	S7	4	12	2.737	0.458	5.716	12.8539
10	S8	4	8	2.605	0.405	5.811	12.4600
11	S9	4	4	2.526	0.353	5.905	12.1087
12	S10	0	0	2.500	0.300	6.000	11.8000

Tính khối l- ợng các khối đúc:

+Thể tích = Diện tích trung bình x chiều dài

+Khối l- ợng = Thể tích x 2.5 T/m^3 (Trọng l- ợng riêng của BTCT)

Bảng xác định khối l- ợng các đốt đúc:

STT	Khối đúc	Diện tíchTB (m^2)	Chiều dài (m)	Thể tích (m^3)	Khối l- ợng (T)
1	1/2 đỉnh trụ	16.5799	1	16.5799	41.4498
2	1/2K0	16.5166	4	66.0665	165.1664
3	K1	16.1586	3.5	56.5552	141.3881
4	K2	15.5855	3.5	54.5493	136.3733
5	K3	15.0450	3.5	52.6576	131.6441
6	K4	14.5372	3.5	50.8802	127.2004
7	K5	14.0305	4	56.1221	140.3053
8	K6	13.5300	4	54.1202	135.3004
9	K7	13.0722	4	52.2887	130.7218
10	K8	12.6569	4	50.6278	126.5695
11	K9	12.2843	4	49.1373	122.8433
12	Tổng cuả 9 đốt đúc		39	559.5850	1398.9624
13	KN(hợp long)	11.8000	2	23.6	59
14	KT(Đúc trên ĐG)	11.8000	15	177	442.5
15	Tổng tính cho một nhịp biên		56	760.1850	1900.4624
16	Tổng tính cho một nhịp giữa 80 m		80	1142.7699	2856.9248
17	Tổng tính cho toàn nhịp liên tục		178	2663.1398	6657.8496

)Khối l- ợng phần cầu liên tục : $G_{lt} = \frac{6657.8496}{56+80+56} = 34.676$ T/m

2.2 Hoạt tải HL93 và ng- ời

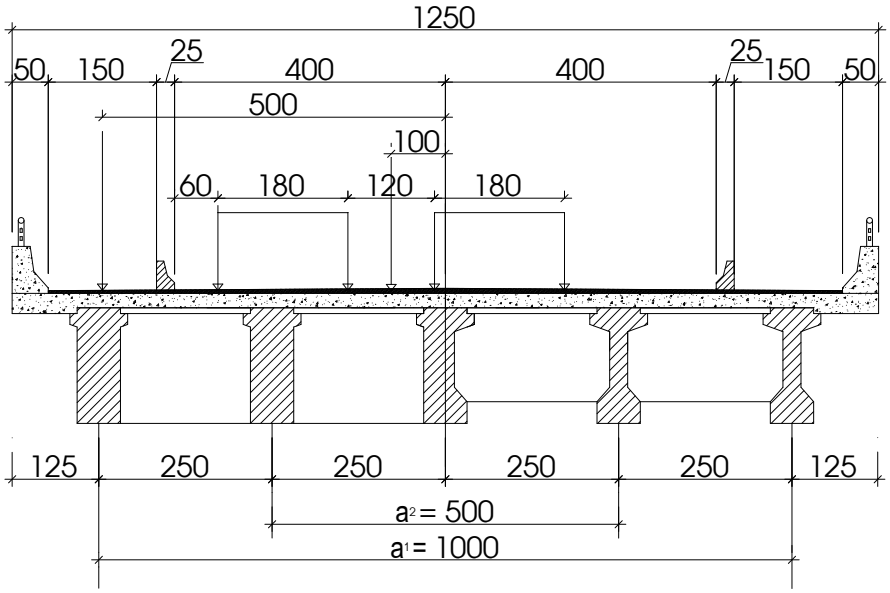
Tải trọng t- ơng đ- ơng của tất cả các loại hoạt tải bao gồm ôtô HL93 và ng- ời đ- ợc tính theo công thức:

$$k_0 = m\left(1+\frac{IM}{100}\right)q_{tr}(mg_{tr}) + m(mg_{lan})q_{lan} + m(mg_{ng})q_{ng}$$

Trong đó:

- IM: lực xung kích tính theo phần trăm; IM=25%
- m: hệ số làn xe; vì có 2 làn nên m=1
- mg_{tr} , mg_{lan} , mg_{ng} : hệ số phân phối ngang của xe tải, làn và ng- ời đi bộ
- q_{HL93}, q_{lan} , q_{ng}: tải trọng t- ơng đ- ơng của ôtô, làn và ng- ời.

• Tính hệ số phân phối ngang (Phương pháp nén lệch tâm).



Ta có : $e_{ng} = 5$ (m)

$e_{hl93} = 1$ (m)

Hệ số phân phối ngang:

$$mg = n\left[\frac{1}{n_d} + \frac{ea_1}{\sum a_i^2}\right]$$

Trong đó:

n : Số làn xe n = 2

n_d : Số dầm chủ trên mặt cắt ngang $n_d = 5$

e : Độ lệch tâm

a_1 : Khoảng cách giữa 2 dầm biên $a_1 = 10$ (m)

a_2 Khoảng cách 2 dầm trong $a_2 = 5$ (m)

+ Hệ số phân phối ngang của ng- ời:

$$mg = 2\left[\frac{1}{5} + \frac{5\times 10}{\sqrt{10^2+5^2}}\right] = 1.2$$

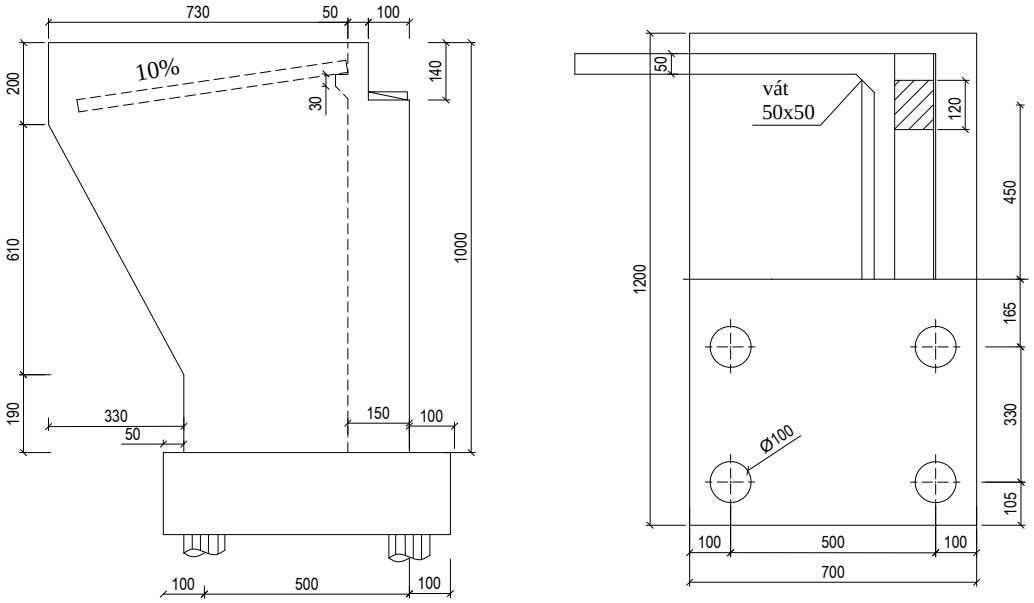
+ Hệ số phân phối ngang của tải trọng HL93

$$mg = 2\left[\frac{1}{5} + \frac{1\times 10}{\sqrt{10^2+5^2}}\right] = 0.56$$

2.3 Tính toán khối l- ợng móng mố và trụ cầu

2.3.1 Móng mố M_0:

- Khối l- ợng mố:



- Thể tích t- ờng cánh:

Chiều dày t- ờng cánh : d = 0,5 m

$$V_{tc} = 2.[7.3x2.0 +(4+7.3)x6.1/2 + 1.9x4]x0.5 = 56.665\ m^3$$

- Thể tích thân mố:

$$V_{th} = (0.5x10 + 1x8.6)x11 = 149.6m^3$$

- Thể tích bệ mố:

$$V_b = 2.0 \times 12.0 \times 7.0 = 168\ m^3$$

- Thể tích đá tảng:

$$V_{dt} = 0.2 \times 0.5 \times 0.4 = 0.04\ m^3$$

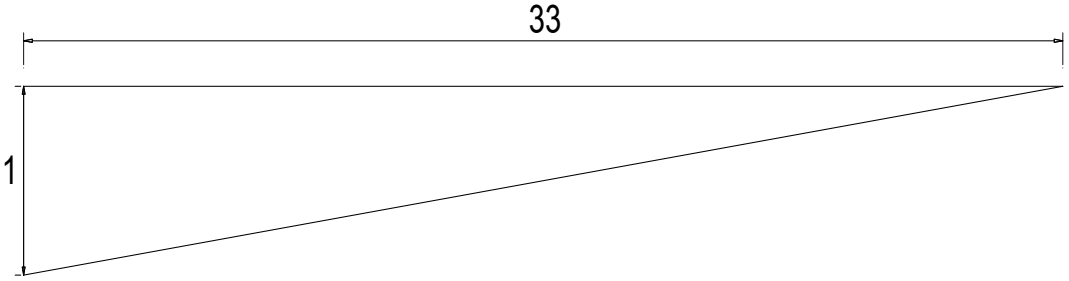
=> Khối l- ợng 01 mố cầu:

$$V_{mố} = 374.305\ m^3$$

$G_{mố}$ = 374.305 x 2.5 = 935.762 T

- Xác định tải trọng tác dụng lên mố:

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



- Tĩnh tải:

$DC = P_{mố}+(5xg_{dầm}+g_{bmc}+g_{lan\ can}+g_{dn}+g_{gờ\ chắn})$ x ω

= 935.762 +(5x1.888 + 0.644 + 0.56 + 0.309 + 0.595)x 0.5 x 33=1126.304 T

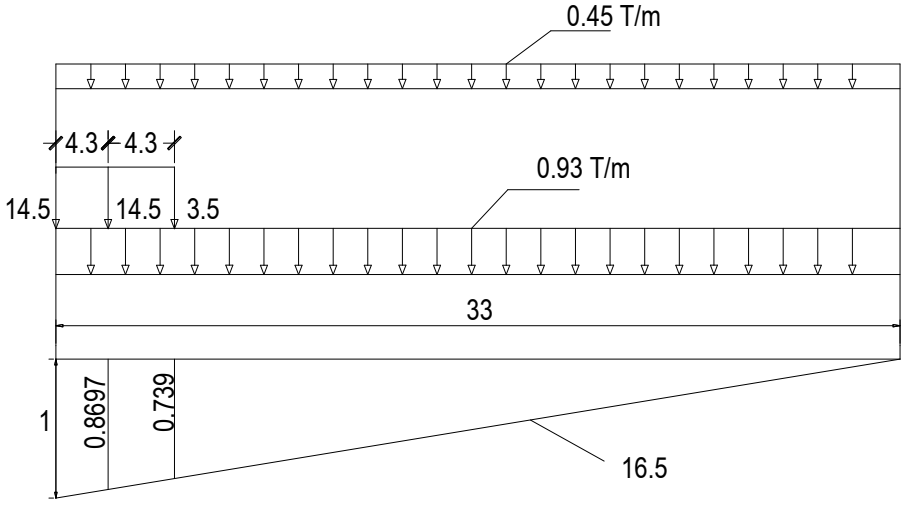
$DW = g_{lớpphủ}$ x ω =3.85 x 0.5 x 33 =63.525 T

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

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

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

• Xét tổ hợp tải trọng A_1



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

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

$PL=2P_{ng-ời}$x ω

Trong đó

n : số làn xe n=2

m : hệ số làn xe m=1

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

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

ω:diện tích đ- ởng ảnh h- ởng

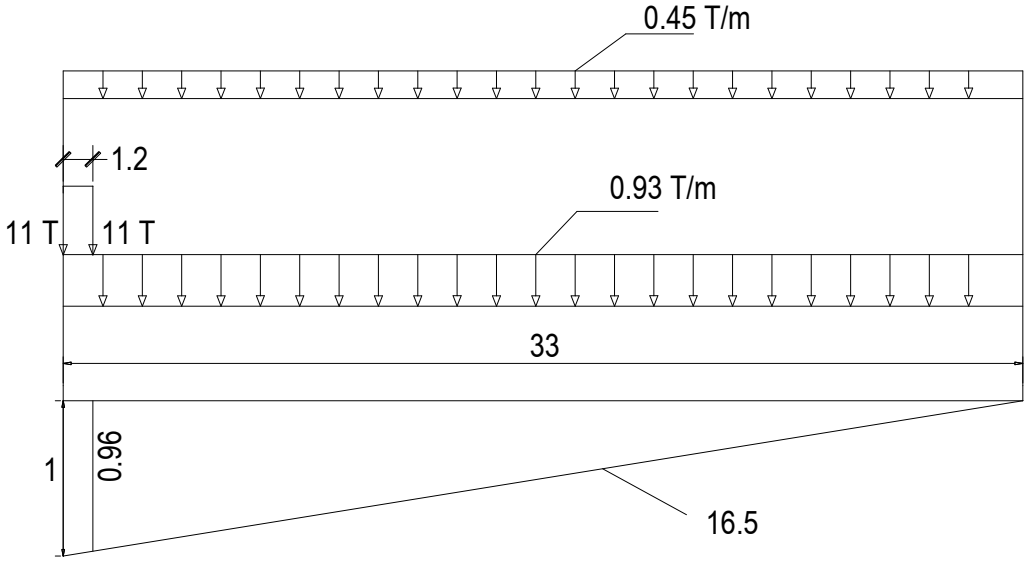
$W_{làn}$, $P_{ng-ời}$: tải trọng làn và tải trọng ng- ời

$W_{làn}$=0.93 T/m, $P_{ng-ời}$=0.45 T/m

$LL_{xetải}=2\times1\times1.25\times(14.5\times1+14.5\times0.8697+3.5\times0.739)+2\times1\times0.93\times16.5=104.93$ T

PL =2x0.45x16.5 = 14.85 T

• Xét tổ hợp tải trọng A_2



$LL_{xe\ tải\ 2\ trục+làn}=2\times1\times1.25\times(11\times1+11\times0.96)+2\times1\times0.93\times16.5$ =84.59 T

PL =2x0.45x15 =14.85 T

Vậy tổ hợp HL đ- ợc chọn làm thiết kế

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

Nội lực	Nguyên nhân				Trạng thái giới hạn C- ờng độ I
	DC (γ_D=1.25)	DW (γ_W=1.5)	LL (γ_{LL}=1.75)	PL (γ_{PL}=1.75)	
P(T)	1126.304	63.525	104.93	14.85	1712.7825

Căn cứ vào đặc điểm của các lớp địa chất đ- ợc nghiên cứu, ta đề ra ph- ơng án móng nh- sau:

PH- ƠNG ÁN MÓNG CỌC KHOAN NHỒI:

➢ Ưu điểm:

- Rút bớt đ- ợc công đoạn đúc sẵn cọc, do đó không cần phải xây dựng bãi đúc, lắp dựng ván khuôn. Đặc biệt không cần đóng hạ cọc, vận chuyển cọc từ kho, x- ởng đến công tr- ờng
- Có khả năng thay đổi các kích th- ớc hình học của cọc để phù hợp với các điều kiện thực trạng của đất nền mà đ- ợc phát hiện trong quá trình thi công
- Đ- ợc sử dụng trong mọi loại địa tầng khác nhau, dễ dàng v- ợt qua các ch- ớng ngại vật
- Tính toàn khối cao, khả năng chịu lực lớn với các sơ đồ khác nhau: cọc ma sát, cọc chống, hoặc hỗn hợp
- Tận dụng hết khả năng chịu lực theo vật liệu, do đó giảm đ- ợc số l- ợng cọc. Cốt thép chỉ bố trí theo yêu cầu chịu lực khi khai thác nên không cần bố trí nhiều để phục vụ quá trình thi công
- Không gây tiếng ồn và chấn động mạnh làm ảnh h- ởng môi tr- ờng sinh hoạt chung quanh
- Cho phép có thể trực tiếp kiểm tra các lớp địa tầng bằng mẫu đất lấy lên từ hố đào

➢ Nh- ợc điểm:

- Sản phẩm trong suốt quá trình thi công đều nằm sâu d- ới lòng đất, các khuyết tật dễ xảy ra không thể kiểm tra trực tiếp bằng mắt th- ờng, do vậy khó kiểm tra chất l- ợng sản phẩm
- Th- ờng đỉnh cọc phải kết thúc trên mặt đất, khó kéo dài thân cọc lên phía trên, do đó buộc phải làm bệ móng ngập sâu d- ới mặt đất hoặc đáy sông, phải làm vòng vây cọc ván tốn kém
- Quá trình thi công cọc phụ thuộc nhiều vào thời tiết, do đó phải có các ph- ơng án khắc phục
- Hiện tr- ờng thi công cọc dễ bị lầy lội, đặc biệt là sử dụng vữa sét

chọn cọc khoan nhồi cho tất cả các ph- ơng án với các yếu tố kỹ thuật chính nh- sau:

+ Đ- ờng kính cọc: D=1000mm
+ Chiều dài cọc tại mố là 25m
+ Chiều dài cọc tại các vị trí trụ là 35m

- Xác định sức chịu tải của cọc

➢ *Theo đất nền*

Chỉ tiêu lớp đất	Li (m)	Zi (m)	Ti (T/m^2)
Cát sỏi cuội	10.8	5.4	3.6
Cát hạt nhỏ	9	9.8	5.7
Sét dẻo mềm	10.5	15.7	9.8
Sét dẻo cứng			

Sức chịu tải của cọc khoan nhồi tính theo công thức:

$$P = k.\ m\ (\alpha_1 R_i F_b + U\ \Sigma\alpha_2\ T_i\ L_i)$$

Trong đó: m - hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất m = 1

k - Hệ số đồng nhất của đất k = 0,7

U – Chu vi tiết diện ngang cọc U = 3,14 m

T_i - C- ờng độ tính toán của lớp đất thứ i theo mặt xung quanh cọc

L_i – Chiều dày của lớp đất thứ i tiếp xúc với cọc (m)

α_1 - hệ số điều kiện làm việc của đất d- ới mũi cọc $\alpha_1 = 1$

R_i - C- ờng độ chịu tải của đất d- ới mũi cọc (dự kiến cọc dài 30m nên độ sâu chân cọc là 30 m) đất d- ới chân cọc là sét pha dẻo cứng B = 0,4

$\Rightarrow R_i = 340$ T/m^2

α_2 - Hệ số điều kiện làm việc của đất ở mặt bên cọc phụ thuộc vào ph- ơng pháp tạo lỗ $\alpha_2 = 0,7$(tra bảng)

$\Rightarrow P_{dn}^{c} = 0,7.[1.340.\ 0,785 + 3,14.0,7(10.8x3.6+19.8x5.7+31.2*9.8)]=890.73$ T

➢ *Theo vật liệu*

Cốt thép chịu lực và cốt thép cấu tạo cọc khoan nhồi đ- ợc bố trí nh- trong bản vẽ cốt thép cọc khoan nhồi.

Theo 5.7.4.4 – 22TCN272-05 : Đối với cấu kiện có cốt đai xoắn thì c- ờng độ chịu lực dọc trục tính toán xác định theo công thức :

$$P_V = \phi.P_n\ .$$

Với P_n = C- ờng độ chịu lực dọc trục danh định có hoặc không có uốn

Đối với cấu kiện có cốt đai xoắn tính theo công thức :

$P_n = 0.85.\{0.85.f_c'.(A_g - A_{st}) + f_y.A_{st}\} = 0,85.\{.0,85.\ f_c'.(A_g - A_{st}) + f_y.A_{st}\}$.

Trong đó :

ϕ = Hệ sức kháng quy định ở (5.5.4.2) có $\phi = 1$

f_c' , f_y : C- ờng độ quy định của bêtông và c- ờng độ chảy dẻo quy định của thép (MPa).

$f_c' = 30$ Mpa ; $f_y = 420Mpa$

A_g,A_{st} : Diện tích tiết diện nguyên của mặt cắt , của cốt thép dọc (mm^2).

Với vật liệu và kích th- ớc đã nói ở trên ta có:

$$P_V = 1 \times 0,85 \times (0,85 \times 30 \times \frac{3.14 \times 1000^2}{4} + 420 \times 16 \times \frac{3.14 \times 25^2}{4}) = 19817.32 \times 10^3 (N).$$

Hay $P_V = 1981.732(T)$.

Từ các kết quả tính đ- ợc chọn sức chịu tải của cọc là [N] = min (P^v; P_{dn}^c)= 980.73 (T)

- Xác định số l- ợng cọc trong mố:

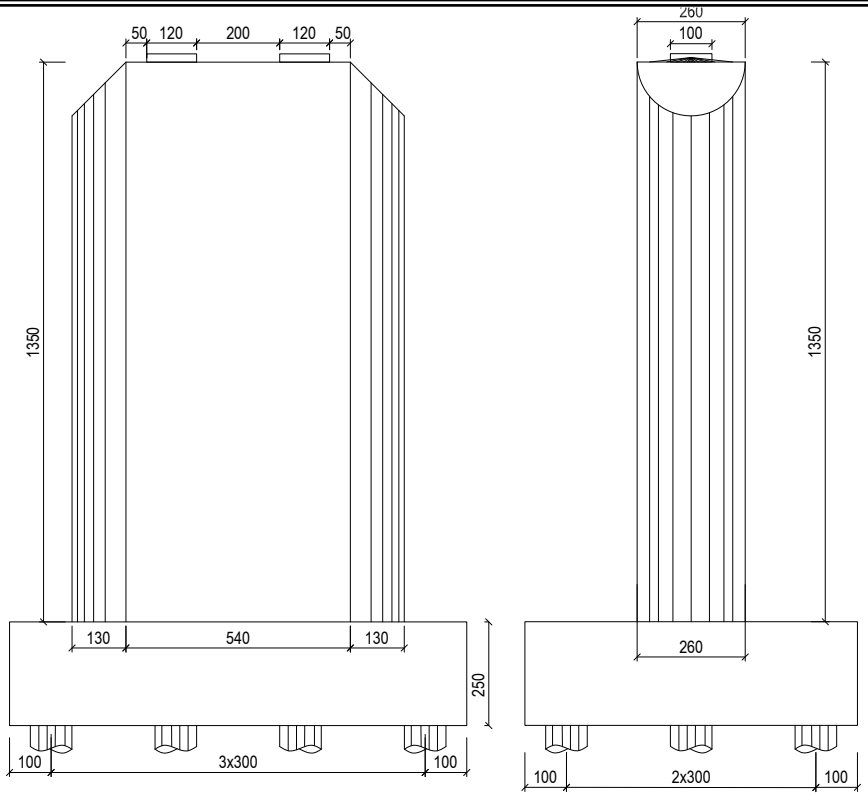
Công thức tính toán:

$$n = 2 \times \frac{P_m}{N_c} = 2 \times \frac{1712.78}{980.73} = 3.495 \text{ cọc}$$

Vậy ta chọn số l- ợng cọc trong một mố là 8 cọc (3 cọc là hệ số xét đến lực ngang khi cọc làm việc- áp lực n- ớc lũ)

2.3.2 Móng trụ T_3:

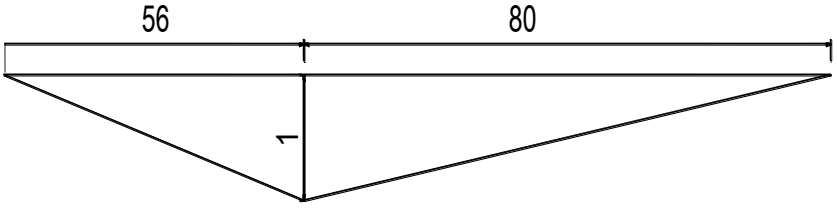
- Khối l- ợng bản thân trụ T_3:



- Thể tích thân trụ : $V_{th} = 3.14\times\frac{1.3^2}{4}\times 13.5 + 2.6\times 5.4\times 13.5 = 207.45\ m^3$
- Thể tích bệ trụ: $V_{bệ} = 2.5\times 11\times 8 = 220\ m^3$
- Thể tích đá tảng : $V_{dt} = 0.5x1x0.2 = 1\ m^3$
- Tổng thể tích trụ: $V_{trụ} = 207.45 + 220 + 1 = 428.45\ m^3$
- Khối l- ợng trụ: $G_{trụ}$= 428.45 x 2.5 = 1071.125 T

- Xác định tải trọng tác dụng lên trụ:

- Đ- ờng ảnh h- ởng tải trọng tác dụng lên trụ gần đúng có dạng tam giác:



- Tĩnh tải:

$DC = P_{tru} + (g_{dam} + g_{lan\ can} + g_{gờ\ chắn}) \times \omega$

$= 1071.125 + (34.676 + 0.56 + 0.595) \times 0.5 \times 136 = 3507.633T$

$DW = g_{lớpphủ} \times \omega = 3.85 \times 0.5 \times 136 = 261.8\ T$

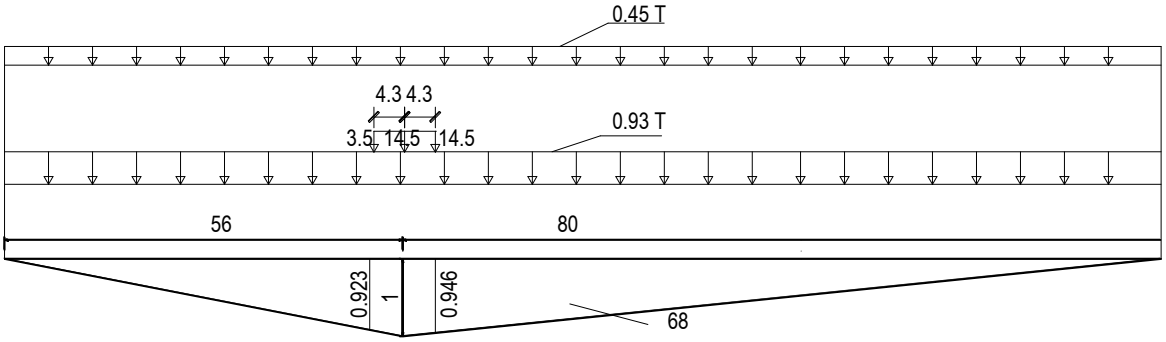
- Hoạt tải: xét 3 tổ hợp tảI trọng tác dụng lên mố nh- sau

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

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

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

• Xét tổ hợp tải trọng A_1



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

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

$PL=2P_{ng-ời}x\ \omega$

Trong đó

n : số làn xe n=2

m : hệ số làn xe m=1

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

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

ω:diện tích đ- ởng ảnh h- ởng

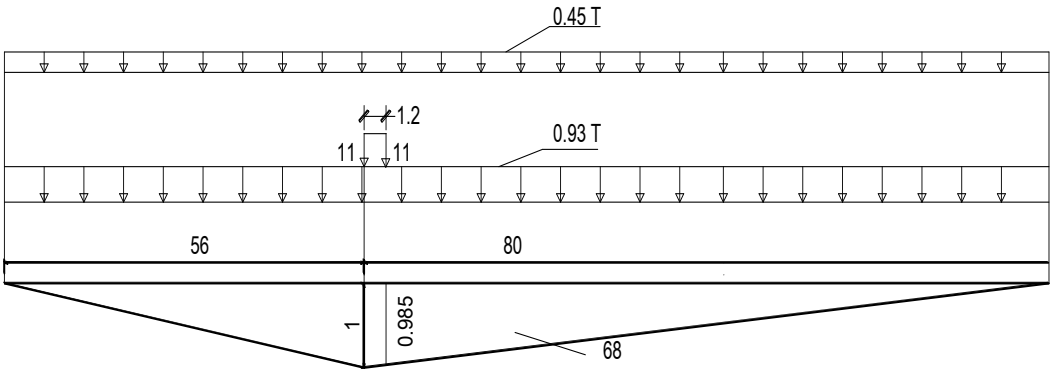
$W_{làn}$, $P_{ng-ời}$: tải trọng làn và tải trọng ng- ời

$W_{làn}$=0.93 T/m, $P_{ng-ời}$=0.45 T/m

$LL_{xetải}=2\times1\times1\times(14.5\times1+14.5\times0.946+3.5\times0.923)+2\times1\times0.93\times68=189.375$ T

PL=2x0.45x68 = 61.2 T

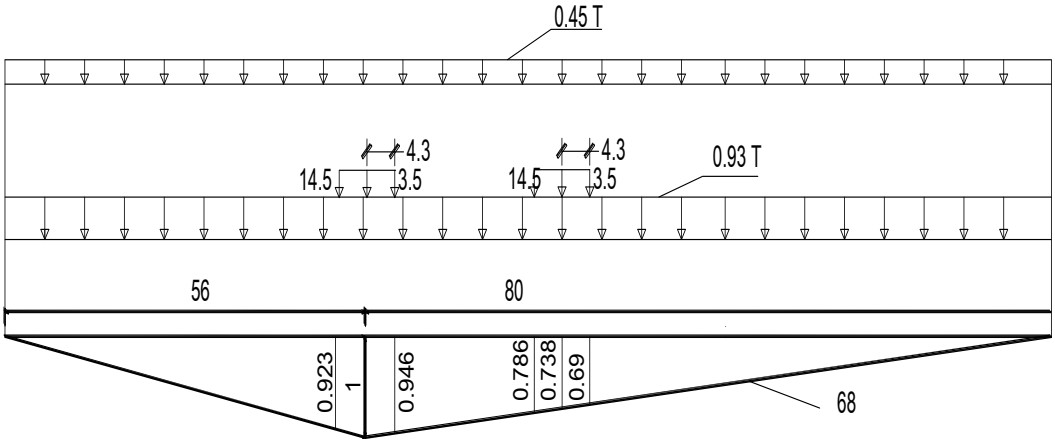
• Xét tổ hợp tải trọng A_2



$LL_{xe\ tải\ 2\ trục+làn}=2\times1\times1\times(11\times1+11\times0.985)+2\times1\times0.93\times68=170.15$ T

PL=2x0.45x68 = 61.2 T

• Xét tổ hợp tải trọng A_3



$LL = 2\times1\times1\times(14.5\times1+14.5\times0.923+3.5\times0.946+14.5\times0.786+14.5\times0.738+3.5\times0.69)+2\times1\times0.93\times68$

$= 237.895$ T

$LL_{A3} = 0.9 \text{ x } LL = 0.9 \text{ x } 237.895 = 214.1$ T

PL=2x0.45x68 = 61.2 T

Vậy tổ hợp HL đ- ợc chọn làm thiết kế

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

Nội lực	Nguyên nhân				Trạng thái giới hạn C- ờng độ I
	DC (γ_D=1.25)	DW (γ_W=1.5)	LL (γ_{LL}=1.75)	PL (γ_{PL}=1.75)	
P(T)	3507.633	261.8	214.1	61.2	5259.016

- Xác định sức chịu tải của cọc:

➢ *Theo đất nền*

Chỉ tiêu lớp đất	Li (m)	Zi (m)	Ti (T/m^2)
Cát sỏi cuội	8.5	4.2	3.6
Cát hạt nhỏ	9	8.8	5.7
Sét dẻo mềm	11	14	9.8
Sét dẻo cứng	6.5	17.5	10

Sức chịu tải của cọc khoan nhồi tính theo công thức:

$$P = k.\ m\ (\alpha_1 R_i F_b + U\ \Sigma\alpha_2\ T_i\ L_i)$$

Trong đó: m - hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất m = 1

k - Hệ số đồng nhất của đất k = 0,7

U – Chu vi tiết diện ngang cọc U = 3,14 m

T_i - C- ờng độ tính toán của lớp đất thứ i theo mặt xung quanh cọc

L_i – Chiều dày của lớp đất thứ i tiếp xúc với cọc (m)

α_1 - hệ số điều kiện làm việc của đất d- ới mũi cọc $\alpha_1 = 1$

R_i - C- ờng độ chịu tải của đất d- ới mũi cọc (dự kiến cọc dài 35m nên độ sâu chân cọc là 30 m) đất d- ới chân cọc là sét pha dẻo cứng B = 0,4

$\Rightarrow R_i = 350\ T/m^2$

α_2 - Hệ số điều kiện làm việc của đất ở mặt bên cọc phụ thuộc vào ph- ơng pháp tạo lỗ $\alpha_2 = 0,7$(tra bảng)

$\Rightarrow P_{dn}^c = 0,7.[1.350.\ 0,785 + 3,14.0,7(8.5x3.6+17.5x5.7+28x9.8+6.5x10)]=915.08$ T

- *Theo vật liệu*

Cốt thép chịu lực và cốt thép cấu tạo cọc khoan nhồi đ- ợc bố trí nh- trong bản vẽ cốt thép cọc khoan nhồi.

Theo 5.7.4.4 – 22TCN272-05 : Đối với cấu kiện có cốt đai xoắn thì c- ờng độ chịu lực dọc trục tính toán xác định theo công thức :

$P_V = \phi.P_n$.

Với P_n = C- ờng độ chịu lực dọc trục danh định có hoặc không có uốn

Đối với cấu kiện có cốt đai xoắn tính theo công thức :

$P_n = 0.85.\{0.85f_c'.(A_g - A_{st}) + f_y.A_{st}\}= 0,85.\{.0,85.\ f_c'.(A_g - A_{st}) + f_y.A_{st}\}$.

Trong đó :

ϕ = Hệ sức kháng quy định ở (5.5.4.2) có $\phi = 1$

f_c' , f_y : C- ờng độ quy định của bêtông và c- ờng độ chảy dẻo quy định của thép (MPa).

$f_c' = 30$ Mpa ; $f_y = 420Mpa$

A_g,A_{st} : Diện tích tiết diện nguyên của mặt cắt , của cốt thép dọc (mm^2).

Với vật liệu và kích th- ớc đã nói ở trên ta có:

$$P_V = 1\times 0{,}85\times(0{,}85\times 30\times \frac{3.14\times 1000^2}{4} + 420\times 16\times \frac{3.14\times 25^2}{4}) =$$

19817.32×10^3(N).

Hay P_V = 1981.732(T).

Từ các kết quả tính đ- ợc chọn sức chịu tải của cọc là [N] = min (P^v; P^c_{dn})= 915.08 (T)

- Xác định số l- ợng cọc trong trụ T3:

Công thức tính toán:

$$n = 1.5\times\frac{P_m}{N_c} = 1.5\times\frac{5259.016}{915.08} = 8.6 \text{ cọc}$$

Vậy ta chọn số l- ợng cọc trong một mố là 12 cọc

3.Biện pháp thi công ph- ơng án cầu liên tục và dầm dẫn:

3.1.Thi công mố cầu

B- ớc 1 : San ủi mặt bằng, định vị tim mố.

B- ớc 2 : Định vị cọc và thi công cọc khoan nhồi :

- Xác định vị trí tim các cọc tại móng mố
- Dựng giá khoan Leffer hạ ống vách thi công cọc khoan nhồi
- Lắp đặt hệ thống cung cấp dung dịch Bentonite, hệ thống bơm thải vữa mùn khi khoan cọc
- Dùng máy khoan tiến hành khoan cọc
- Hạ lồng cốt thép, đổ bê tông cọc

B- ớc 3 : Đào đất hố móng

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

B- ớc 4: Thi công bệ mố, thân mố, t- ờng đầu

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

B- ớc 5 : Hoàn thiện mố

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

3.2Thi công trụ

B- ớc 1 : Xác định chính xác vị trí tim cọc khoan nhồi

- Xây dựng hệ thống cọc định vị, xác định chính xác vi trí tim cọc, tim trụ tháp
- Dựng giá khoan Leffer hạ ống vách thi công cọc khoan nhồi

B- ớc 2 : Thi công cọc khoan nhồi

- Lắp đặt hệ thống cung cấp dung dịch Bentonite, hệ thống bơm thải vữa mùn khi khoan cọc
- Dùng máy khoan tiến hành khoan cọc
- Hạ lồng côt thép, đổ bê tông cọc

B- ớc 3 : Thi công vòng vây cọc ván

- Định vị khu vực đóng vòng vây cọc ván
- Lắp dựng vành đai trong và ngoài
- Sỏ và đóng cọc đến độ sâu thiết kế
- Lắp đặt máy bơm xói hút trên hệ nổi, xói hút đất trong hố móng đến độ sâu thiết kế

B- ớc 4 : Thi công bệ móng

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

B- ớc 5: Thi công thân trụ

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

B- ớc 6: Hoàn thiện trụ

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

3.3.Thi công kết cấu nhịp

B- ớc 1 : Thi công khối K0 trên đỉnh các trụ và thi công phần nhịp dẫn hai đầu cầu bằng lao kéo dọc

- Tập kết vật t- phục vụ thi công
- Lắp dựng hệ đà giáo mở rộng trụ
- Lắp dựng giá 3 chân để lao kéo dầm dẫn 2 đầu cầu
- Dự ứng lực các bó cáp trên các khối K0
- Lắp đặt ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông khối K0
- Cố định các khối K0 và thân trụ thông qua các thanh d- ứng lực
- Khi bê tông đạt c- ờng độ, tháo dỡ đà giáo mở rộng trụ

B- ớc 2 : Đúc hẫng cân bằng

- Lắp dựng các cặp xe đúc cân bằng lên các khối K0
- Đổ bê tông các đốt đúc trên nguyên tắc đối xứng cân bằng qua các trụ
- Khi bê tông đủ c- ờng độ theo quy định, tiên hành căng kéo cốt thép
- Thi công đốt đúc trên đà giáo

B- ớc 3 : Hợp long nhịp biên

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

B- ớc 4 : Hợp long nhịp chính

Trình tự nh- trên

B- ớc 5 : Hoàn thiện cầu

Hoàn thiện cầu

4. Lập tổng mức đầu t-

Bảng thông kê vật liệu ph- ơng án cầu liên tục

STT	Hạng mục	Đơn vị	Khối lợng	Đơn giá (đ)	Thành tiền (đ)
	Tổng mức đầu t	đ	(A+B+C+D)		86,806,433,119
	Đơn giá trên 1m² mặt	đ			**21,433,687**

	cầu				
A	Giá trị dự toán xây lắp	đ	AI+AII		73,254,373,940
AI	Giá trị dự toán xây lắp chính	đ	I+II+III		63,699,455,600
I	***Kết cấu phần trên***	đ			*26,769,393,600*
1	Bêtông dầm LT 3 nhịp	m^3	2663.14	8,000,000	21,305,120,000
2	Bêtông dầm dẫn	m^3	22.88x20	8,000,000	3,660,800,000
3	Bêtông át phan mặt cầu	m^3	186	1,300,000	241,800,000
4	Bê tông gờ chắn bánh	m^3	77.112	800,000	61,689,600
5	Bêtông lan can	m^3	138.88	800,000	111,104,000
6	Cốt thép lan can	kg	110	8,000	880,000
7	Gối dầm liên tục	Bộ	6	140,000,000	840,000,000
8	Khe co giãn	khe	6	18,000,000	108,000,000
9	Lớp phòng nớc	m^2	3720	85,000	316,200,000
10	ống thoát nớc	ống	32	150,000	4,800,000
11	Đèn chiếu sáng	Cột	14	8,500,000	119,000,000
II	***Kết cấu phần dới***	đ			36,786,062,000
1	Bêtông mố	m^3	375x2	1,200,000	900,000,000
2	Bêtông trụ	m^3	2570.7	1,200,000	3,084,840,000
3	Cốt thép mố	T	27.617x2	8,000,000	441,872,000
4	Cốt thép trụ	T	170.441x6	8,000,000	8,181,168,000
5	Cọc khoan nhồi D = 1.0m	m	2280	8,500,000	19,380,000,000
6	Công trình phụ trợ	%	15	(1+2+3+4)	4,798,182,000
III	***Đờng hai đầu cầu***				*144,000,000*
1	Đắp đất	m^3	1800	30,000	54,000,000
2	Móng + mặt đờng	m^2	600	150,000	90,000,000
AII	Giá trị xây lắp khác	%	15	AI	9,554,918,340
B	Chi phí khác	%	10	A	7,325,437,394
C	Trợt giá	%	3	A	2,197,631,218
D	Dự phòng	%	5	A+B	4,028,990,567

CH- ƠNG II:

CẦU GIÀN THÉP

2-1 Bố trí chung

- Sơ đồ kết cấu: 4 x 80m. Tổng chiều dài cầu tính đến đuôi 2 mố là 336m
- Cấu tạo dàn chủ:

- Chọn sơ đồ dàn chủ là loại dàn thuộc hệ tĩnh định, có 2 biên song song, có đ- ờng xe chạy d- ới. Từ yêu cầu thiết kế phần xe chạy 8m nên ta chọn khoảng cách hai tim dàn chủ là 9m.
- Chiều cao dàn chủ: Chiều cao dàn chủ chọn sơ bộ theo kinh nghiệm với biên song song: $h = \left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{10}\right) l_{nhPp} = \left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{10}\right) 66 = (9.4 - 6.6)m$ và $H > H + h_{dng} + h_{mc} + h_{cc}$

  + Chiều cao tĩnh không trong cầu : H = 5 m

  + Chiều cao dầm ngang: $h_{dng} = \left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{12}\right) B = (1.8 - 1.1)m \Rightarrow$ chọn $h_{dng} = 1.2$ m

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

  + Chiều cao cổng cầu: $h_{cc} = (0.15 \div 0.3)B = 1.275 - 2.550$m. Chọn $h_{cc} = 1.7$m

  Chiều cao cầu tối thiểu là: $h > 4.5 + 1.2 + 0.2 + 1.7 = 7.6$ m

  Với nhịp 80m ta chia thành 10 khoang giàn, chiều dài mỗi khoang d = 8m

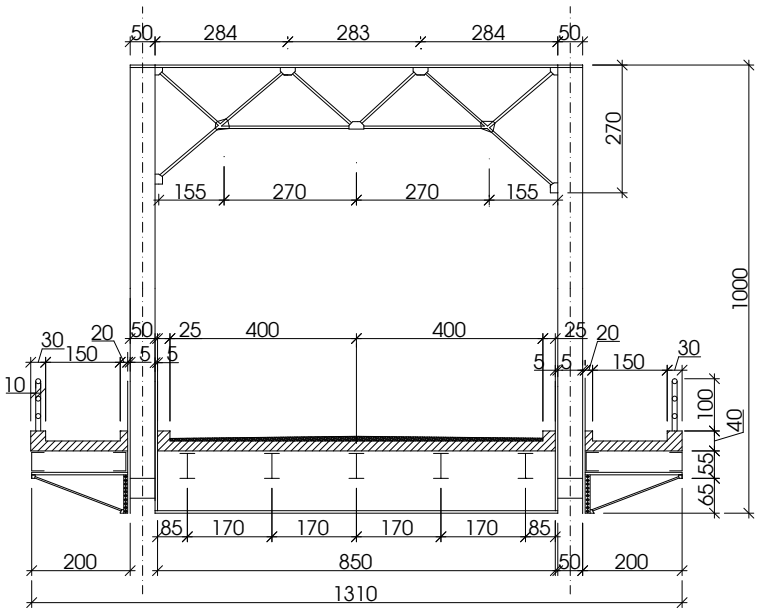
  Chọn chiều cao dàn sao cho góc nghiêng của thanh dàn so với ph- ơng ngang $\alpha = 45^0 - 60^0$, hợp lý nhất $\alpha = 50^0 - 55^0$.Chọn H = 10 m $\Rightarrow \alpha = 51^0$ hợp lý.

- Cấu tạo hệ dầm mặt cầu:

- Chọn 5 dầm dọc đặt cách nhau 1.7m. Chiều cao dầm dọc sơ bộ chọn theo kinh nghiệm :

$$h_{dng} = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{15}\right) d = 0.8 - 0.53m \Rightarrow \text{ chọn } h_{dng} = 0.55\text{m}$$

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



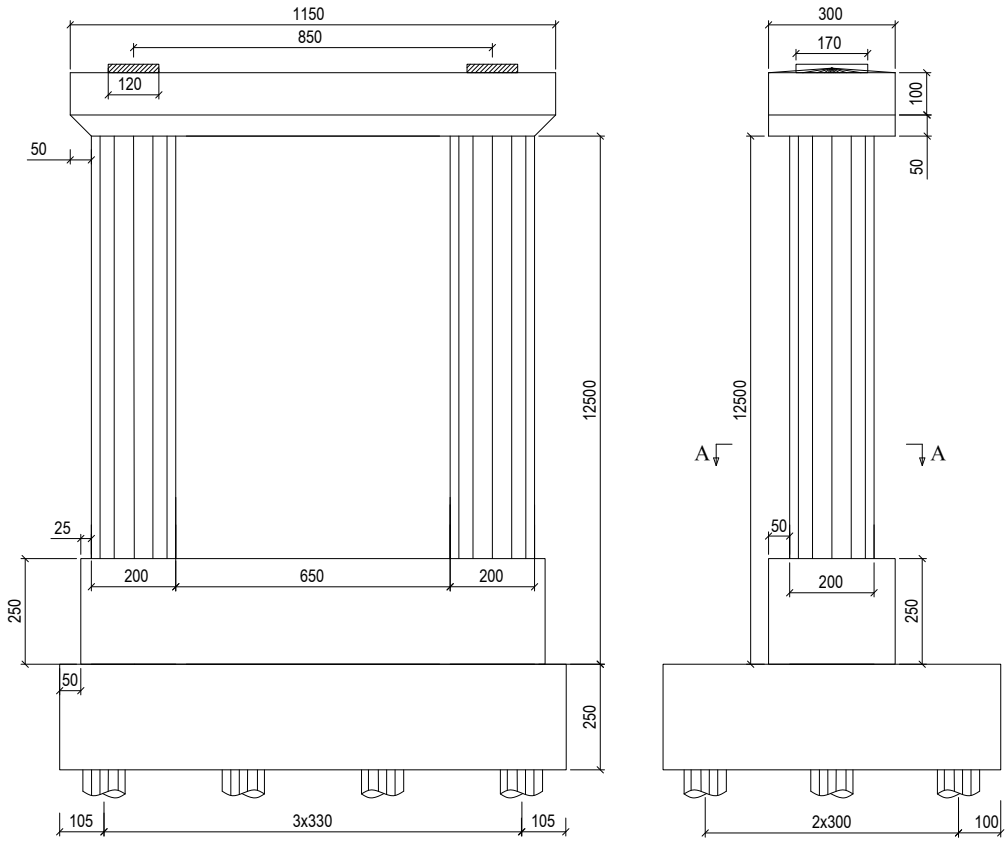
Hình 5: Cấu tạo hệ dầm mặt cầu

- Cấu tạo mặt cầu:

- Độ dốc ngang cầu là 2% về hai phía
- Lớp phủ mặt cầu gồm 5 lớp: Lớp bê tông atfan: 5cm; Lớp bảo vệ : 4cm; Lớp phòng n- ớc : 1cm; Đệm xi măng : 1cm; Lớp tạo độ dốc ngang : 1.0 - 12 cm

- Cấu tạo trụ:

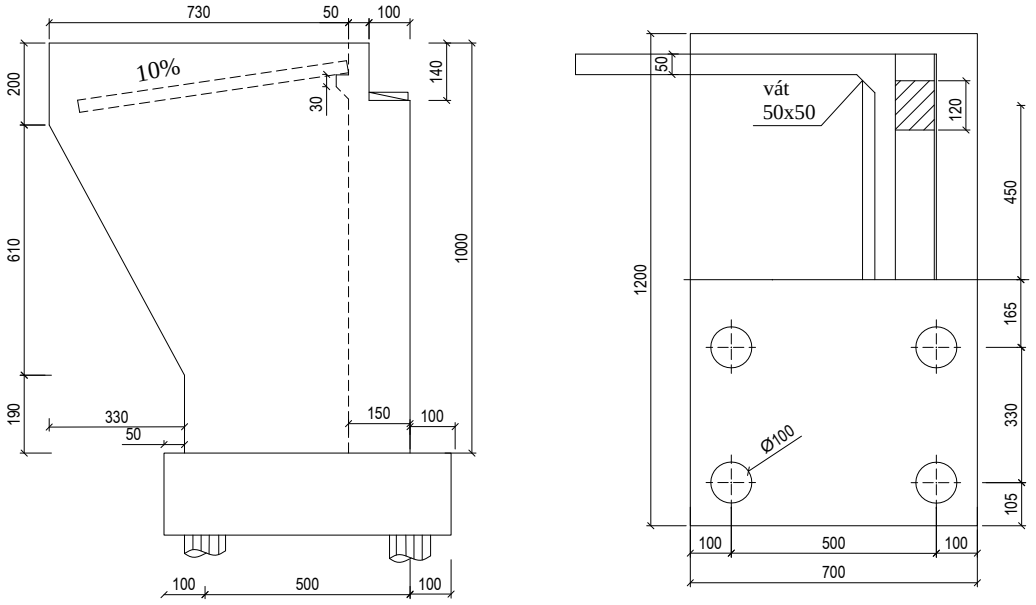
- Phần trên thân trụ gồm 2 cột trụ tròn đ- ờng kính 200cm cách nhau theo ph- ơng ngang cầu là 8.5 m
- Phần d- ới là trụ đặc chiều dầy 2.5 m, vo tròn với bán kính 1.50 m ở hai bên trụ.
- Bệ móng cao 2.5m, rộng 12 m theo ph- ơng ngang cầu, 8 m theo ph- ơng dọc cầu và đặt d- ới lớp đất phủ (dự đoán là đ- ờng xói chung)
- Dùng cọc khoan nhồi D100cm, mũi cọc đặt vào lớp sét pha dẻo cứng, chiều dài cọc là 35m.



Hình 6 : Cấu tạo trụ cầu ph□ơng àn cầu dàn thép

- Cấu tạo mố:

- Dạng mố có t- ờng cánh ng- ợc bê tông cốt thép
- Bệ móng mố dày 2m, rộng 7.0 m, dài 12.0 m đ- ợc đặt d- ới lớp đất phủ
- Dùng cọc khoan nhồi D100cm, mũi cọc đặt vào lớp sét pha dẻo cứng, chiều dài cọc là 30m



Hình 7: Cấu tạo mố cầu dàn thép

2.2. Tính toán sơ bộ khối l- ợng công tác

2.2.1 Hoạt tải HL93 và ng- ời

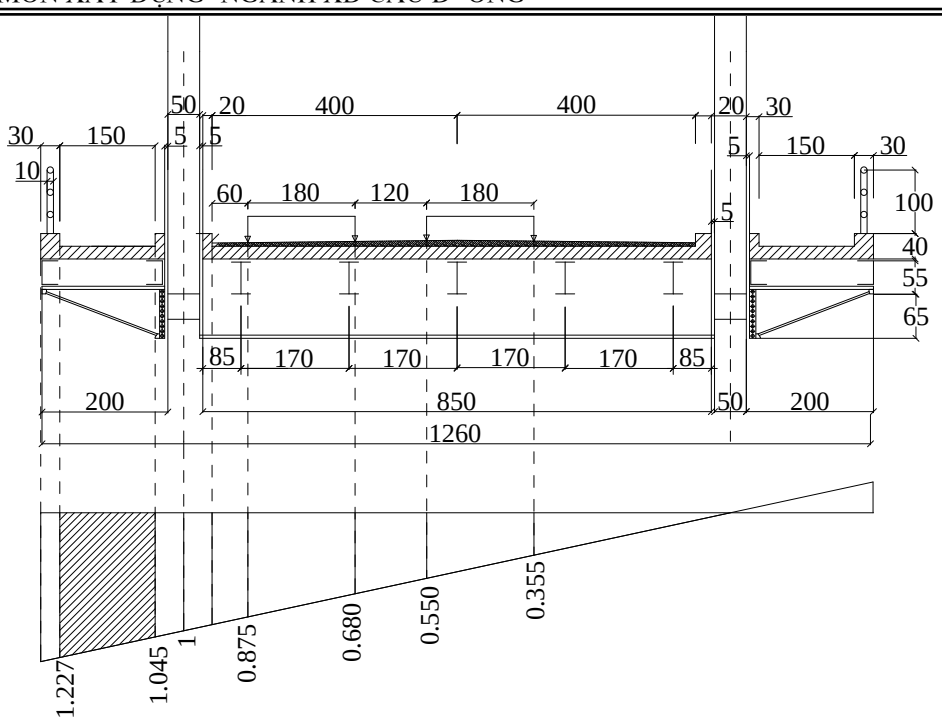
Tải trọng t- ơng đ- ơng của tất cả các loại hoạt tải bao gồm ôtô HL93 và ng- ời đ- ợc tính theo công thức:

$$k_0 = m\left(1+\frac{IM}{100}\right)q_{tr}(mg_{tr}) + m(mg_{lan})q_{lan} + m(mg_{ng})q_{ng}$$

Trong đó:

- IM: lực xung kích tính theo phần trăm; IM=25%
- m: hệ số làn xe; vì có 2 làn nên m=1
- mg_{tr}, mg_{lan}, mg_{ng} : hệ số phân phối ngang của xe tải, làn và ng- ời đi bộ
- q_{HL93}, q_{lan} , q_{ng}: tải trọng t- ơng đ- ơng của ôtô, làn và ng- ời.

• Tính hệ số phân phối ngang:



+ Tính hệ số phân phối ngang của xe tải:

$$mg_{tr} = 0.5\sum y_i = 0.5\times(0.875+0.68+0.55+0.355) = 1.23$$

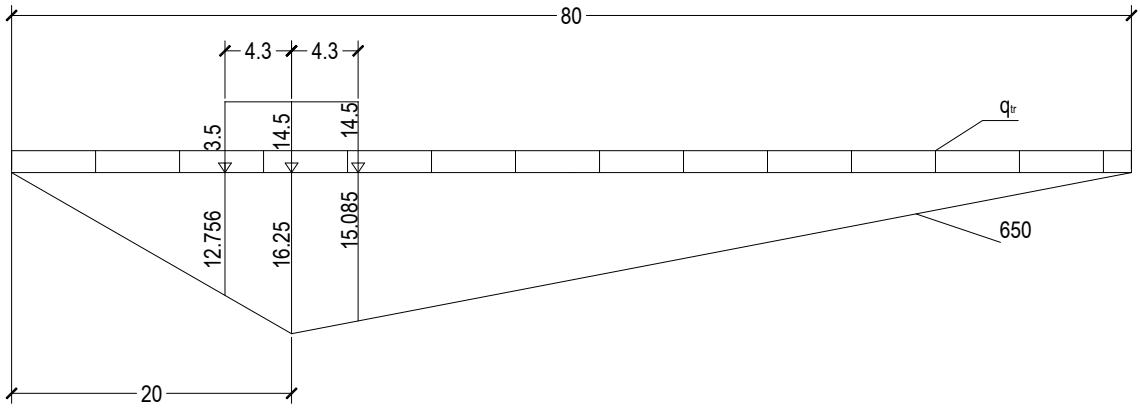
+ Tính hệ số phân phối ngang của tải trọng làn:

$$mg_{làn} = mg_{tr} = 1.23$$

+ Tính hệ số phân phối ngang của tải trọng ng- ời:

$$mg_{ng} = \left(\frac{y_{tr}+y_p}{2}\right)B_n = \left(\frac{1.227+1.045}{2}\right)1.5 = 1.704$$

• Tính tải trọng tương đương của xe tải: q_{tr}



Ta có: $q_{tr}\times\omega = 14.5(y_1+y_2)+3.5y_3$

Vậy $$q_{tr} = \frac{14.5(y_1+y_2)+3.5y_3}{\omega} = \frac{14.5(16.25+15.085)+3.5\times12.756}{650} = 0.768$$

Thay vào công thức k_0 ta có:

$$k_0 = 1\left(1+\frac{25}{100}\right)0.768\times 1.1735+1\times 1.1735\times 0.93+1.2\times 1.744\times 0.45 = 3.381$$

T/m

2.2.2 Tĩnh tải g_1 và g_2

- Vật liệu: Thép hợp kim thấp 10Г2СД(bề dày d- ới 32mm).
- C- ờng độ tính toán khi chịu lực dọc R_0 = 2700 Kg/cm^2.
- C- ờng độ tính toán khi chịu uốn R_u = 2800 Kg/cm^2.
- Trọng l- ợng lớp phủ mặt cầu (gồm 5 lớp: Bê tông alpha: 5cm; Lớp bảo vệ: 4cm; Lớp phòng n- ớc: 1cm; Đệm xi măng: 1cm; Lớp tạo độ dốc ngang: 1.0 - 12 cm) trên 1m^2 của kết cấu mặt đ- ờng và phần bộ hành lấy sơ bộ nh- sau: g = 0.35 T/m^2 $\Rightarrow$ g_{lp} =0.35 x 11 =3.85 T/m
- Trọng l- ợng bản BTCT mặt cầu: g_{mc} = 2.5 x (0.2 x 8 + 0.2 x 3)x1 = 5.5 T/m. Trong đó thể tích của 1m dọc cầu của bản có thể tích là: V_{bmc} = 2.1 m^3/m
- Trọng l- ợng của gờ chắn : g_{cx} = 2 x 0.2x 0.25 x 2.5 = 0.25 T/m. Trong đó thể tích của gờ chắn bánh là: V_{gc} = 2x0.25x0.2= 0.1 m^3/m
- Trọng l- ợng hệ dầm mặt cầu trên 1m^2 mặt bằng giữa hai tim giàn (khi có dầm ngang và dầm dọc hệ mặt cầu) lấy sơ bộ là 0.1 T/m^2 => g_{dmc} = 0.1 x 9.1 = 0.91 T/m.
- Trọng l- ợng của lan can lấy sơ bộ : g_{lc} = 0.11 T/m.
- Trọng l- ợng của giàn xác định theo công thức N.K.Ktoreletxki

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

Trong đó:

+ l: nhịp tính toán của giàn lấy bằng 80 m.

+ n_h, n_1, n_2: các hệ số v- ợt tải của hoạt tải, tĩnh tải lớp mặt cầu, của dầm mặt cầu và hệ liên kết

+ γ: trọng l- ợng riêng của thép = 7.85 T/m^3.

+ R: c- ờng độ tính toán của thép, R= 19000 T/m^2

+ a, b: đặc tr- ng trọng l- ợng tuỳ theo các loại kết cấu nhịp khác nhau.
Với nhịp giàn giản đơn l= 80 m thì lấy a = b = 4

+ α: hệ số xét đến trọng l- ợng của hệ liên kết giữa các dầm chủ; α=0.12

+ k_0: tải trọng t- ơng đ- ơng của tất cả các loại hoạt tải (ô tô HL93 và ng- ời).
k_0 = 3.318 T/m

Vậy ta có trọng l- ợng của giàn là:

$$g_d = \frac{1.75\times 4\times 3.318 + 41.25\times 5.5 + 0.94 + 0.91 + 0.11\times 4 + 1.5\times 3.675\times 80}{\frac{19000}{7.85} - 1.25\times 11 + 0.12\times 4\times 80} = 3.163 \text{ T/m}$$

- Trọng l- ợng của hệ liên kết là:

$$g_{lk} = 0.1 \text{ x } g_d = 0.1 \text{ x } 3.163 = 0.3163 \text{ T/m}$$

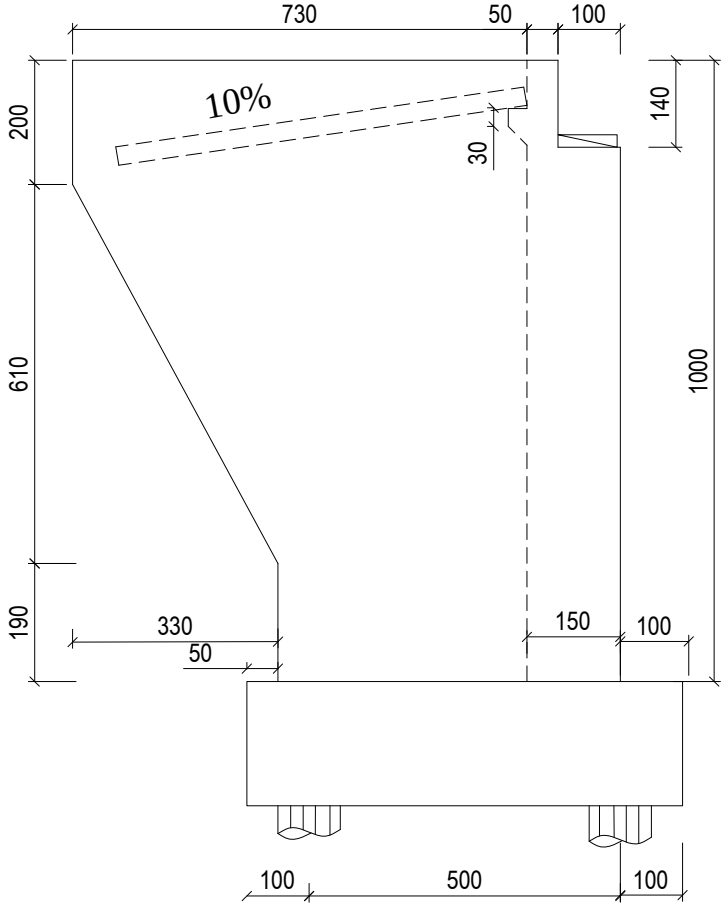
- Trọng l- ợng của 1 giàn chính là:

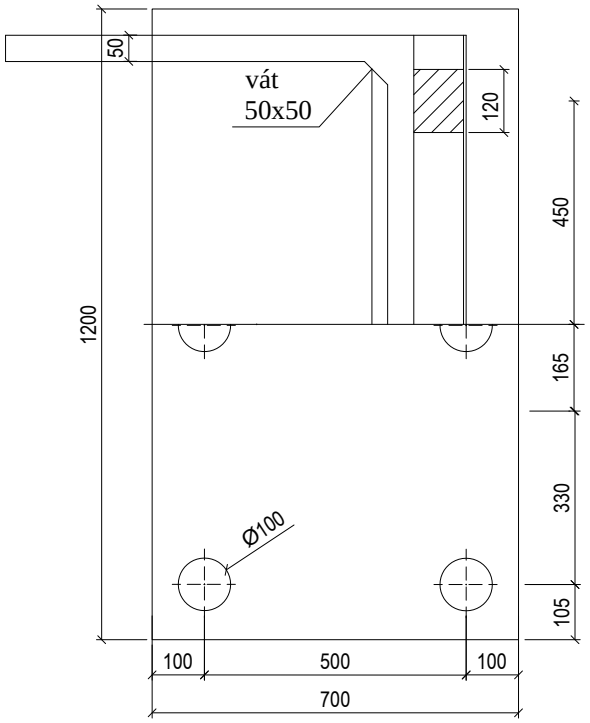
$$G_d = g_d + g_{lk} = 3.163 + 0.3163 = 3.4793 \text{ T/m}$$

2.2.3 Tính toán khối l- ợng móng mố và trụ cầu

2.2.3.1 Móng mố M1

- Khối l- ợng mố cầu





- Thể tích t- ờng cánh:

Chiều dày t- ờng cánh : d = 0,5 m

$$V_{tc} = 2.[7.3x2.0 + 4x1.9 + 6.1x(4+7.3)x0.5]x0.5 = 56.665\ m^3$$

- Thể tích thân mố:

$$V_{th} = 12x(1.4x0.5+8.6x1.5) = 163.2\ m^3$$

- Thể tích bệ mố:

$$V_b = 2.0 \times 12.0 \times 7.0 = 168\ m^3$$

- Thể tích đá tảng:

$$V_{dt} = 0.2 \times 0.5 \times 0.6 = 0.06\ m^3$$

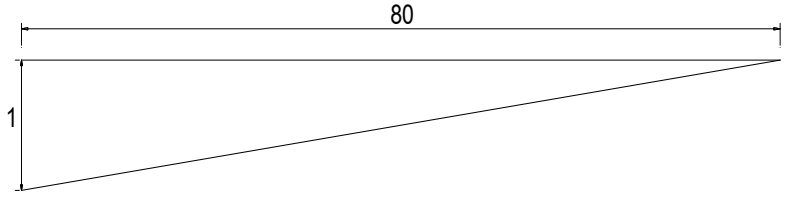
=> Khối l- ợng 01 mố cầu:

$$V_{mố} = 387.925\ m^3$$

$$G_{mố} = 387.925 \times 2.5 = 969.8125\ T$$

Xác định tải trọng tác dụng lên mố:

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



- Tĩnh tải:

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

= 969.8125 +(3.4793+ 5.5+ 0.11 + 0.91 + 0.25)x 0.5 x 80 = 1379.78 T

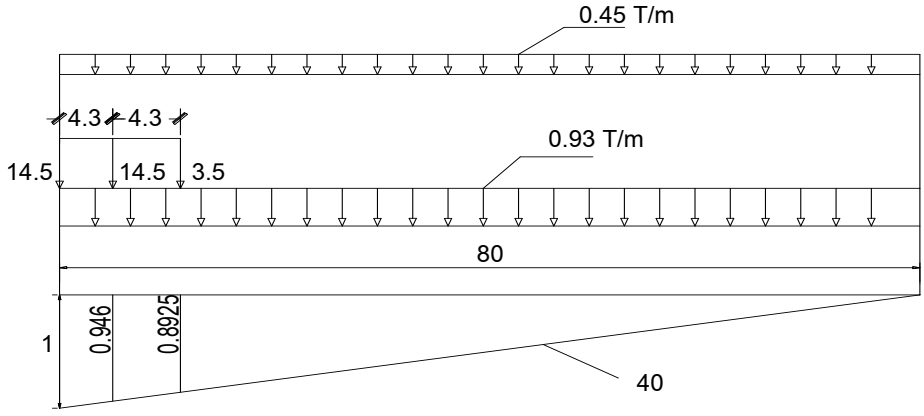
DW = $g_{lớpphủ}$ x ω =3.85 x 0.5 x 80=154 T

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

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

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

• Xét tổ hợp tải trọng A_1



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

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

$PL=2P_{ng-ời}$x ω

Trong đó

n : số làn xe n=2

m : hệ số làn xe m=1

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

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

ω:diện tích đ- ởng ảnh h- ởng

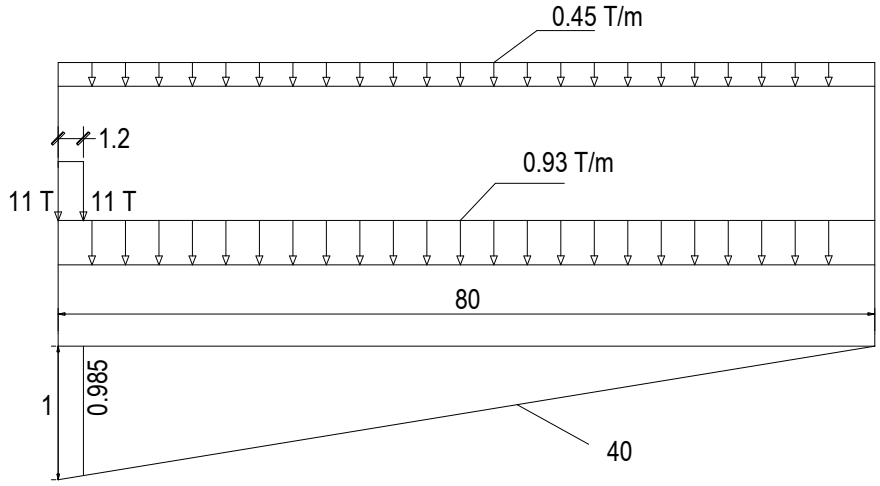
$W_{làn}$, $P_{ng-ời}$: tải trọng làn và tải trọng ng- ời

$W_{làn}$=0.93 T/m, $P_{ng-ời}$=0.45 T/m

$LL_{xetải+làn}=2\times1\times1\times(14.5\times1+14.5\times0.946+3.5\times0.8925)+2\times1\times0.93\times40=137.08$ T

PL=2x0.45x40 = 36 T

• Xét tổ hợp tải trọng A_2



$LL_{xe\ tải\ 2\ trục+làn} = 2\times1\times1\times(11\times1+11\times0.985)+2\times1\times0.93\times40 = 118.07$ T

PL=2x0.45x40 =36 T

Vậy tổ hợp HL đ- ợc chọn làm thiết kế

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

Nội lực	Nguyên nhân				Trạng thái giới hạn
	DC (γ_D=1.25)	DW (γ_W=1.5)	LL (γ_{LL}=1.75)	PL (γ_{PL}=1.75)	C- ờng độ I
P(T)	1379.18	154	137.08	36	2258.615

- Xác định sức chịu tải của cọc

➢ *Theo đất nền*

Chỉ tiêu lớp đất	Li (m)	Zi (m)	Ti (T/m^2)
Cát sỏi cuội	10.8	5.4	3.6
Cát hạt nhỏ	9	9.8	5.7
Sét dẻo mềm	10.5	15.7	9.8
Sét dẻo cứng			

Sức chịu tải của cọc khoan nhồi tính theo công thức:

$$P = k.\ m\ (\alpha_1 R_i F_b + U\ \Sigma\alpha_2\ T_i\ L_i)$$

Trong đó: m - hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất m = 1

k - Hệ số đồng nhất của đất k = 0,7

U – Chu vi tiết diện ngang cọc U = 3,14 m

T_i - C- ờng độ tính toán của lớp đất thứ i theo mặt xung quanh cọc

L_i – Chiều dày của lớp đất thứ i tiếp xúc với cọc (m)

α_1 - hệ số điều kiện làm việc của đất d- ới mũi cọc $\alpha_1 = 1$

R_i - C- ờng độ chịu tải của đất d- ới mũi cọc (dự kiến cọc dài 30m nên độ sâu chân cọc là 30 m) đất d- ới chân cọc là sét pha dẻo cứng B = 0,4

$\Rightarrow R_i = 340\ T/m^2$

α_2 - Hệ số điều kiện làm việc của đất ở mặt bên cọc phụ thuộc vào ph- ơng pháp tạo lỗ $\alpha_2 = 0,7$(tra bảng)

$\Rightarrow P_{dn}^c = 0,7.[1.340.\ 0,785 + 3,14.0,7(10.8x3.6+19.8x5.7+31.2*9.8)]=890.73\ T$

➢ *Theo vật liệu*

Cốt thép chịu lực và cốt thép cấu tạo cọc khoan nhồi đ- ợc bố trí nh- trong bản vẽ cốt thép cọc khoan nhồi.

Theo 5.7.4.4 – 22TCN272-05 : Đối với cấu kiện có cốt đai xoắn thì c- ờng độ chịu lực dọc trục tính toán xác định theo công thức :

$P_V = \phi.P_n$.

Với P_n = C- ờng độ chịu lực dọc trục danh định có hoặc không có uốn

Đối với cấu kiện có cốt đai xoắn tính theo công thức :

$P_n = 0.85.\{0.85.f_c'.(A_g - A_{st}) + f_y.A_{st}\}= 0,85.\{.0,85.\ f_c'.(A_g - A_{st}) + f_y.A_{st}\}$.

Trong đó :

ϕ = Hệ sức kháng quy định ở (5.5.4.2) có $\phi = 1$

f_c' , f_y : C- ờng độ quy định của bêtông và c- ờng độ chảy dẻo quy định của thép (MPa).

$f_c' = 30$ Mpa ; $f_y = 420Mpa$

A_g,A_{st} : Diện tích tiết diện nguyên của mặt cắt , của cốt thép dọc (mm^2).

Với vật liệu và kích th- ớc đã nói ở trên ta có:

$$P_V = 1\times 0,85\times(0,85\times 30\times \frac{3.14\times 1000^2}{4} + 420\times 16\times \frac{3.14\times 25^2}{4}) = 19817.32\times 10^3(N).$$

Hay P_V = 1981.732(T).

Từ các kết quả tính đ- ợc chọn sức chịu tải của cọc là [N] = min (P^{v}; P^{c}_{dn})= 980.73 (T)

- Xác định số l- ợng cọc trong mố:

Công thức tính toán:

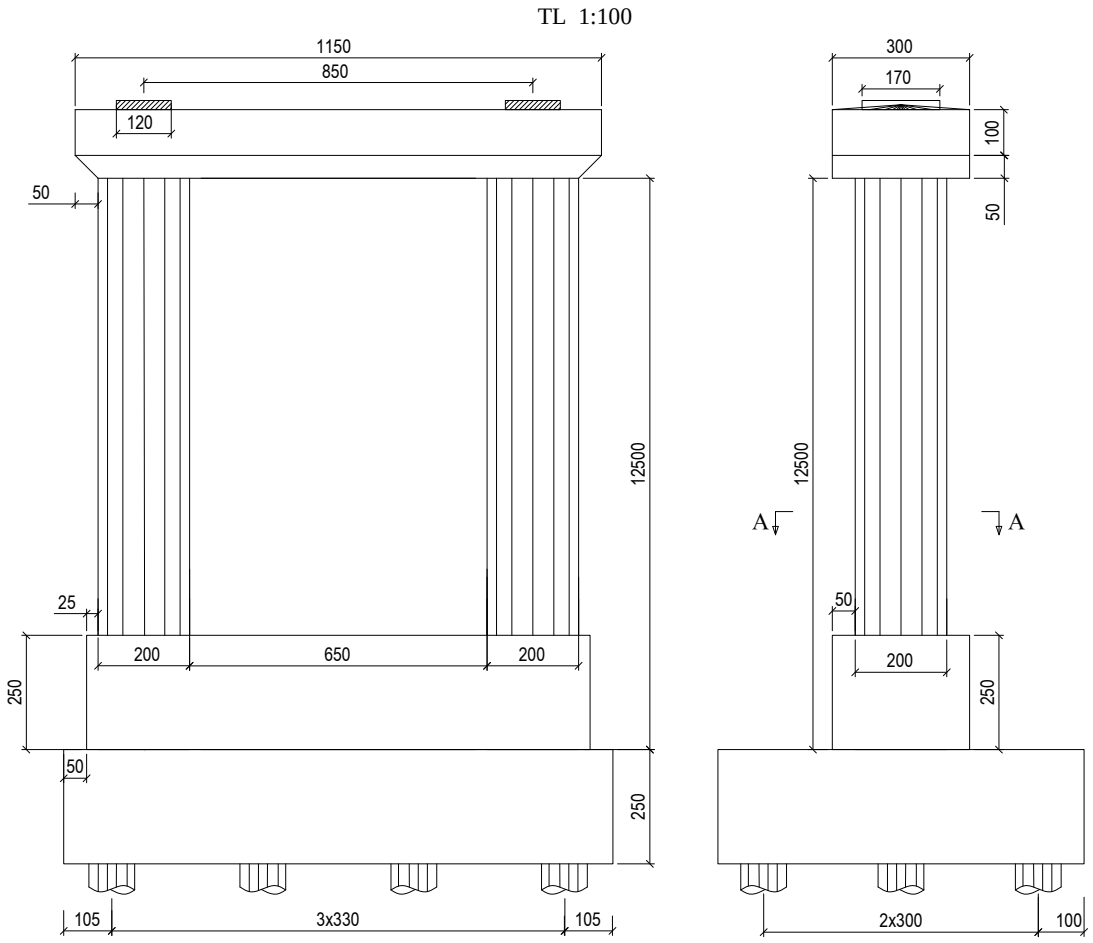
$$n = 2 \times \frac{P_m}{N_c} = 2 \times \frac{2258.615}{980.73} = 4.6 \text{ cọc}$$

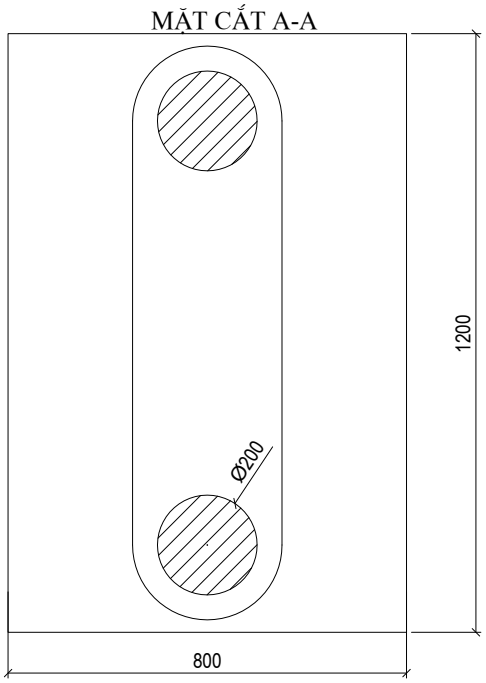
Vậy ta chọn số l- ợng cọc trong một mố là 6 cọc

2.2.3.2 Móng trụ cầu:

- Khối l- ợng trụ cầu:

Khối l- ợng bản thân trụ:

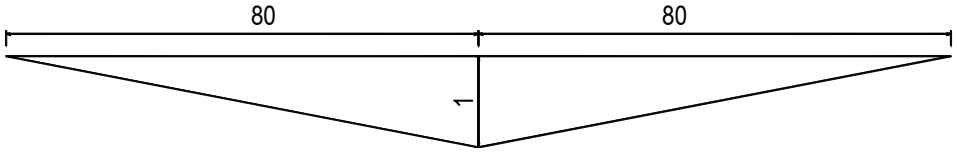




- Thể tích đỉnh trụ: $V_đ$= 11.5x3x1 = 34.5 m^3
- Thể tích thân trụ trên: V_{tht}= 2x3.14x$\frac{1^2}{4}\times 10.0$ = 15.7 m^3
- Thể tích thân trụ d- ới: $V_{thd} = 8\times 3+2\times 3.14\times 1.5^2 \times 2.5 = 95.325$ m^3
- Thể tích phần vút : $V_{vút} = 0.5\times 0.5\times\frac{1}{2}\times 11.5 = 1.4375$ m^3
- Thể tích bệ trụ: $V_{bệ}$= 8x12x2.5=240 m^3
- Thể tích đá tảng : V_{dt} = 0.2 x 0.5 x 0.6 = 0.06 m^3
- Tổng thể tích trụ: $V_{trụ}$= 34.5+15.7+95.325+240-1.4375=384.0875 m^3
- Khối l- ợng trụ: $G_{trụ}$= 384.0875 x 2.5 = 960.2 T

-Xác định tải trọng tác dụng lên trụ:

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



- Tĩnh tải:

$$DC = P_{trụ}+(2xg_{gian}+g_{bmc}+g_{lan\ can}+g_{\ dệ\ mc}+g_{gờ\ chắn})\ x\ \omega$$

$$= 960.2+2x(2x3.4793 + 5.5+ 0.11 + 0.91 + 0.25)x\ 0.5\ x\ 160 = 3516.57\ T$$

$DW = g_{lớpphủ}$ x ω =2 x 3.85 x 0.5 x 160=616 T

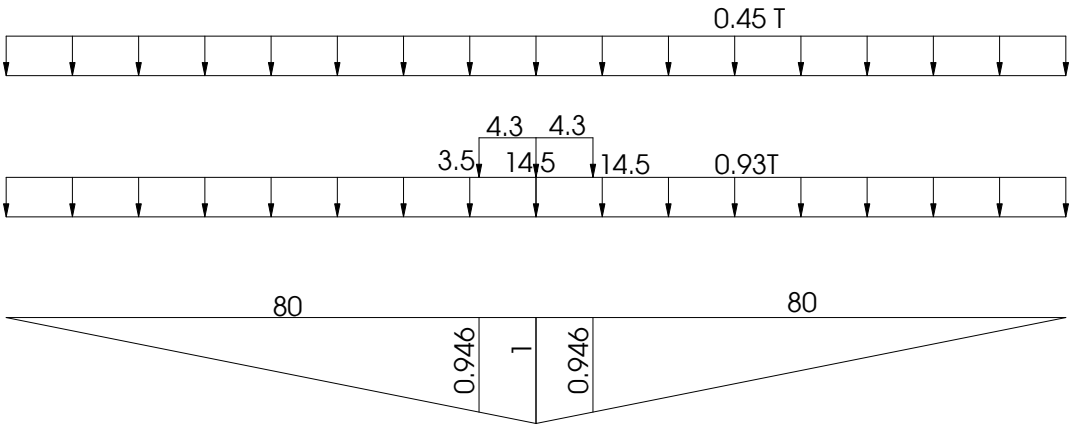
- Hoạt tải: xét 3 tổ hợp tải trọng tác dụng lên trụ nh- sau

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

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

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

• Xét tổ hợp tải trọng A_1



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

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

$PL=2P_{ng-ời}$x ω

Trong đó

n : số làn xe n=2

m : hệ số làn xe m=1

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

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

ω:diện tích đ- ờng ảnh h- ởng

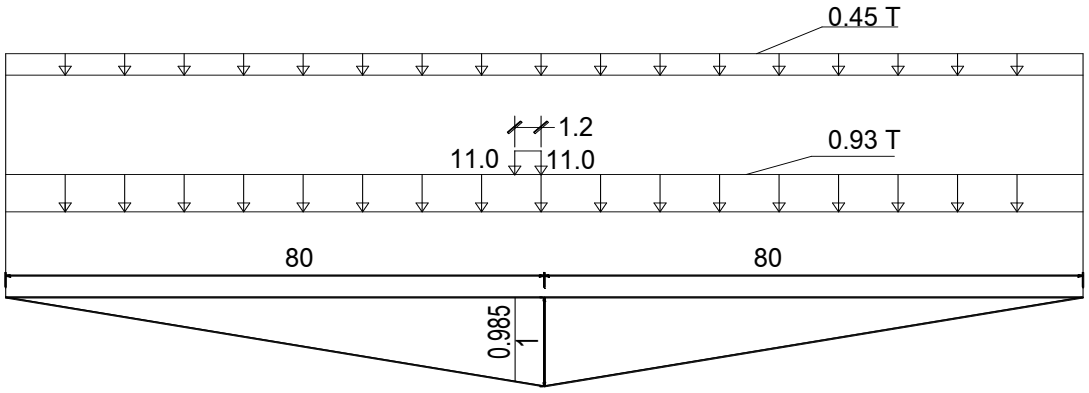
$W_{làn}$, $P_{ng-ời}$: tải trọng làn và tải trọng ng- ời

$W_{làn}$=0.93 T/m, $P_{ng-ời}$=0.45 T/m

$LL_{xetải+làni}=2\times1\times1\times(14.5\times1+14.5\times0.946+3.5\times0.946)+2\times1\times0.93\times80$=211.856 T

PL=2x0.45x80 = 72 T

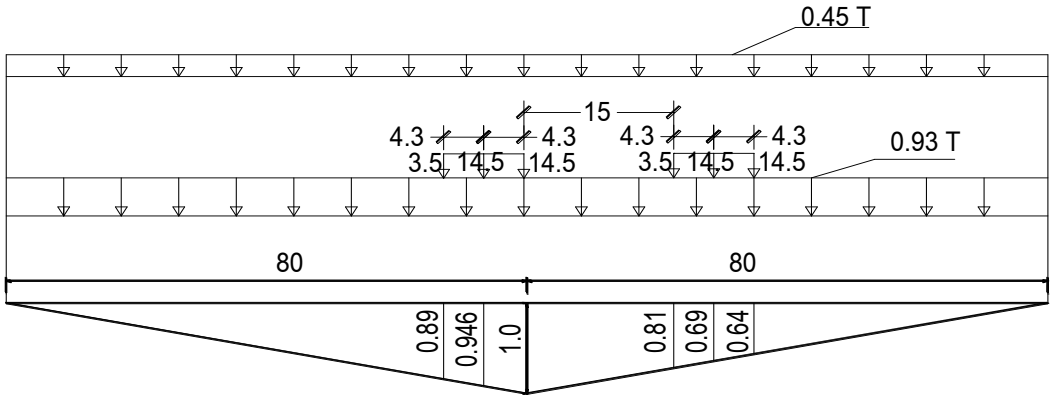
• Xét tổ hợp tải trọng A_2



$LL_{xe\ tải\ 2\ trục+làn} = 2\times1\times1\times(11\times1+11\times0.985)+2\times1\times0.93\times80 = 192.47$ T

PL=2x0.45x80=72 T

• Xét tổ hợp tải trọng A_3



LL = $2\times1\times1\times(14.5\times1+14.5\times0.946+3.5\times0.89+14.5\times0.64+14.5\times0.69+3.5\times0.81)+2\times1\times0.93\times80$

= 306.734 T

LL_{A3} = 0.9 x LL = 0.9 x 306.734 = 276.06 T

PL=2x0.45x80 =72 T

Vậy tổ hợp HL đ- ợc chọn làm thiết kế

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

Nội lực	Nguyên nhân				Trạng thái giới hạn
	DC (γ_D=1.25)	DW (γ_W=1.5)	LL (γ_{LL}=1.75)	PL (γ_{PL}=1.75)	C- ờng độ I
P(T)	3516.57	616	306.734	72	5981.497

- Xác định sức chịu tải của cọc:

➢ *Theo đất nền*

Chỉ tiêu lớp đất	Li (m)	Zi (m)	Ti (T/m^2)

Cát sỏi cuội	8.5	4.2	3.6
Cát hạt nhỏ	9	8.8	5.7
Sét dẻo mềm	11	14	9.8
Sét dẻo cứng	6.5	17.5	10

Sức chịu tải của cọc khoan nhồi tính theo công thức:

$$P = k.\ m\ (\alpha_1 R_i F_b + U\ \Sigma\alpha_2\ T_i\ L_i)$$

Trong đó: m - hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất m = 1

k - Hệ số đồng nhất của đất k = 0,7

U – Chu vi tiết diện ngang cọc U = 3,14 m

T_i - C- ờng độ tính toán của lớp đất thứ i theo mặt xung quanh cọc

L_i – Chiều dày của lớp đất thứ i tiếp xúc với cọc (m)

α_1 - hệ số điều kiện làm việc của đất d- ới mũi cọc $\alpha_1 = 1$

R_i - C- ờng độ chịu tải của đất d- ới mũi cọc (dự kiến cọc dài 35m nên độ sâu chân cọc là 30 m) đất d- ới chân cọc là sét pha dẻo cứng B = 0,4

$\Rightarrow R_i = 350\ T/m^2$

α_2 - Hệ số điều kiện làm việc của đất ở mặt bên cọc phụ thuộc vào ph- ơng pháp tạo lỗ $\alpha_2 = 0,7$(tra bảng)

$\Rightarrow P_{dn}^{c} = 0,7.[1.350.\ 0,785 + 3,14.0,7(8.5x3.6+17.5x5.7+28x9.8+6.5x10)]=915.08$ T

- *Theo vật liệu*

Cốt thép chịu lực và cốt thép cấu tạo cọc khoan nhồi đ- ợc bố trí nh- trong bản vẽ cốt thép cọc khoan nhồi.

Theo 5.7.4.4 – 22TCN272-05 : Đối với cấu kiện có cốt đai xoắn thì c- ờng độ chịu lực dọc trục tính toán xác định theo công thức :

$$P_V = \phi.P_n\ .$$

Với P_n = C- ờng độ chịu lực dọc trục danh định có hoặc không có uốn

Đối với cấu kiện có cốt đai xoắn tính theo công thức :

$P_n = 0.85.\{0.85.f_c'.(A_g - A_{st}) + f_y.A_{st}\} = 0,85.\{.0,85.\ f_c'.(A_g - A_{st}) + f_y.A_{st}\}$.

Trong đó :

ϕ = Hệ sức kháng quy định ở (5.5.4.2) có $\phi = 1$

f_c' , f_y : C- ờng độ quy định của bêtông và c- ờng độ chảy dẻo quy định của thép (MPa).

$f_c' = 30$ Mpa ; $f_y = 420Mpa$

A_g,A_{st} : Diện tích tiết diện nguyên của mặt cắt , của cốt thép dọc (mm^2).

Với vật liệu và kích th- ớc đã nói ở trên ta có:

$$P_V = 1 \times 0,85 \times (0,85 \times 30 \times \frac{3.14 \times 1000^2}{4} + 420 \times 16 \times \frac{3.14 \times 25^2}{4}) =$$

19817.32×10^3(N).

Hay $P_V = 1981.732$(T).

Từ các kết quả tính đ- ợc chọn sức chịu tải của cọc là [N] = min (P^v; P_{dn}^c)= 915.08 (T)

- Xác định số l- ợng cọc trong trụ T3:

Công thức tính toán:

$$n = 1.5 \times \frac{P_m}{N_c} = 1.5 \times \frac{5981.497}{915.08} = 9.8 \text{ cọc}$$

Vậy ta chọn số l- ợng cọc trong một mố là 12 cọc.

2.3.Biện pháp thi công ph- ơng án cầu giàn thép:

3.3.Thi công mố cầu

B- ớc 1 : San ủi mặt bằng, định vị tim mố.

B- ớc 2 : Định vị cọc và thi công cọc khoan nhồi :

- Xác định vị trí tim các cọc tại móng mố
- Dựng giá khoan Leffer hạ ống vách thi công cọc khoan nhồi
- Lắp đặt hệ thống cung cấp dung dịch Bentonite, hệ thống bơm thải vữa mùn khi khoan cọc
- Dùng máy khoan tiến hành khoan cọc
- Hạ lồng côt thép, đổ bê tông cọc

B- ớc 3 : Đào đất hố móng

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

B- ớc 4: Thi công bệ mố, thân mố, t- ờng đầu

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

B- ớc 5 : Hoàn thiện mố

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

3.4Thi công trụ

B- ớc 1 : Xác định chính xác vị trí tim cọc khoan nhồi

- Xây dựng hệ thống cọc định vị, xác định chính xác vi trí tim cọc, tim trụ tháp
- Dựng giá khoan Leffer hạ ống vách thi công cọc khoan nhồi

B- ớc 2 : Thi công cọc khoan nhồi

- Lắp đặt hệ thống cung cấp dung dịch Bentonite, hệ thống bơm thải vữa mùn khi khoan cọc
- Dùng máy khoan tiến hành khoan cọc
- Hạ lồng côt thép, đổ bê tông cọc

B- ớc 3 : Thi công vòng vây cọc ván

- Định vị khu vực đóng vòng vây cọc ván
- Lắp dựng vành đai trong và ngoài
- Sỏ và đóng cọc đến độ sâu thiết kế
- Lắp đặt máy bơm xói hút trên hệ nổi, xói hút đất trong hố móng đến độ sâu thiết kế

B- ớc 4 : Thi công bệ móng

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

B- ớc 5: Thi công thân trụ

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

B- ớc 6: Hoàn thiện trụ

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

3.3.Thi công kết cấu nhịp

B- ớc 1 : Giai đoạn chuẩn bị

Tập kết vật t- phục vụ thi công

Lắp dựng hệ đà giáo, tru tạm phục vụ thi công nhịp gần bờ

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

Lắp 4 khoang đầu tiên trên dàn giáo làm đối trọng

Dùng hệ cáp neo kết cấu vào mố

Chêm, chèn chặt các gối di động

Dùng cẩu chân cứng lắp hẫng các khoang còn lại của nhịp. Các thanh dàn đ- ợc chở ra vị trí lắp hẫng bằng hệ ray

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

Dùng hệ cáp neo kết cấu vào trụ

Chêm, chèn chặt các gối di động trên các trụ

Dùng các thanh liên kết tạm để kiên tục hoá các nhịp khi thi công

Dùng cẩu chân cứng lắp hẫng các khoang còn lại của nhịp.

B- ớc 4 : Hợp long nhịp giữa

B- ớc 5 : Hoàn thiện cầu

Tháo bỏ các thanh liên tục hoá kết cấu nhịp

Tháo bỏ các nêm chèn các gối di động, các chi tiết neo kết cấu vào mố trụ

Thi công lớp phủ mặt cầu

Thi công lan can, hệ thống thoát n- ớc, lan can ng- ời đi bộ

Thi công 20m đ- ờng 2 đầu mố

Hoàn thiện toàn cầu, thu dọn công tr- ờng, thanh thải lòng sông

4. Lập tổng mức đầu t-

Bảng thông kê vật liệu ph- ơng án cầu giàn thép

TT	Hạng mục	Đơn vị	Khối l- - ợng	Đơn giá (đ)	Thành tiền (đ)
	Tổng mức đầu t-	đ	(A+B+C+ D)		**115,819,597,432**
	Đơn giá trên 1m^2 mặt cầu	đ			**32,903,295**
A	Giá trị dự toán xây lắp	đ	AI+AII		*97,738,056,905*
AI	Giá trị dự toán xây lắp chính	đ	I+II+III		84,989,614,700
I	***Kết cấu phần trên***	đ			58,876,547,000
1	Khối l- ợng bê tông thép dàn	m^3	704	8,000,000	5,632,000,000
2	Bêtông át phan mặt cầu	m^3	1232	1,300,000	1,601,600,000
3	Thép làm lan can	m^3	34.1	10,000,000	341,000,000
4	Bêtông gờ chắn	m^3	965	8,000,000	7,720,000,000
5	Cốt thép gờ chắn	T	8.159	8,000,000	65,272,000
6	Khối l- ợng thép dàn	T	1386.94	30,000,000	41,608,200,000
7	Gối dầm thép	Bộ	10	140,000,000	1,400,000,000
8	Khe co giãn	khe	6	18,000,000	108,000,000
9	Lớp phòng n- ớc	m^2	3255	85,000	276,675,000
10	Ống thoát n- ớc	ống	32	150,000	4,800,000
11	Đèn chiếu sáng	Cột	14	8,500,000	119,000,000
II	***Kết cấu phần d- ới***	đ			25,969,067,700
1	Bêtông mố x2	m^3	969.8125	1,200,000	2,327,550,000
2	Bêtông trụ x3	m^3	960.2	1,200,000	3,456,720,000
3	Cốt thép mố x2	T	45.75	8,000,000	732,000,000
4	Cốt thép trụ x3	T	116.897	8,000,000	2,805,528,000
5	Cọc khoan nhồi D = 1.0m	m	1560	8,500,000	13,260,000,000
6	Công trình phụ trợ	%	15	(1+2+3+4)	3,387,269,700
III	***Đ- ờng hai đầu cầu***				144,000,000
1	Đắp đất	m^3	1800	30,000	54,000,000

2	Móng + mặt đ- ờng	m^2	600	150,000	90,000,000
AII	Giá trị xây lắp khác	%	15	AI	12,748,442,205
B	Chi phí khác	%	10	A	*9,773,805,691*
C	Tr- ợt giá	%	3	A	*2,932,141,707*
D	Dự phòng	%	5	A+B	*5,375,593,130*

CH- ƠNG III:

SO SÁNH CÁC PH- ƠNG ÁN VÀ LỰA CHỌN

I- Ph- ơng án cầu liên tục và dầm dẫn

1.1 □ u điểm

- ✓ Công nghệ thi công hiện đại phù hợp với công nghệ thi công hiện nay, không ảnh h- ởng và phụ thuộc vào địa hình, điều kiện thông thuyền.
- ✓ Không cần mặt bằng thi công rộng do đúc hẫng tại chỗ
- ✓ Đã đ- ợc đúc rút kinh nghiệm qua nhiều cầu lớn liên tục thi công tr- ớc nên cán bộ, công nhân có nhiều kinh nghiệm và trình độ thực tiễn cao.
- ✓ Hình dạng đẹp, phù hợp với cảnh quan, kiến trúc.
- ✓ Giá thành xây dựng thấp nhất trong 3 ph- ơng án đ- ợc đ- a ra so sánh

1.2 Nh- ợc điểm

- ✓ Dùng vật liệu bêtông nên trọng l- ợng bản thân lớn.
- ✓ Khi v- ợt nhịp lớn chiều cao kiến trúc cao, chiều cao đắp đất lớn
- ✓ Có nhiều khe khe co giãn, đ- ờng đàn hồi không liên tục dẫn tới xe chạy không êm thuận (do có nhiều nhịp là nhịp đơn giản)

II- Ph- ơng án cầu giàn thép

2.1 □ u điểm

- ✓ Tiến độ thi công nhanh do khối l- ợng công x- ởng hoá nhiều.
- ✓ Kết cấu cầu và công nghệ thi công hiện đại phù hợp với công nghệ thi công hiện nay, không ảnh h- ởng và phụ thuộc vào địa hình, điều kiện thông thuyền.
- ✓ Giá thành xây dựng t- ơng đối thấp.
- ✓ Không cần mặt bằng thi công rộng do đúc nửa hẫng tại chỗ.

2.2 Nh- ợc điểm

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

III- Lựa chọn ph- ơng án và kiến nghị

PA	Thông thuyền	Khổ cầu	Sơ đồ cầu	$\sum L_0$ (m)	Nhịp chính	Nhịp dẫn
1	50x7	8+2x1.5	2x33+(56+80+56)+2x33	310	dầm hộp đúc hẫng	Dầm I
2	50x7	8+2x1.5	4 x 80	310	Cầu giàn thép	

Qua so sánh, phân tích - u, nh- ợc điểm, chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật của các ph- ơng án. Xét năng lực, trình độ công nghệ, khả năng vật t- thiết bị của các đơn vị xây lắp trong n- ớc, nhằm nâng cao trình độ, tiếp cận với công nghệ thiết kế và thi công tiên tiến, đáp ứng cả hiện tại và t- ơng lai phát triển của khu kinh tế.

Dựa trên nhiệm vụ của đồ án tốt nghiệp.

Kiến nghị: Xây dựng cầu theo ph- ơng án cầu liên tục với các nội dung sau

- Vị trí xây dựng

Lý trình: Km 0+15 đến Km 0+339

- Qui mô và tiêu chuẩn

- ✓ Cầu vĩnh cửu bằng BTCT ƯST và BTCT th- ờng
- ✓ Khổ thông thuyền ứng với sông cấp II là: B = 60 m, H = 9 m
- ✓ Khổ cầu: B= 7,5 +2x1,5 m
- ✓ Tải trọng: xe HL93 và ng- ời 300 kg/cm^2
- ✓ Tần suất lũ thiết kế: P=1%
- ✓ Quy phạm thiết kế: Quy trình thiết kế cầu cống theo trạng thái giới hạn 22TCN-272.05 của Bộ GTVT

- Tiến độ thi công

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

- Kinh phí xây dựng

Theo kết quả tính toán trong phần tính tổng mức đầu t- ta dự kiến kinh phí xây dựng cầu Xuân Sơn theo ph- ơng án kiến nghị vào khoảng …. đồng

- Nguồn vốn

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

PHẦN II

THIẾT KẾ KỸ THUẬT

****

CH- ƠNG I:

THIẾT KẾ BẢN MẶT CẦU

I. Tính chất vật liệu và tải trọng thiết kế

1.1 .Vật liệu

1.1.1. bê tông A

Bê tông th- ờng có tỷ trọng ..... $\gamma_c = 2400 kg/m^3$

Hệ số giãn nở nhiệt của bê tông tỷ trọng th- ờng .....$10.8x10^{-6}$ (5.4.2.2)

Hệ số Poisson ..... …. 0.2 (5.4.2.5)

Mô đun đàn hồi của bê tông tỷ trọng th- ờng lấy nh- sau:

$E_c = 0.043\gamma_c^{1.5}\sqrt{f_c'} = 35750$ (5.4.2.4)

Trong đó:

γ_c = tỷ trọng của bê tông (kg/m^3)

f'_c = C- ờng độ qui định của bê tông (MPa)

C- ờng độ chịu nén của bê tông dầm hộp, nhịp cầu dầm, qui định ở tuổi 28 ngày là:

$$f'_c = 50Mpa$$

C- ờng độ chịu nén của bê tông làm trụ cầu dẫn, trụ chính, mố bản quá độ, sau 28ngày:

$$f'_c = 30Mpa$$

C- ờng độ chịu kéo khi uốn của bê tông tỷ trọng th- ờng $f_r = 0.63\sqrt{f'_c}$ (5.4.2.6)

Đối với các ứng suất tạm thời tr- ớc mất mát (5.9.4.1)

Giới hạn ứng suất nén của cấu kiện bê tông căng sau,bao gồm các cầu XD phân đoạn: $0.60f'_{ci}$

Giới hạn ứng suất kéo của bê tông : $0.50\sqrt{f'_{ci}}$

Trong đó:

f'_{ci} = c- ờng độ nén qui định của bê tông lúc thi công hoặc tạo - ST (MPa)

$f'_{ci} = 0.9 \times f'_c = 0.9 \times 50 = 45$ MPa

Đối với các ứng suất ở trạng thái giới hạn sử dụng sau các mất mát (5.9.4.2)

Giới hạn ứng suất nén của bê tông - ST ở TTGHSD sau mất mát : $0.45f'_c$ (MPa)

Giới hạn ứng suất kéo của bê tông : $0.50\sqrt{f'_c}$ (cầu xây dựng phân đoạn)

Tỷ số giữa chiều cao vùng chịu nén có ứng suất phân bố đều t- ơng đ- ơng đ- ợc giả định ở trạng thái GH c- ờng độ trên chiều cao vùng nén thực (5.7.2.2) là:

$$\beta_1 = 0.80 - 0.05\frac{(f'_c - 28)}{7}$$

Độ ẩm trung bình hàng năm: H = 80%

1.1.2. Thép th□ờng (A5.5.3)

Thép sử dụng là cốt thép có gai

Mô đun đàn hồi của thép th- ờng: E_s = 200000Mpa

Giới hạn chảy của cốt thép : f_y = 400 Mpa

1.2. Tải trọng thiết kế

Hoạt tải thiết kế (3.6.1.2)

Hoạt tải xe ôtô trên mặt cầu hay kết cấu phụ trợ đ- ợc đặt tên là HL-93 sẽ bao gồm một tổ hợp của:

Xe tải thiết kế hoặc xe hai trục thiết kế

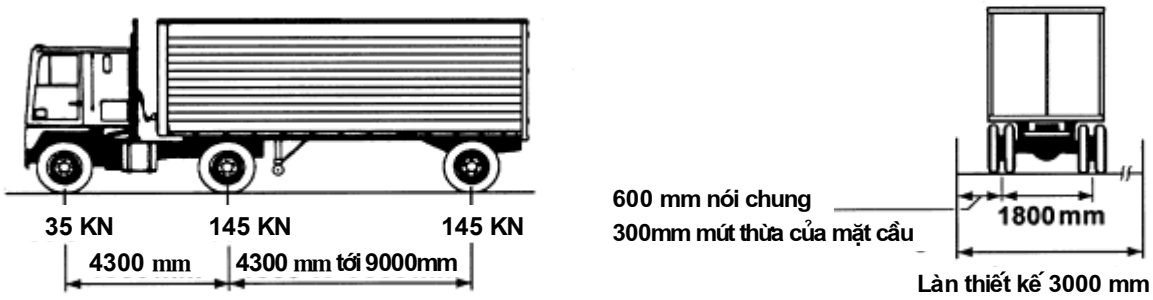
Tải trọng làn thiết kế

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

1.2.1. Xe tải thiết kế

Trọng l- ợng và khoảng cách các trục và bánh xe của tải thiết kế phải lấy theo hình d- ới, lực xung kích lấy theo điều 3.6.2.

Trừ quy định trong điều 3.6.1.3.1 và 3.6.1.4.1 cự ly giữa hai trục 145.KN phải thay đổi giữa 4300 và 9000mm để gây ra hiệu ứng lực lớn nhất.



1.2.2. Xe hai trục thiết kế

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

1.2.3.Tải trọng làn thiết kế

Tải trọng làn thiết kế gồm tải trọng 9,3KN/m phân bố đều theo chiều dọc. Theo chiều ngang cầu đ- ợc giả thiết phân bố đều trên chiều rộng 3000mm. Hiệu ứng lực của tải trọng làn thiết kế không xét lực xung kích.

II. Tính toán bản mặt cầu dầm dẫn

2.1.Ph- ơng pháp tính toán nội lực bản mặt cầu.

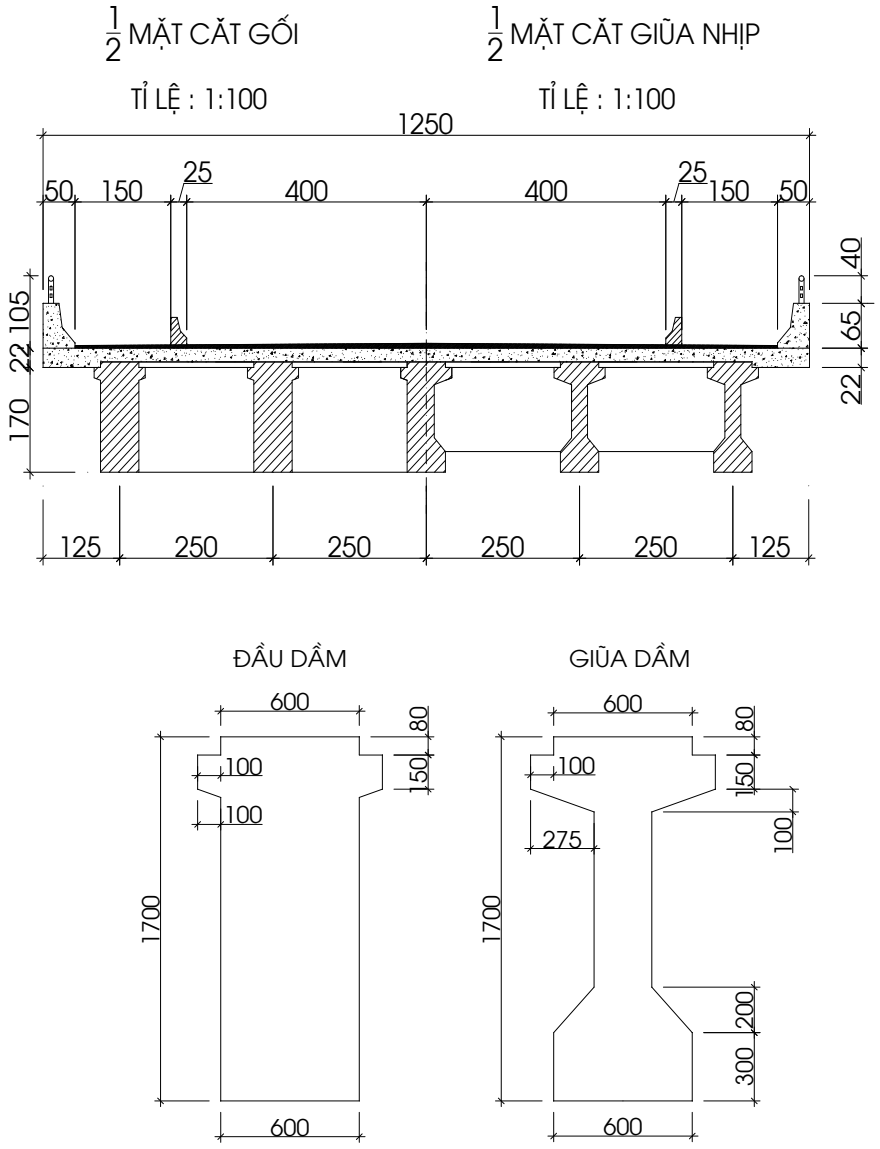
-áp dụng ph- ơng pháp tính toán gần đúng theo TCN 4.6.2(điều 4.6.2 của 22TCN272-05) . Mặt cầu có thể phân tích nh- một dầm liên tục trên các gối là các dầm.

2.2. Xác định nội lực bản mặt cầu

- ***Sơ đồ tính và vị trí tính nội lực:***

Bản mặt cầu làm việc theo hai giai đoạn.

- Giai đoạn một : Khi ch- a đông cứng, bản chỉ chịu tác dụng bản thân Cốt thép + bêtong t- ơi của bản và dầm ngang
- Giai đoạn hai : Sau khi đông cứng, bản làm việc nh- dải liên tục kê trên gối cứng tại vị trí của các dầm chủ.



a-Tính toán bản hẫng :

-Xác định chiều dày bản mặt cầu:

Chiều dày bản tối thiểu theo AASHTO là 175(mm)

Với dầm đơn giản :

$$H_{min}=\frac{1.2(S+3000)}{30}=\frac{1.2(2500+3000)}{30}=220(mm)>175(mm)$$

Chọn h_s = 220(mm) làm chiều dày chiu lực của bản mặt cầu,cộng thêm 15(mm) hao mòn ,trọng l- ợng bản khi tính là 235(mm).

1 -Trọng l- ợng bản mặt cầu :

$W_s=H_b \times \gamma_c = 235 \times 2.4x10^{-5} = 564 \times 10^{-5}$ N/mm

2-Trọng l- ợng lớp phủ:

-Lớp phủ mặt cầu :

+ Bê tông Asphalt dày 5cm trọng,l- ợng riêng là 22,5 KN/m^3.

+ Bê tông bảo vệ dày 3cm trọng,l- ợng riêng là 24 KN/m^3.

+ Lớp phòng n- ớc Raccon#7(không tính)

+ Lớp tạo phẳng dày 3 cm,trọng l- ợng riêng là 24 KN/m^3.

Tên lớp	Bề dày (m)	TL riêng (KN/m^3)	Khối l- ợng (KN/m^2)
BT Asfalt	0,05	22,5	1,12
BT bảo vệ	0,03	24	0,72
Lớp tạo phẳng	0,03	24	0,72

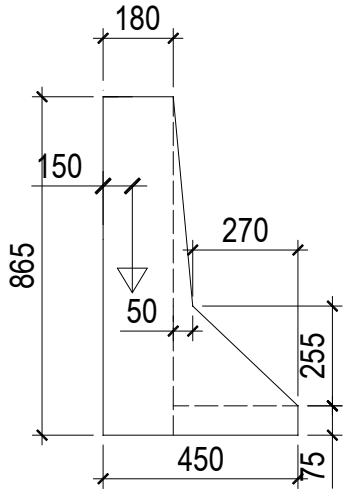
$\Rightarrow$ Tĩnh tải rải đều của lớp phủ tính cho 1mm cầu là:

$$W_{DW} = 1{,}12 + 0{,}72 + 0{,}72 = 2{,}56(\text{KN/m})$$

3 -Trọng l- ợng lan can :

$P_b=[(865x180+(450-180)x75+50x255+535x50/2+(450-230)x255/2)] \times 2.4x10^{-5}$

= 5.75 N/mm



cấu tạo lan can

1- Nội lực do tĩnh tải

(Nội lực tính cho dải bản ngang có chiều rộng là 1 mm)

a - Nội lực do bản mặt cầu W_s :

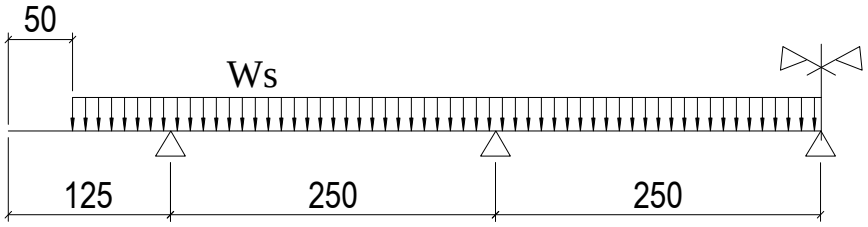
Sơ đồ:

S = 2500 mm, h = 220 mm, $W_s = 564x10^{-5} N/mm$)

Momen d- ơng và âm tại giữa nhịp và gối của dầm liên tục có thể lấy:

$$M = \pm \frac{w_s S^2}{12} = \pm \frac{(5.64\times10^{-3})(2500)^2}{12} = \pm 2937.5 \text{ N.mm}$$

Việc xếp tĩnh tải do bản mặt cầu thể hiện nh- bản vẽ:



đối với tải trọng phân bố đều,các diện tích trong bảng nhân với S để tính lực cắt và S^2 để tính mômen

R_{200} = W_S xdiện tích thực không có đoạn hẫng xS

$=5.64x10^{-3}(0.3928)2500=5.5385$ (N/mm)

M_{204} =W_s x diện tích thực không có đoạn hẫngxS^2

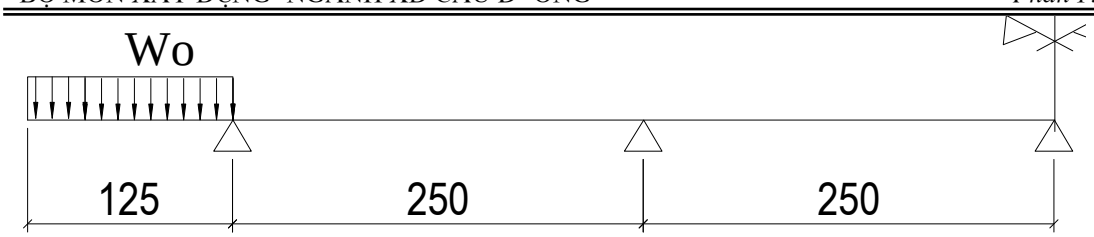
$=5.64x10^{-3}(0.0772).2500^2= 2721.3$ (N.mm/mm)

M_{300} = W_s xdiện tích thực không có đoạn hẫngxS^2

$= 5.64x10^{-3}(-0.1071)2500^2 = -3775.275$ (N.mm/mm)

b)Do bản hẫng

Các tham số h_0 =220(mm),W_0 =$5.64x10^{-3}$ (N/mm^2) và L=1250(mm).Việc đặt tĩnh tải lên bản hẫng thể hiện trên hình .W_0 =$5.64x10^{-3}$



Theo bảng A1 phản lực của dầm I ngoài và momen là:

R_{200} =W_0x(diện tích DAH doạn hẫng) L

=5.64x10^{-3}(1+0.635$\frac{125}{250}$)1250 = 9.288 (N/mm)

M_{200}=-W_0x(diện tích DAH doạn hẫng) L^2

=5.64x10^{-3}(-0.5).1250^2 = -4406.25 (N.mm/mm)

M_{204}=W_0(diện tích ĐAHđoạn hẫng) L^2

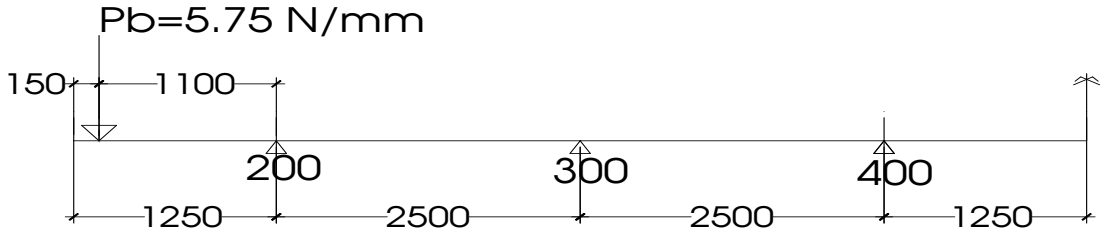
=5.64x10^{-3}(-0.2460)1250^2= - 2167.875(N.mm/mm)

M_{300}=W_0(diện tích ĐAH đoạn hẫng)L^2

=5.64x10^{-3}(0.135) 1250^2= 1189.687(N.mm/mm)

c)Do lan can

Tải trọng lan can coi nh- một lực tập trung có giá trị $P_b = 5.75N/mm$ đặt tại trọng tâm của lan can. Xếp tải lên đah để tìm tung độ đah t- ơng ứng. Tra bảng với: $L_1 = 1250 - 150 = 1100mm$.



R_{200} = P_b x (tung độ đah)

$\Rightarrow R_{200}$ = P_b(1+1.270L_1/S)

=575000x10^{-5}x(1+1.127x1100/2500)= 8.6 N/mm

M_{200} = P_b x (tung độ đah)x L_1

$\Rightarrow M_{200\text{-}b}$ =P_b(-1xL_1)

$=575000x10^{-5}x(-1x1100)= -6325$ N mm/mm

$M_{204} = P_b$ x (tung độ đah)x L_1

$\Rightarrow M_{204} = P_b(-0.4920xL_1)$

$=575000x10^{-5}x(-0.4920x1100)= -3111.9$ mm/mm

$M_{300} = P_b$ x (tung độ đah)x L_1

$\Rightarrow M_{300} = P_b(0.27xL_1)$

$=575000x10^{-5}x(0.27x1100)= 1707.75$ N mm/mm

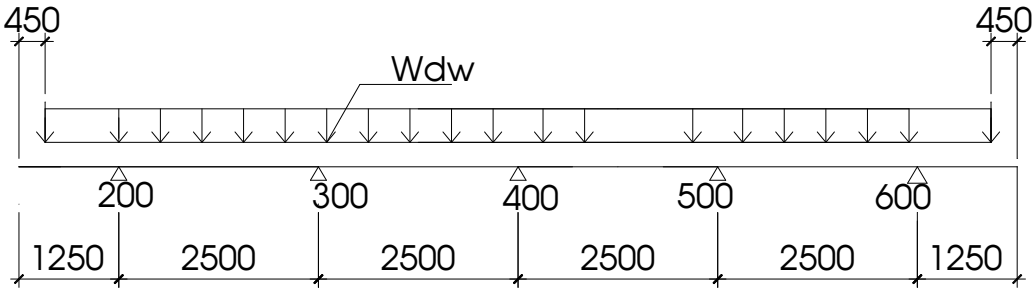
Nội lực tính cho dải bản trong(nằm giữa 2 s- ờn dầm)

d) Nội lực do lớp phủ W_{DW}

Sơ đồ :

$W_{DW} = 168.75 \times 10^{-5} N/mm^2$

Dùng bảng tra với : $L_2 = 1250 - 450 = 800mm$.



R_{200} = W_{DW}((diện tích đah đoạn hẫng)L_2+(Diện tích đah không hẫng)S)

$\Rightarrow$ **R_{200}** = W_{DW} ((1+0.635x$\frac{L_2}{S}$)x L_2+0.3928xS)

= $168.75x10^{-5}$x[(1+0.635x800/2500)x800+0.392x2500] = 3.278

M_{200} = W_{DW}((diện tích đah đoạn hẫng)x L_2^2

$\Rightarrow$**$M_{200\text{-}DW}$** = W_{DW}(-0.5) x L_2^2

= $168.75x10^{-5}x(-0.5)x800^2$= - 540 N mm/mm

M_{204} = W_{DW} x[(diện tích đah đoạn hẫng)x L_2^2+(diện tích đah không hẫng)x S^2]

$\Rightarrow$**M_{204}** = W_{DW}[(-0.246)x L_2^2+(0.0772)x S^2)

$= 168.75x10^{-5}x[(-0.246)x800^2+(0.0772)x2500^2]=548.54$ N mm/mm

$M_{300} = W_{DW}x[(\text{diện tích đah đoạn hẫng})x\, L_2^2+(\text{diện tích đah không hẫng})x\, S^2]$

$\Rightarrow \mathbf{M_{300}} = W_{DW}x[(0.135)x\, L_2^2+(-0.1071)x\, S^2)$

$= 168.75x10^{-5}x[(0.135)x800^2+(-0.1071)x2500^2] = -983.77$ N mm/mm

2. Xác định nội lực do hoạt tải :

2.1 Mômen d- ơng lớn nhất do hoạt tải bánh xe:

Tải trọng: Tính theo tải trọng trục 145 kN, tải trọng mỗi bánh xe trên trục giả thiết kế bằng nhau và cách nhau 1800mm, xe tải thiết kế đ- ợc đặt theo ph- ơng ngang cầu để gây nội lực lớn nhất, vậy tim của bánh xe cách lề đ- ờng không nhỏ hơn 300mm khi thiết kế bản hẫng và 600mm tính từ mép làn thiết kế, 3600mm khi thiết kế các bộ phận khác.

Chiều rộng của dải bản trong (mm) chịu tải trọng bánh xe của mặt cầu đỗ tại chỗ là:

- Khi tính bản hẫng: 1440+0.833X
- Khi tính mômen d- ơng :660+0.55S =660+0.55x2500 = 2035mm
- Khi tính mômen âm: 1220+0.25S=1220+0.25x2500=1845mm

(X là khoảng cách từ bánh xe đến tim gỗi)

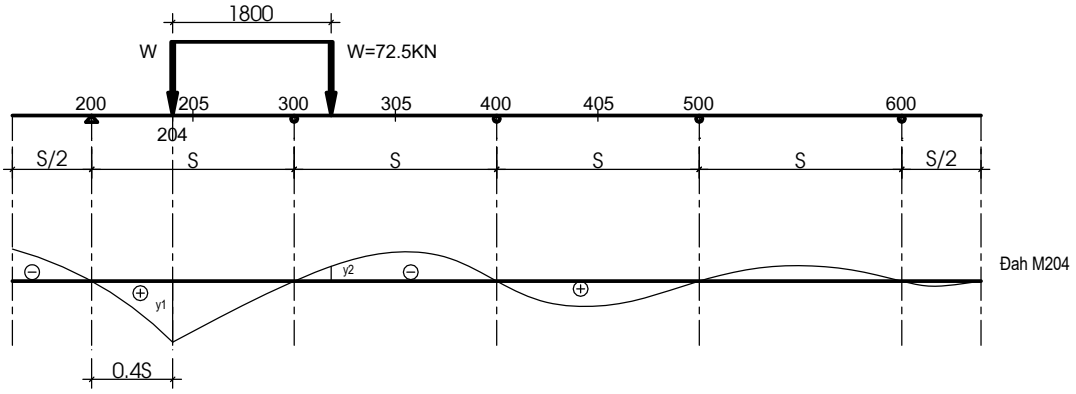
2.2.1 Tính cho dải bản trong (dải bản nằm giữa 2 s- ờn dầm)

) Mômen d- ơng lớn nhất do hoạt tải bánh xe

- Với các nhịp bằng nhau S =2500mm, mômen d- ơng lớn nhất gần đúng tại vị trí 204 (0.4 của nhịp 200-300)

Tr- ờng hợp 1: Khi xếp 1 làn xe (m=1.2)

-Sơ đồ



- Phản lực tại gối 200

$R_{200}=m*(y_1^v - y_2^v)*(W/ S_W^+)$,

Trong đó m: hệ số làn xe

Khi 1 làn xe m=1.2

Khi 2 làn xe m= 1

R_{200} = 1.2*(0.5100-0.0775)*(72.5*10^3/2035)= **18.49 kN**

- **Mômen tai vi trí 204:**

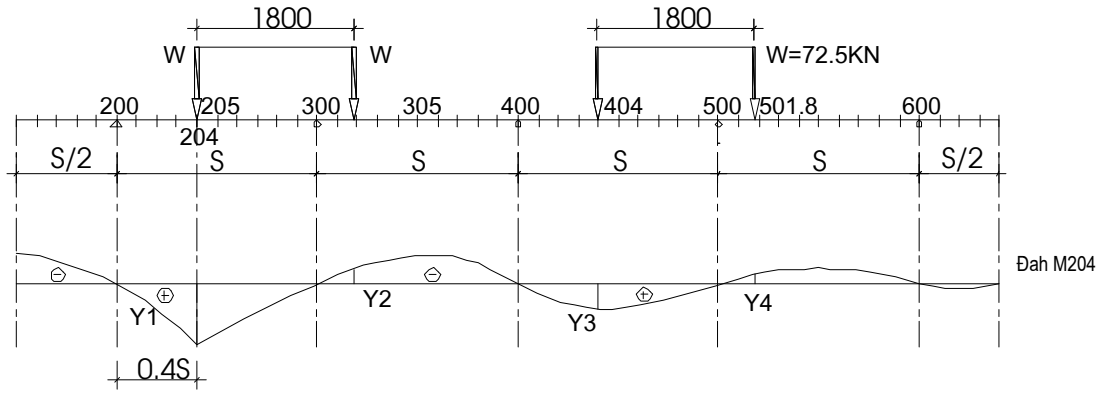
M_{204} = m * ($y_1^M - y_2^M$)*S*(W/ S_W^+)

= 1.2*(0.2040-0.031)*2500*(72.5*10^3/2035)

= **18490.17 Nmm =18.49 kNm**

- Tr- ờng hợp 2: Khi xếp 2 làn xe (m=1)

Sơ đồ



- Phản lực tại gối 200

R_{200} = m*($y_1^v - y_2^v + y_3^v - y_4^v$)*(W/ S_W^+)

= 1*(0.5100-0.0775+0.0214-0.004)*(72.5*10^3/2035)

= **16.03 KN**

- **Mômen tại vị trí 204:**

M_{204} = m * ($y_1^v - y_2^v + y_3^v - y_4^v$)*S*(W/ S_W^+) =

= 1*(0.2040-0.031+0.0086-0.0016) *2500* (72.5*10^3/2035)

= 16031.94 Nmm/mm = **16.03 kNm**

So sánh 2 tr- ờng hợp trên ta chọn Max{TH1;TH2},

Chọn TH1: **R_{200}= 18.49 KN/m , M_{204}= 18.49 kNm**

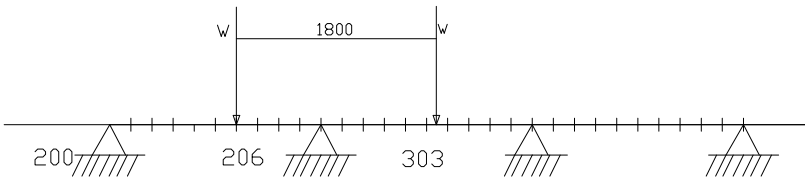
**** Mômen âm lớn nhất tại gối trong do hoạt tải bánh xe:***

Th- ờng mômen âm lớn nhất đặt tại gối 300, chiều rộng dải bản tính mômen âm là 1845mm

- Tr- ờng hợp 1: Khi xếp 1 làn xe (m=1.2)

Đ- ờng ảnh h- ởng có tung độ lớn nhất tại điểm 206

Sơ đồ



-Phản lực tại gối

R200=m*($y1^v - y2^v$)*(W/ S_W-), trong đó, m là hệ số làn xe

Khi 1 làn xe : m = 1.2

Khi 2 làn xe : m = 1.0

R_{200} = 1.2*(0.2971-0.06815)*(72.5*10^3/1845)= **10.796 N**

- Momen tại vị trí 300:

M_{300}= m * (-$y_{1M} - y_{2M}$)*S*(W/ S_{W-})

= 1.2*(-0.1029-0.06815)*2500*(72.5*10^3/1845)= **-20164.43 Nmm**

- Tr- ờng hợp 2: Khi xếp 2 làn xe (m = 1):

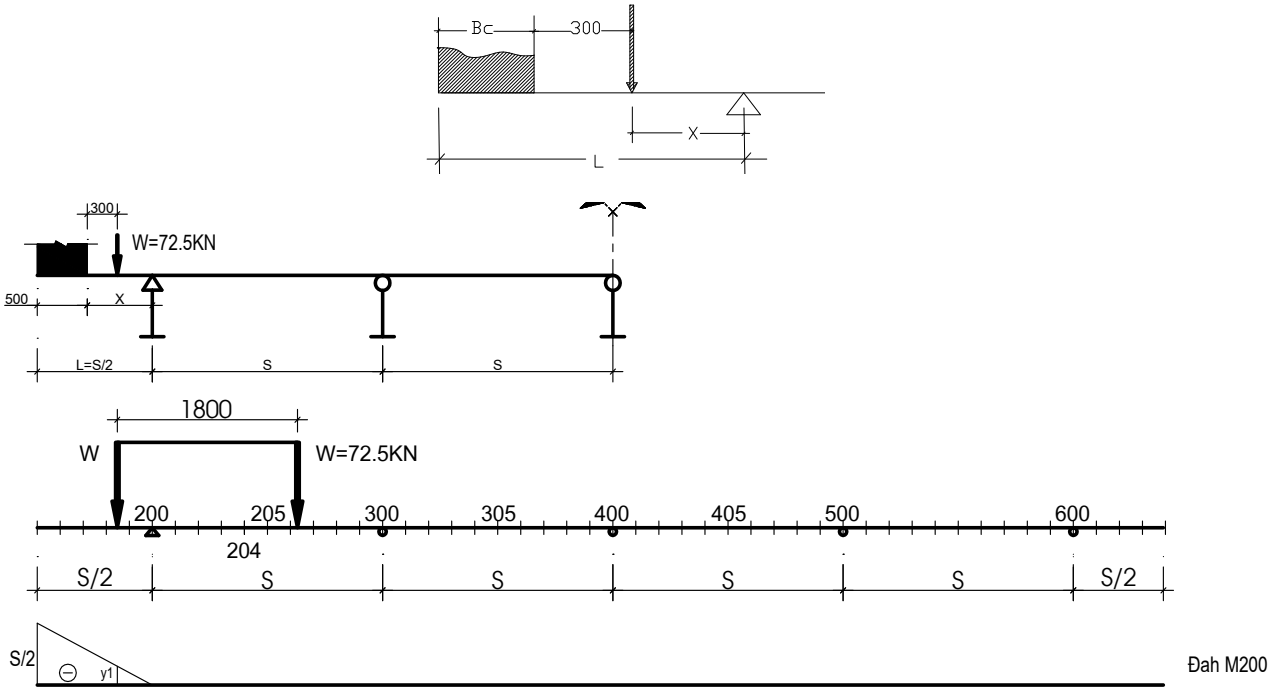
Theo lý thuyết trong sách "Cầu bê tông cốt thép trên đường oto" của GS-TS Lê Đình Tâm

b. Tính cho bản hẫng(Bản nút thừa)

Tải trọng lấy nh- đối với dải bản phía trong, tuy có gờ chắn bánh không cần xếp xe lên phần hẫng để tính toán nh- ng trong đồ án lần này vẫn đề cập đến để tính toán cho tr- ờng hợp mở rộng cầu sau này nếu có, vị trí bánh xe ngoài đặt cách mép lan can 300mm hay 450mm từ dầm ngoài

**** Momen âm do hoạt tải trên bản hẫng:***

Sơ đồ:



S_{Wo} = 1140 + 0.833X. Chỉ tính momen âm của bản hẫng nếu:

$$X = (L - Bc - 300) > 0$$

Thay số: X = (1250 – 450 – 300) =500 > 0

=> S_{Wo} = 1140 + 0.833*500 = 1556.5 mm

do đó, phải tính momen âm do hoạt tải:

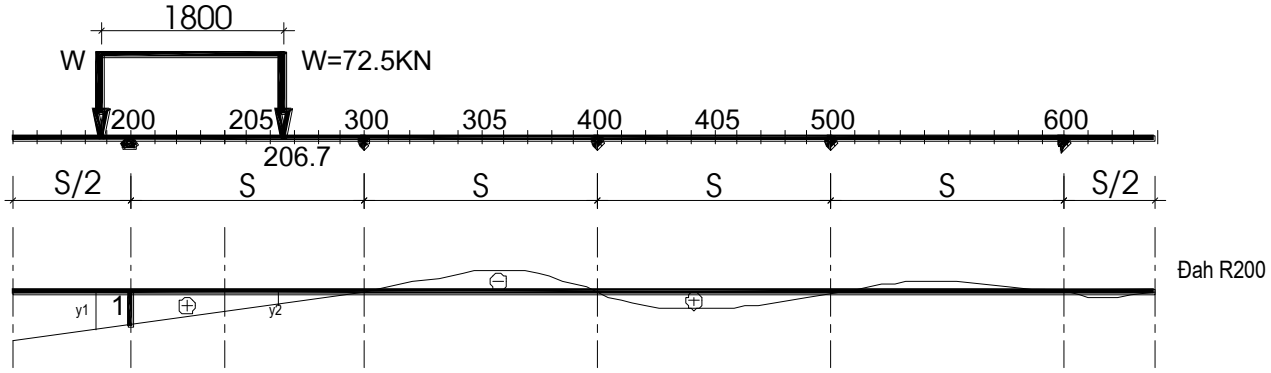
M_{200}= - mxWx(L – Bc – 300)/ S_{Wo}) = -1.2x72.5x10^3x500/1556.5

M_{200}= -27947.32 Nmm/mm =-27.95 kNm/m

**** Mô men d- ơng lớn nhất do hoạt tải :***

Tải trọng bánh xe ngoài đặt cách mép lan can 300 mm tính từ tim dầm chủ.chiều rộng làm việc của đải bản cũng lấy nh- bản hẫng

- Sơ đồ:



$R200 = mx(y_{1v} + y_{2v})x(W/ S_{Wo})$

$= 1.2x(1.1105+0.27075) \times 72.5x10^3/1556.5$

R200= 77.2 kN/m

2.2.2.Tổ hợp nội lực (do tĩnh tải và hoạt tải) của bản:

A. Momen và lực cắt theo TTGH c- ờng độ 1:

Tổ hợp tải trọng thẳng đứng có thể tính theo công thức

$\eta.\gamma_i Q_i=\eta[\gamma_p DC+\gamma_p DW+1.75(LL+IM)]$

Trong đó:

$\eta:=\eta_D\eta_R\eta_I \geq 0.95$

η_D=0.95 cốt thép được thiết kế đến chảy.[A1.2.3]

η_R=0.95 Bản liên tục.[A1.3.4]

η_I=1.05 cầu quan trọng [A1.3.5]

Do đó: η_I=0.95(0.95)(1.05)=0.95.

Hệ số tải trọng cho tĩnh tải γ_p lấy trị số lớn nhất nếu hiệu ứng lực tăng thêm và trị số nhỏ nếu hiệu ứng lực nhỏ đi [Bảng 1.2] Tĩnh tải DW là trọng l- ợng lớp phủ betong nhựa và DC là tất cả các tải trọng khác.

$M_u = 0.95x(\gamma_{p1}x(M_{Wo}+ M_{Pb} + M_{ws})+ \gamma_{p2}x M_{Wdw}+1.75x(1+IM)xM_W)$

$Qu = 0.95x(\gamma_{p2}x(Q_{Wo}+ Q_{Pb} + Q_{Ws})+ \gamma_{p2}x Q_{Wdw}+1.75x(1+IM)xQ_W)$

Trong đó:

M_{Wo}, Q_{Wo} là momen và lực cắt do trọng l- ợng bản hẫng

M_{Pb}, Q_{Pb} là momen và lực cắt do trọng l- ợng lan can

M_{ws}, Q_{Ws} là momen và lực cắt do trọng l- ợng bản mặt cầu

M_{wDW}, Q_{wDW} là momen và lực cắt do trọng l- ợng lớp phủ

M_w, Q_w là momen và lực cắt do hoạt tải bánh xe

(1+IM) là hệ số xung kích = 1.25

γ_{p1} là hệ số v- ợt tải cho nội lực do tĩnh tải không kể lớp phủ

γ_{p2} là hệ số v- ợt tải cho nội lực do tĩnh tải do lớp phủ

Chỳ ý:

+ Nếu nh nội lực do tĩnh tải và hoạt tải cùng dấu $\gamma_{p1} = 1.25, \gamma_{p2} = 1.5$

+ Nếu nh nội lực do tĩnh tải và hoạt tải khác dấu $\gamma_{p1} = 0.9, \gamma_{p2} = 0.65$

Thay số:

$\mathbf{Q_{200}} = 0.95x(\gamma_{p2}x(Q_{Wo}+Q_{Pb}+Q_{Ws})+\gamma_{p2}xQ_{Wdw}+1.75x(1+IM)xQ_W)$

$= 0.95x(1.25x(9.29+8.6+5.54)+1.5x3.28+1.75x1.25x77.2)$

= 192.93 N/mm = **192.93 KN/m.**

$\mathbf{M_{200}} = 0.95x(\gamma_{p1}x(M_{wo}+M_{pb})+\gamma_{p2}xM_{wdw}+1.75x(1+IM)xM_w)$

$= 0.95x(1.25x(-4406.25-6325)+1.5x(-540)+1.75x1.25x(-27950))$

= -71596.45 Nmm/mm = **-71.6 KNm/m**

$\mathbf{M_{204}} = 0.95x(\gamma_{p1}x(M_{ws}+M_{wo}+M_{pb})+\gamma_{p2}xM_{wdw}+1.75x(1+IM)xM_w)+M_o$

$=0.95x(1.25x(2721.3)+0.9*(-2167.87–3111.9)$
$+1.5*548.54+1.75*1.25*18490.17)$

=37923.89/mm = **37.92KNm/m**

$\mathbf{M_{300}} = 0.95x(\gamma_{p1}x(M_{ws}+M_{wo}+M_{pb})+\gamma_{p2}xM_{wdw}+1.75x(1+IM)xM_w)$

$=0.95x(1.25x(-3775.27)+0.9x(1189.687+1707.75)+1.5x(-983.77)+1.75x1.25x(-20164.43))$

= - 45247.77Nmm/mm = **- 45.25 KNm/m**

B .Theo TTGHSD1:

$M_u = M_{ws} + M_{Wo} + M_{Pb} + M_{wDW} + M_w,(IM)$

M_{200} = -4406.25-6325-540-1.25x27.95= **-11306.18 Nmm/mm.**

M_{204} = 2721.3-2167.875-3111.9+548.54+1.25x1849.17 = **21102.78 Nmm/mm**

M_{300} = -3775.27+1189.69+1707.75-983.77-1.25x20164.43= **-27067.14 N mm/mm**

Bảng tổng hợp nội lực

Tiết diện	TTGH CĐ1	TTGH SD1
	M(KN.m/m)	M(KN.m/m)
200	**-71.6**	**-11.3**
204	**37.92**	**21.1**
300	**- 45.25**	**-27.07**

3. Tính toán _kiểm tra _bố trí hàm l- ợng cốt thép

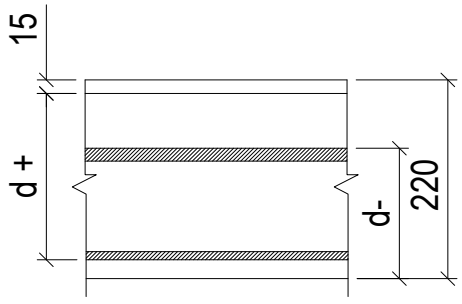
Nội lực đ- a về tính cho 1mm

- Cường độ vật liệu: Betong f'_c = 50Mpa

- Cốt thép : f'_y = 400Mpa

- Dùng cốt thép phủ epocxy cho bản mặt cầu và lan can

Chiều cao có hiệu của bản khi uốn d- ơng và âm khác nhau vì các lớp bảo vệ trên và d- ới khác nhau.



- Lớp bảo vệ (Theo Bảng 5.12.3-1):

+ Mặt cầu betong trần chịu hao mòn: 60mm

+ Bản đáy đúc tại chỗ: 25mm

Giả thiết dùng N^0 15: d_b=16mm, A_b= 200mm^2

Trong đó $h_f = H_b$ -20 = 220 – 15 = 205

Với d+ = 205 -25 -16/2 = 172mm

Với d- = 205-60-16/2 =137

bêtông có f'_c = 50 MPa , cốt thép có f_y = 400 MPa.

3.1. Tính cốt thép chịu mô men d- ơng:

+ $As \approx \frac{Mu}{330d}$ với Mu là momen theo TTGHCĐ 1, d là chiêu cao có hiệu (d_+ hoặc d_-)

Mu =37923.89 Nmm/mm

$$As = \frac{37923.89}{330*172} = 0.668 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Chọn thép ϕ14 A_s =769.69 cm^2/m = 0.769 mm^2/mm

+ Kiểm tra hàm l- ợng cốt thép tối đa :

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \le 0.35d^+ \text{ với b=1mm}$$

$$a = \frac{0.7697*400}{0.85*50} = 7.24 \le 0.35d = 60.2$$.Đạt yêu cầu.

+ Kiểm tra hàm l- ợng cốt thép tối thiểu :

$$\rho = \frac{As}{bd} \ge 0.03\frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho = \frac{0.7697}{1*172} = 4.475\times10^{-3} \ge 0.03\frac{f'_c}{f_y} = 3.75\times10^{-3}$$.Đạt yêu cầu.

3.2. Tính cốt thép chịu mô men âm :

Mu = 45247.78 KNm; d = 137mm

$$A's = \frac{Mu}{330d} = \frac{45247.78}{330*137} = 1.0008 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Chọn thép ϕ 16 có A_s = 10.05 cm^2/m = 1.005 mm^2/mm

+ Kiểm tra hàm l- ợng cốt thép tối đa :

$$a = \frac{A's\, f_y}{0.85 f'_c\, b} \le 0.35d^- \text{ với b=1mm}$$

$$a = \frac{1.005 \times 400}{0.85 \times 50} = 9.459 \le 0.35d^- = 47.95$$.Đạt yêu cầu.

+ Kiểm tra hàm l- ợng cốt thép tối thiểu :

$$\rho = \frac{A's}{bd} \ge 0.03\frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho = \frac{1.005}{1 \times 137} = 7.336 \times 10^{-3} \ge 0.03\frac{f'_c}{f_y} = 3.75.10^{-3}$$.Đạt yêu cầu.

3.3. Kiểm tra c- ờng độ theo môm en :

a. Theo mô men d- ơng:

Mn =ΦAs .f_y(d - a /2) = 0.9 x 0.668x 400 x(172 -6.3/2) =40593 Nmm/mm

(Với Φ =0.9)

Mn > Mu . Đạt yêu cầu.

b. Theo mô men âm :

Mn =Φ $A's$ .f_y(d - a /2) =0.9 x400 x(137 – 9.4/2) =47628 Nmm/mm

Mn > Mu . Đạt yêu cầu.

3.4. Kiểm tra chống nứt :

+ ứng suất kéo $f_S \le f_{Sa} = Z/(d_c . A)^{1/3} \le 0.6\, f_y = 240$ MPa

Trong đó

+Z:thông số bảo vệ nứt = 23000 N/mm

+d_c khoảng cách từ thớ chịu kéo xa nhất đến tim thanh gần nhất ≤ 50 mm

+A : Diện tích có hiệu của bê tông chịu kéo có trọng tâm trùng trọng tâm cốt thép

+ Để tính ứng suất kéo f_S trong cốt thép ta ding mômen trong trạng thái GHSD là M với $\eta = 1$

$\Rightarrow$ M = $M_{DC} + M_{DW} + 1.33\ M_{LL}$ (theo TTSD1)

M_{204} = (2721.3 – 2167.875 -3111.9) +548.54 +1.33x18490.17 = 22581.99

M_{300} = (-3775.27+1189.687+1707.75)+(-938.77)+1.13x20167.43 = -28680.3

-Các hệ số γ_1 γ_2 = 1)

-Môđun đàn hồi của bêtông:

$$E_c = 0.043^{\gamma_c\ 1.5} \sqrt{f'_c}$$

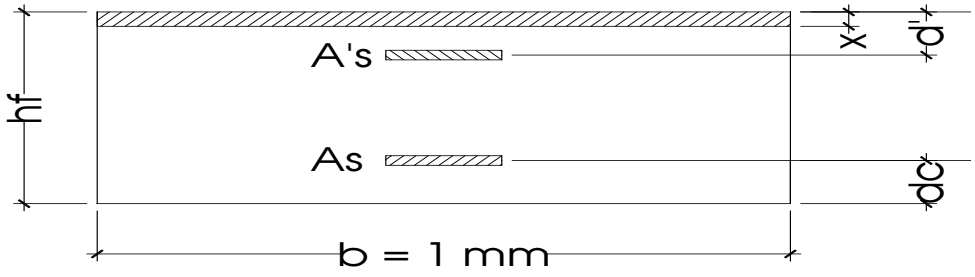
γ_c = 2400 kg/ m^3

f'$_c$ = 50 MPa $\Rightarrow$ E_c = 35749.53 MPa

E_S = 200 000 MPa

n= E_S / E_c = 6

a Theo mômen d- ơng :



Ta giả thiết x ≤ d' , d_c = 45 mm , d' = 45 mm , d = 172 mm, h_f = 205

Ta có :

$0,5bx^2 = n\ A'_S(d' - x) + n\ A_S\ (d - x\ )$

$0,5\ bx^2 = 6 * 1.(45 - x\ ) + 6* 0.668(152 - x\ )$

$0,5\ x^2 = 270- 6x + 609.216 - 4.008x$

Giải phương trình ta có : x = 33.1< d'=45

Ta có :

$$I_{CT} = bx^3/3 + nA'_S (d' - x)^2 + nA_S(d - x)^2$$

$$I_{CT} = 33^3/3 + 6*1(45 - 33)^2 + 6*0.668(172- 33)^2$$

$$I_{CT} = 90281.57mm^4$$

Vậy ta có :

$$f_S = n.\frac{M}{I}.y = 6x\frac{22581.99}{90281.57}x(172-33) = 208.6 \text{ MPa}$$

$$f_{Sa} = 23000/(45.2.45.1)^{1/3} = 1442.9 \text{ MPa}$$

Kết luận: $f_S \leq f_{Sa} = 0.6 f_y = 240$ MPa đạt

b Theo mômen âm :

$$0,5bx^2 = n A_S(d' - x) + n A'_S (d - x)$$

$$0,5 bx^2 = 6 * 0.668(45 -x) + 6* 1(137 -x)$$

$$0,5 bx^2 = 180.36 -4.008x + 822 - 6x$$

Giải phương trình ta có : x = 35.87< d'=45

$$I_{CT} = 36^3/3 + 6*0.668(45 - 36)^2 + 6*1(137- 36)^2$$

$$I_{CT} = 77335.152 \text{ mm}^4$$

Vậy ta có :

$$f_S = n.\frac{M}{I}.y = 6x\frac{28680.3}{77335.152}x(137-36) = 224.74 \text{ MPa}$$

Kết luận: $f_S < f_{Sa} = 0.6 f_y = 240$ MPa đạt

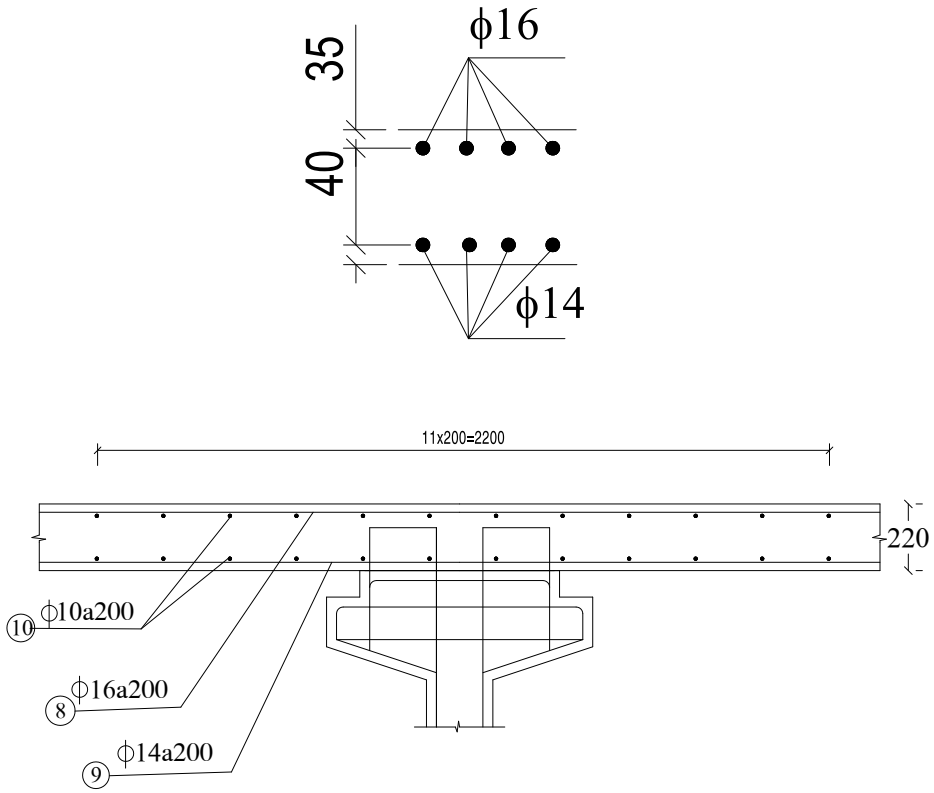
3.5. Tính cốt thép bản_bố trí :

+ Cốt thép chịu mômen d- ơng *: As = 0.668mm²/mm =668mm²/m =6.68cm²/m*

Chọn 5ϕ14 với $A_s = 769.69$ cm² .bố trí với khoang cách nh- sau :

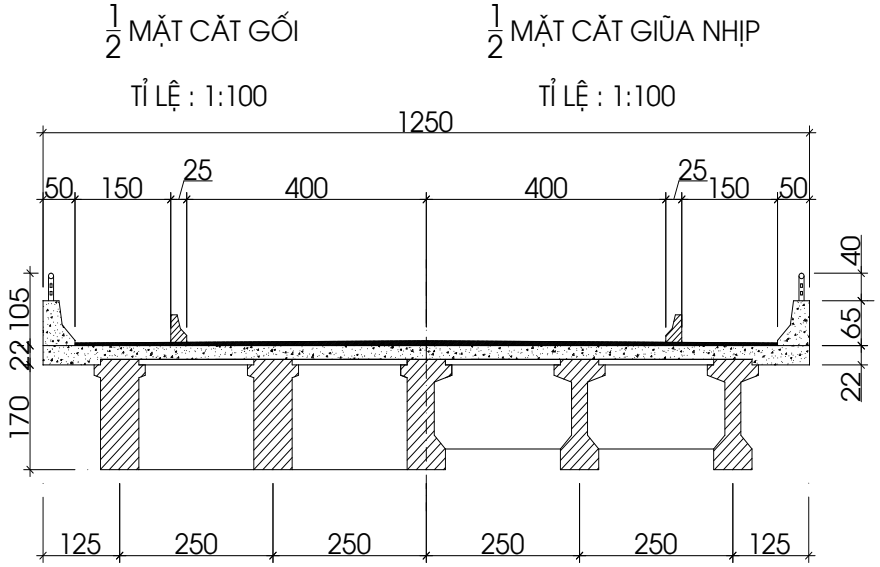
+ Cốt thép chịu mômen âm *: As = 1 mm²/mm =1000mm²/m =10cm²/m*

Chọn 5ϕ16 với $A_s = 10.05$ (cm²)bố trí khoảng cách là a =200 mm

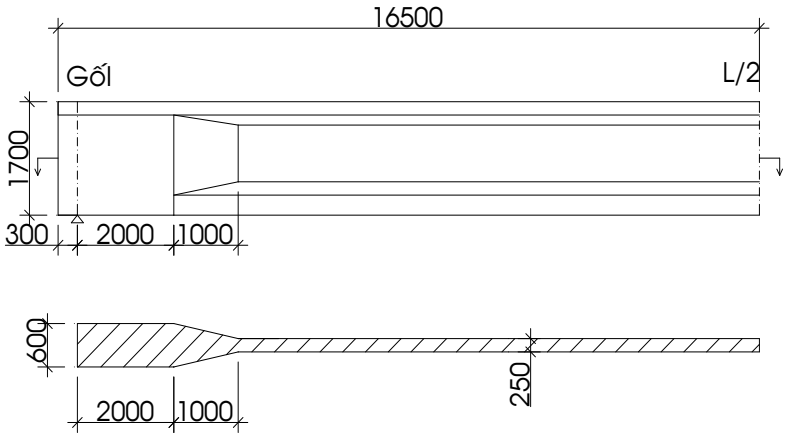


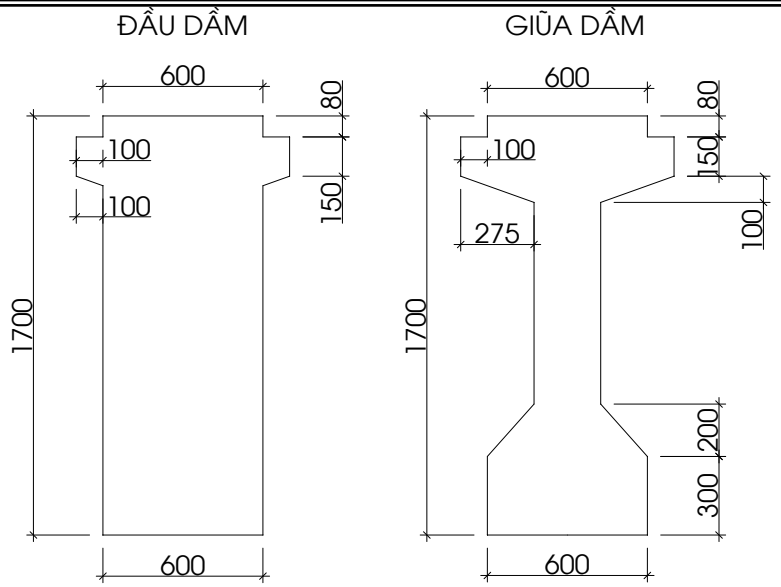
Hình 4.17 Bố trí thép trong bản

PHẦN III : TÍNH TOÁN DẦM CHỦ TIẾT DIỆN NGUYÊN CĂNG SAU



Số dầm chủ	: n =5
Khoảng cách dầm chủ	: s =2500 mm
Chiều dài dầm	: L_d=33 m
Chiều dài tính toán	: L_{tt}=32.4 m
Chiều cao dầm	: H_d=1700mm
Chiều cao bản	: h_b=220mm
Khổ cầu	: B =8+2x1.5 m





A – TÍNH NỘI LỰC

Kết cấu bán lắp ghép còn gọi là kết cấu liên hợp trong đó dầm đ- ợc chia làm 3 giai đoạn làm việc

Giai đoạn 1: Chỉ có dầm đúc sẵn làm việc, tải trọng tác dụng gồm trọng l- ợng bản thân dầm.

Giai đoạn 2: Trọng l- ợng bản ván khuân, trọng l- ợng bản bê tông mặt cầu còn - ớt, trọng l- ợng dầm ngang ch- a linh kết.

Giai đoạn 3: Khi bê tông mặt cầu đã đông cứng, dầm và bản bêtông làm liệc nh- một kết cấu liên hợp chịu tải: trọng lượng gồm các lớp phủ, lan can mặt cầu, thiết bị thi công…

I. Tải trọng tính toán

1.1 Tĩnh tải cho 1 dầm

1. Tĩnh tải giai đoạn 1 (g_1)

Diện tích:

$A_{105}=A_{giữa\ nhịp}=(0.8x6+2.75x1+8x1.5) + (17x2.5) +(2x1.75+6x3) =83.55$ d$\mathbf{m^2}$

$=\mathbf{0.8355}$ m^2

$A_{100}=A_{gối}=(6x17)+(1x1x0.24+1.5x1x2) = 105.24$ d$\mathbf{m^2}=\mathbf{1.0524}$ m^2

$g_{dc}=[A_{105}(L-2(L_1+L_2))+A_{100}*2L_1+(A_{105}+A_{100})/2*2L_2]*\gamma_c/L$

$= [0.8355x(32.5-2(0.3+2+1))+1.0524x2.3+(0.8355+1.0524)x2x1/2]x2.4$

$= 21.8$ KN/m.

(với $\gamma_c=24KN/m^3$)

2. Tĩnh tải giai đoạn 2 (g_2):

- Trọng l- ợng tấm đan và bản đúc tại chỗ:

$g_b= (H_b + 0.08)*S*\gamma_c =(0.22 +0.08)x12.5x2.4 =9$ Kn/m.

- Trọng l- ợng do dầm ngang :

$g_{dn} =(H - H_b - 0.3)*(S - b_n)*b_n/l_1)*\gamma_c$

$=(1.92 - 0.22- 0.3)x(2.5 - 0.25)x0.25x2.4/10.8=1.75$ KN/m

Với b_n =250mm, l=L-2 Δl =33-2x300=32 400mm.

l_1 :khoảng cách các dầm ngang :chọn 4 dầm ngang /nhịp $\Rightarrow$ l_1 =l/3=10.8 mm

$\Rightarrow$ Tĩnh tải giai đoạn 2: $g_2= g_b + g_{dn}$ =9+1.75=10.75 Kn/m

3. Tĩnh tải giai đoạn 3 (g_3):

- trọng l- ợng do cột lan can + bản bộ hành :

$g_{lb} =(P_1 + P_2)*2/n_c$

Trong đó P_1: trọng l- ợng của lan can

P_2: trọng l- ợng của bản bộ hành

n_c: số dầm chủ

g_{lb} = 5.75 *2 /5 =2.3 KN/m

- Trọng l- ợng do lớp phủ :

Lớp phủ mặt cầu:

+ Bê tông Asphalt dày 5cm trọng,l- ợng riêng là 22,5 KN/m^3.

+ Bê tông bảo vệ dày 3cm trọng,l- ợng riêng là 24 KN/m^3.

+ Lớp phòng n- ớc Raccon#7(không tính)

+ Lớp tạo phẳng dày 3 cm,trọng l- ợng riêng là 24 KN/m^3.

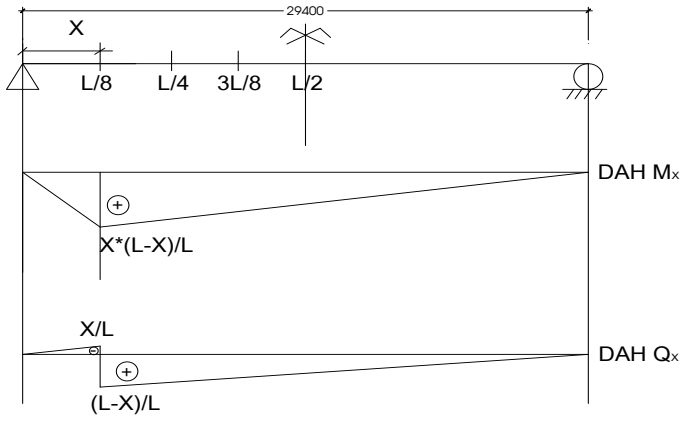
Tên lớp	Bề dày (m)	TL riêng (KN/m^3)	Khối l- ợng (KN/m^2)
BT Asfalt	0,05	22,5	1,12
BT bảo vệ	0,03	24	0,72
Lớp tạo phẳng	0,03	24	0,72

$\Rightarrow$ Tĩnh tải rải đều của lớp phủ tính cho 1mm cầu là:

$$g_{lp} = 1{,}12 + 0{,}72 + 0{,}72 = 2{,}56(\text{KN/m})$$

$\Rightarrow$ Tĩnh tải giai đoạn 3: $g_3 = g_{lb} + g_{lp}$ =4.86 Kn/m

1.2 Vẽ đah mômen và lực cắt :



Diện tích đ- ờng ảnh h- ởng lực cắt

$$w^{+} = \frac{(l-x)^2}{2l}$$

$$w^{-} = \frac{x^2}{2l}$$

Diện tích đ- ờng ảnh h- ởng mômen

$$w = \frac{x \times (l-x)}{2}$$

1.3 Nội lực do tĩnh tải (không hệ số):

Công thức :Nội Lực =g*w ,với g là tĩnh tải phân bố đều ,w là tổng diện tích dah

Lập bảng nội lực tĩnh tải (không hệ số):

Mô men (kNm)

Giai đoạn		I	II	III
Mặt cắt	g(kN/m)	21.300	10.750	4.860
	W_M	M_1	M_2	M_3
L/1	0.000	0.000	0.000	0.000
L/8	57.409	1222.806	617.144	279.007
L/4	98.415	2096.240	1057.961	478.297
3L/8	123.019	2620.299	1322.452	597.871
L/2	131.220	2794.986	1410.615	637.729

Lực cắt(kN)

Mặt cắt	Giai đoạn			I	II	III
	g (kN/m)			21.300	10.750	4.860
	w-	w+	w	V1	V2	V3
L/1	0.000	16.200	16.200	345.060	174.150	78.732
L/8	0.253	12.403	12.150	258.795	130.613	59.049
L/4	1.013	9.113	8.100	172.530	87.075	39.366
3L/8	2.278	6.328	4.050	86.265	43.538	19.683
L/2	4.050	4.050	0.000	0.000	0.000	0.000

II.Tính hệ số phân phối mômen và lực cắt :

2.1 Tính hệ số phân phôi tải trọng :

- Chiều rộng có hiệu của bản cánh: b_f.
- Chiều dài nhịp có hiệu: L= 32 400

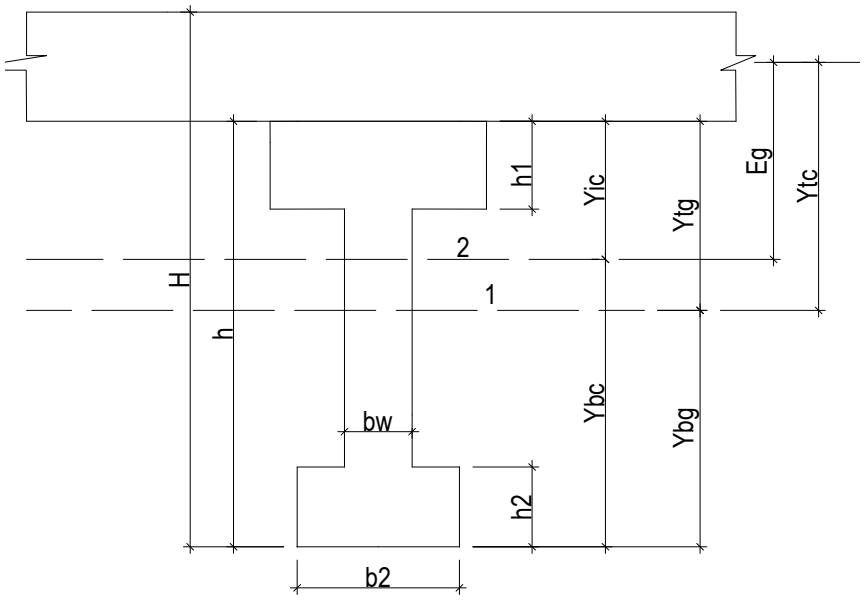
Dầm trong: $bi = \min \begin{cases} 1/4L = \frac{1}{4}.32400 = 8100mm \\ 12t_s + 0.5b_1 = 12.220 + 0.5 \times 250 = 2765mm \\ S = 2500mm \end{cases}$

$\rightarrow$ b = 2500 mm

- Tính qui đổi tiết diện dầm đúc tr- ớc:

***)Tính đặc tr- ng hình học tiết diện dầm chủ :**

-Tiết diện tính toán *(tiết diện liên hợp)*



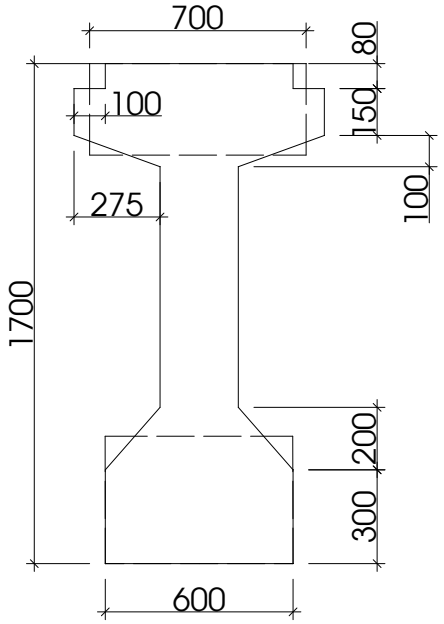
- Tính qui đổi của tiết diện dầm đúc tr- ớc

Từ hình vẽ ta có:

h_1x700 = 600x80+275x100+275x150x2+250x250

h_1=315 mm

h_2=300+(250+600)x0.5x200/600 = 441.67



+ Tìm trọng tâm:

$$b = \min\begin{cases}(12t_s + b_w = 12x(220) + 250 = 27890mm\\ s = 2500mm\end{cases} \rightarrow b=2500mm$$

h = H – t_s =1.92- 0.22 = 1.7 m

$$A = h \times b_w + (b_1 - b_w)\cdot h_1 + (b_2 - b_w)\cdot h_2$$

$$= 1.7 \times 0.25 + (0.7 - 0.25) \times 0.315 + (0.6 - 0.25) \times 0.441 = 0.7211 m^2$$

$$S_{td} = h.b_w.\frac{h}{2} + (b_1 - b_w)\cdot h_1.\left(h - \frac{h_1}{2}\right) + (b_2 - b_w)\cdot\frac{h_2^2}{2}$$

$$= 1.7 \times 0.25\frac{1.7}{2} + (0.7 - 0.25)\cdot 0.315\left(1.7 - \frac{0.315}{2}\right) + (0.6 - 0.25)\cdot\frac{0.441^2}{2} = 0.61393 (m^3)$$

$$Y_{bg} = \frac{S_{td}}{A} = \frac{0.61393}{0.721} = 0.85158 m$$

$$Y_{tg} = h - y_{bg} = 1.7 - 0.85158 = 0.84842 m$$

e_g= Y_{tg} - $\frac{t_s}{2}$ =848.42- $\frac{(200)}{2}$ =748.42 mm

$$I_g = \frac{b_w(h)^3}{12} + b_w h(\frac{h}{2} - y_{bg})^2 + (b_1 - b_w)\cdot\frac{h_1^3}{12} + (b_1 - b_w)\cdot h_1\left(y_{tg} - \frac{h_1}{2}\right)^2 + (b_2 - b_w)\cdot\frac{h_2^3}{12}$$

$$+ (b_2 - b_w)\cdot h_2\left(y_{bg} - \frac{h_2}{2}\right)^2$$

$$I_g = \frac{0.25 \times 1.7^3}{12} + 0.25 \times 1.7 \times \left(\frac{1.7}{2} - 0.85158\right)^2 + (0.7 - 0.25)\cdot\frac{0.315^3}{12}$$

$$+ (0.7 - 0.25)\cdot 0.315 \times \left(0.84842 - \frac{0.315}{2}\right)^2 + (0.6 - 0.25)\cdot\frac{0.441^3}{12}$$

$$+ (0.6 - 0.25)\cdot 0.441 \times \left(0.84842 - \frac{0.441}{2}\right)^2$$

= 0.234(m^4).

+ Tính đặc tr- ng hình học tiết diện liên hợp :

- Diện tích : $A_{lh} = A + n_1 (b_b * t_s)$

với $n_1 = \sqrt{\frac{30}{55}}$ =0.74

t_s = 220(mm)

A_{lh} = 0.7211+0.74x(2.5x0.22) =1.1281 (m^2)

- Mô men tĩnh đối với trục 1-1 :

$S_{1-1} = n_1 .b_b .t_s(y_{tg} - t_s/2)$ = 0.74x2.5x0.22x(0.84842 - 0.22/2) =0.156m^3

- $C = S_{1-1}/A_{lh}$ =0.156/1.1281 =0.13831(m)

- $I_c = I_g + FxC^2 + n_1[b_b x t_s^3/12 + b_b x t_s(Y_{ic} + t_s/2)^2]$

Trong đó : $Y_{bc} = Y_{bg} + C$ =0.85158 + 0.13831 =0.98989m

Y_{ic} = h - Y_{bc} =1.7 – 0.98989 = 0.71011 m

Y_{tc} = H - Y_{bc} =1.92 – 1.15064 =0.93011 m

I_c = 0.234+0.7211x 0.13831^2+0.74[2.5x0.22^3/12 + 2.5x0.22x(0.71011 +0.22/2)^2]

= 0.24128 (m^4)

Bảng tổ hợp đặc tr- ng hình học của dầm chủ

	Mặt cắt	A (m^2)	S (m^3)	C (m)	Y_{bg} (m)	Y_{tg} (m)	I (m^4)
Tiết diện Dầm chủ	Giữa nhịp	0.7211	0.61393	0.13831	0.85158	0.84842	0.23400
	Đầu dầm	1.0440	0.90492	0.20286	0.86678	0.83322	0.25873

	Mặt cắt	A_{lh} (m^2)	S (m^3)	C (m)	Y_{bc} (m)	Y_{tc} (m)	I (m^4)
Tiết diện Liên hợp	Giữa dầm	1.1281	0.15600	0.13831	0.98989	0.93011	0.36842
	Đầu dầm	1.4510	0.29435	0.20286	1.06864	0.85136	0.527027

2.Tính hệ số phân phối mômen :

- Chiều dài có hiệu L = L_D – 2x0.3= 33 – 0.6 =32.4 m
- t_s = H_b - 15 = 220– 15 = 205
- Hệ số độ cứng : K_g= n(I_g + e_g^2 *A)

n : Tỉ số mô đun đàn hồi vật liệu dầm/bản :n = $\sqrt{\frac{50}{30}}$ = 1.35

E_b :Môđun đàn hồi của vật liệu làm dầm.

E_d :Môđun đàn hồi của vật liệu làm bản mặt cầu.

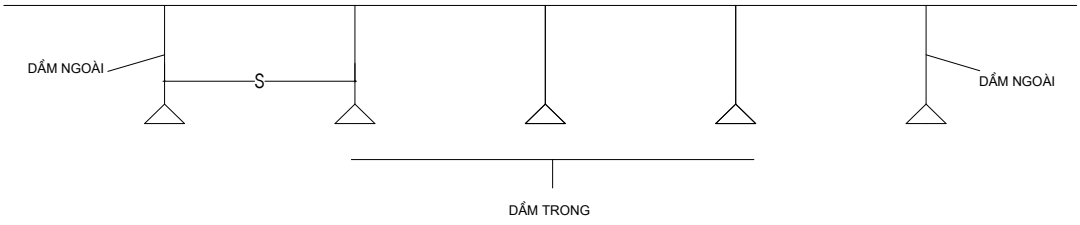
I_g : Mômen quán tính của dầm không liên hợp

e_g : Khoảng cách giữa trọng tâm dầm và trọng tâm bản mặt cầu.

e_g = Y_t +t_s/2 = 0.8484 +0.105 = 0.9534 m

A: Diện tích dầm chủ đúc tr- ớc

K_g = 1.35(0.234 + 0.9534^2x0.7211) =1.21 (m^4)



1. D.ầm trong:

a.Tr- ờng hợp 1 làn xe:

$$mg_M^{SI} = 0.06 + (\frac{S}{4300})^{0.4}(\frac{S}{L})^{0.3}(\frac{K_g}{Lt_s^3})^{0.1}$$

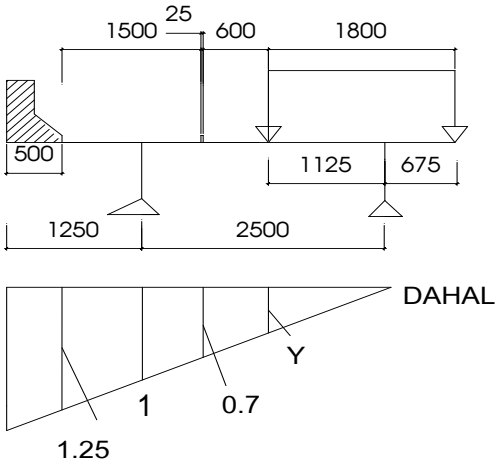
$$\rightarrow mg_M^{MI} = 0.48$$

b.Tr- ờng hợp ≥ 2 làn xe :

$$mg_M^{MI} = 0.075 + (\frac{S}{2900})^{0.6}(\frac{S}{L})^{0.2}(\frac{Kg}{Lt_s^3})^{0.1} = 0.69$$

2.Dầm ngoài :

a.Tr- ờng hợp xếp 1 làn xe (tính theo ph- ơng pháp đòn bẩy):



Hệ số momen kể đến hệ số làn:

$$\mathbf{mg}_M^{SE} = m_L(\frac{Y_1 + Y_2}{2}) = 1.2x0.5x0.45 = 0.27$$

$m_l = 1.2$; $Y_1 = 0.45$; $Y_2 = 0$

b.Tr- ờng hợp xếp 2 làn xe :

$mg_M^{ME} = e * mg_M^{MI}$. Với $e = 0.77 + \frac{d_c}{2800} \geq 1$

Với d_c : khoảng cách từ mép của lan can đến tim dầm biên.

d_c =800 mm ,suy ra :$e = 0.77 + \frac{750}{2800} = 1.038$

Hệ số momen kể đến hệ số làn:

$\mathbf{mg}_M^{ME}$ =1.038x0.69=0.72

c. Hệ số phân phối mô men của ng- ời :

$\mathbf{mg_{ng}} = W_{ng\text{-}ời}$ =(1.25+0.7)*1.5/2 = 1.4625

Ta có bảng tổng hợp nh- sau :

Xếp tải	Dầm trong	Dầm ngoài

1 làn xe	0.48	0.27
2 làn xe	0.69	0.72

Kết luận :Hệ số phân phối mômen khống chế lấy : **mg_M=0.72**

3.**Hệ số phân phối lực cắt** :

3.1.Tính hệ số phân phối lực cắt cho dầm trong :

a.Tr- ờng hợp xếp 1 làn xe:

$$mg_V^{SI} = 0.36 + \frac{S}{7600} = 0.689$$

b.Tr- ờng hợp xếp 2 làn xe :

$$mg_V^{MI} = 0.2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2 = 0.84$$

3.2.Tính hệ số phân phối lực cắt cho dầm ngoài :

a.Tr- ờng hợp xếp 1 làn xe (theo ph- ơng pháp đòn bẩy):

mg_V^{SE} =0.27 (nh- trên)

b.Tr- ờng hợp xếp 2 làn xe :

$mg_V^{ME} = e * mg_V^{MI}$,với e $= 0.6 + \frac{750}{3000} = 0.85 < 1$ chọn e =1

mg_V^{ME} =1x0.84=0.84

Ta có bảng tổng hợp nh- sau :

Xếp tải	Dầm trong	Dầm ngoài
1 làn xe	0.689	0.27
2 làn xe	0.84	0.84

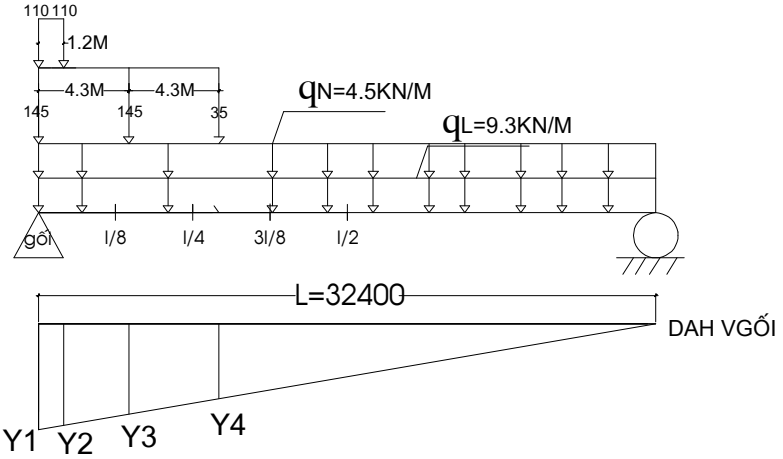
Kết luận :Hệ số phân phối lực cắt khống chế lấy : **mg_V =0.84**

4.Nội lực do hoạt tải (không có hệ số):

4.1. Tại MC Gối:(MC 100)

a.Nội lực do mômen : $M_{gèi}$ =0.

b.Nội lực do lực cắt : $V_{gèi}$.



Ta tính đ- ợc : y_1 =1m

$$y_2 = \frac{32.4 - 1.2}{32.4} = 0.963 \text{ m}$$

$$y_3 = \frac{32.4 - 4.3}{32.4} = 0.867 \text{ m}$$

$$y_4 = \frac{32.4 - 8.6}{32.4} = 0.735 \text{ m}$$

w =1/2x32.4=16.2m^2

$\Rightarrow$ Vtr =145(y1+ y3) +35 y4 =296.44KN

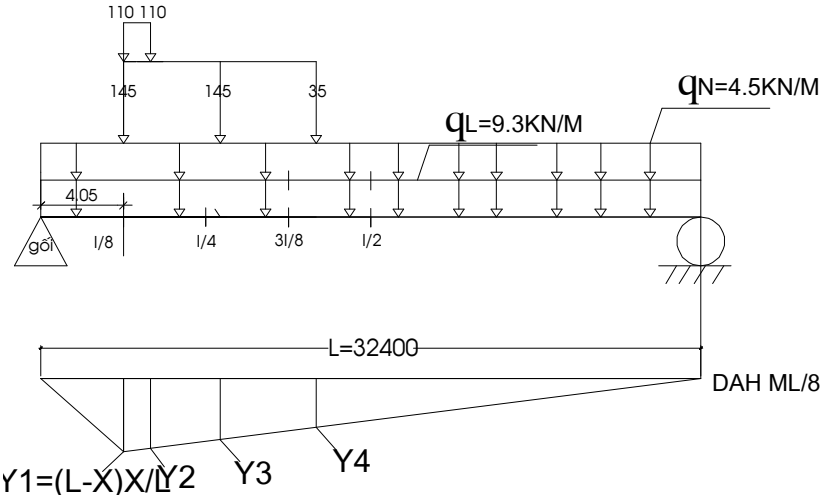
VT_{ad} =110(y_2 + y_1)=215.93 KN.

VLN =9.3x W =150.66 KN.

$V_{ng-ời}$ =4.5x16.2 =72.9 KN

4.2.Tại mặt cắt L/8 (101) x =4.05m :

a. Nội lực do Mômen :



Ta tính đ- ợc : $y_1 = \frac{(32.4 - 4.05) \times 4.05}{32.4} = 3.54375\text{m}$

$$y_2 = \frac{(32.4 - 1.2 - 4.05)x4.05}{32.4} = 3.39375m$$

$$y_3 = \frac{(32.4 - 4.3 - 4.05) \times 4.05}{32.4} = 3.00625m$$

$$y_4 = \frac{(32.4 - 8.6 - 4.05)4.05}{32.4} = 2.46875m$$

w^+ =1/2*32.4*3.54375 = 57.4 m^2

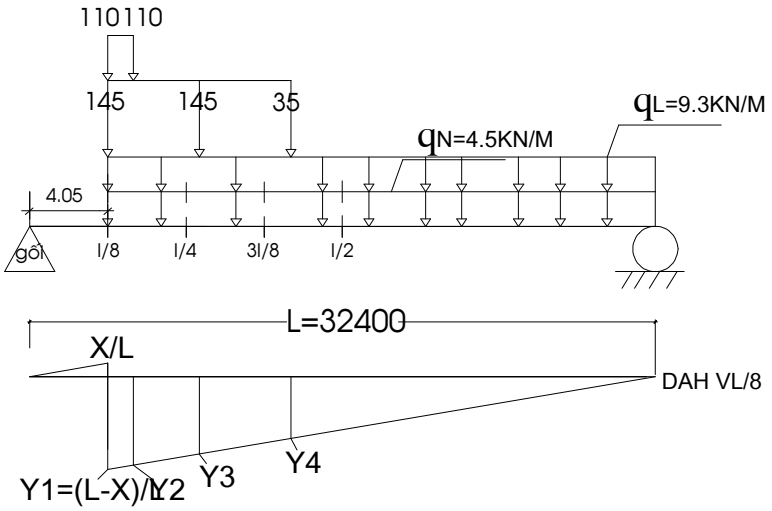
M_{tr} =145(y_1+ y_3) +35 y_4 =1036.156 KNm

$M_{T_{ad}}$ =110(y_2 + y_1)=763.125 KNm.

M_{LN} =9.3x W^+=533.82 KNm.

$M_{ng-ời}$ =q_{ng} *w^+ =4.5*57.4 =258.3 KN

b.Nội lực do Lực cắt $V_{l/8}$:



Ta tính đ- ợc : $y_1 = \frac{32.4 - 4.050}{32.4} = 0.875m$

$$y_2 = \frac{32.4 - 4.05 - 1.2}{32.4} = 0.838m$$

$$y_3 = \frac{32.4 - 4.05 - 4.3}{32.4} = 0.742m$$

$$y_4 = \frac{32.4 - 4.05 - 8.6}{32.4} = 0.609m$$

w^+ =1/2*(32.4-4.05)x0.875=12.403 m

w^- =1/2*0.125*4.05 = - 0.253 m

w = 12.15 m

$\Rightarrow$ V_{tr} =145(y_1+ y_3) +35 y_4 =255.78 KN

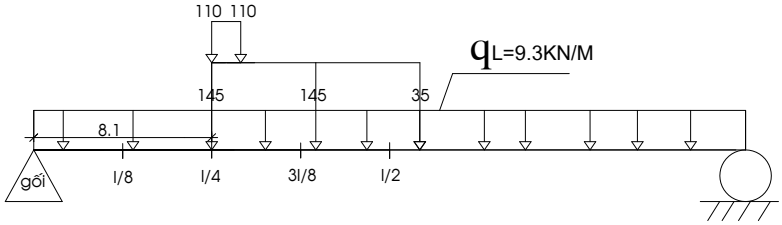
$V_{T_{ad}}$ =110(y_2 + y_1)=188.43 KN.

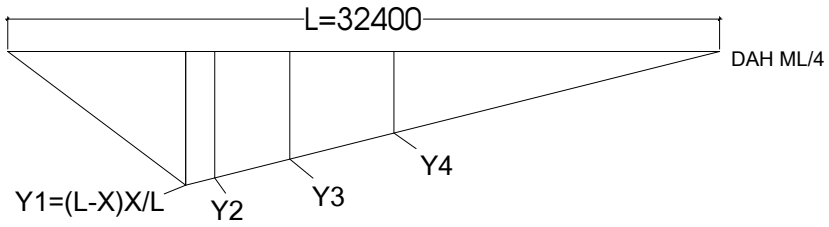
V LN =9.3x W$^+$ =115.3479KN.

$V_{ng-ời}$ =q_{ng} *w$^+$ =4.5x12.403 =55.8135 KN

4.3.Tại mặt cắt(102) L/4=32.4/4=8.1m:

a. Nội lực do Mômen :





Ta tính đ- ợc : $y_1 = \frac{(32.4-8.1)x8.1}{32.4} = 6.075\text{m}$

$$y_2 = \frac{(32.4-1.2-8.1)\times 8.1}{32.4} = 5.775\text{m}$$

$$y_3 = \frac{(32.4-4.3-8.1)\times 8.1}{32.4} = 5\text{m}$$

$$y_4 = \frac{(32.4-8.6-8.1)\times 8.1}{32.4} = 3.925\text{m}$$

w$^+$ =1/2x32.4x6.075=98.415 m^2

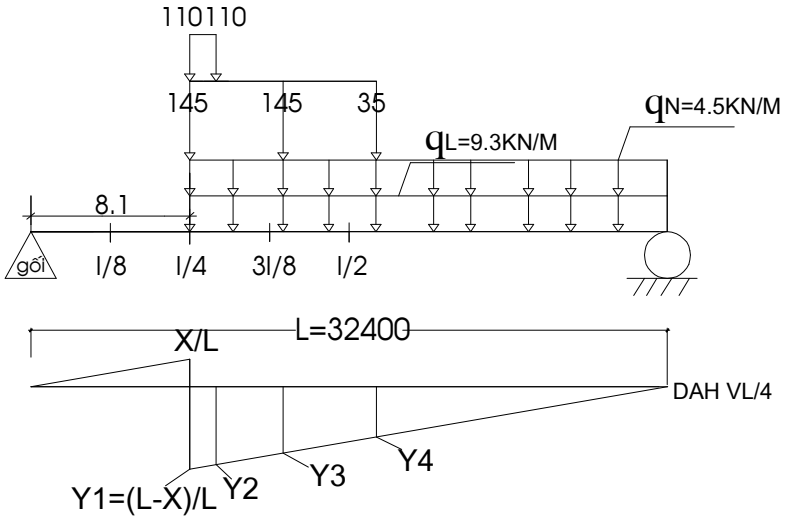
Mtr =145(y1+ y3) +35 y4 =1743.25 KNm

MT_{ad} =110(y_2 + y_1)=1303.5 KNm.

M LN =9.3x w$^+$ =915.26 KNm.

$M_{ng-ời}$ =q_{ng} x w$^+$ =4.5x98.415 = 442.8675 KN

b.Nội lực do lực cắt :



Ta tính đ- ợc : $y_1 = \frac{32.4 - 8.1}{32.4} = 0.75m$

$y_2 = \frac{32.4 - 8.1 - 1.2}{32.4} = 0.713m$

$y_3 = \frac{32.4 - 8.1 - 4.3}{32.4} = 0.6173m$

$y_4 = \frac{32.4 - 8.1 - 8.6}{32.4} = 0.4846m$

w^+ =1/2x(32.4-8.1)x0.75=9.1125 m^2

V_{tr} =145(y_1+ y_3) +35 y_4 =215.22 KN

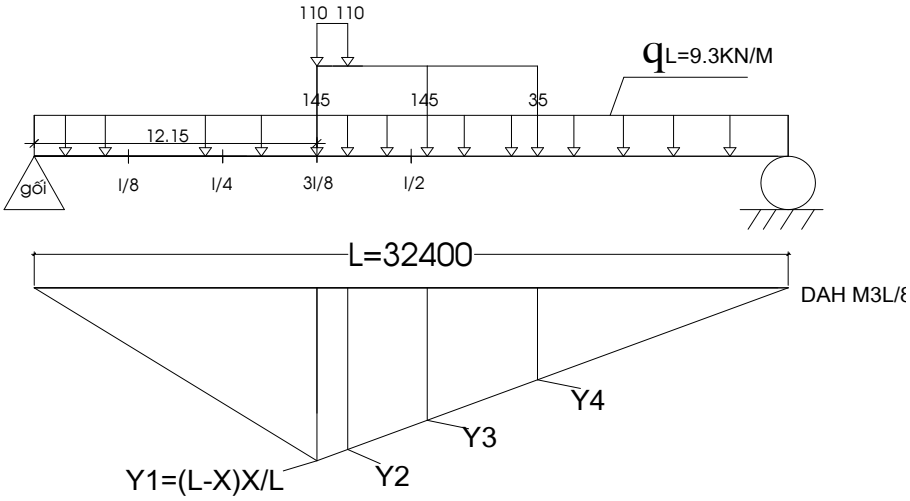
$V_{T_{ad}}$ =110(y_2 + y_1)=160.93 KN.

V_{LN} =9.3x W =84.746 KN.

$V_{ng-ời}$ =q_{ng} *w^+ =4.5x9.1125=41 KN

4.4.Tại mặt cắt (103) 3L/8=12.15 m:

a.Nội lực do Mômen :



Ta tính đ- ợc : $y_1 = \frac{(32.4-12.15)\times 12.15}{32.4} = 7.59375m$

$y_2 = \frac{(32.4-1.2-12.15)\times 12.15}{32.4} = 7.14375m$

$y_3 = \frac{(32.4-4.3-12.15)\times 12.15}{32.4} = 5.98125m$

$y_4 = \frac{(32.4-8.6-12.15)\times 12.15}{32.4} = 4.36875m$

w^+ =1/2x32.4x7.59375=123.01875 m^2

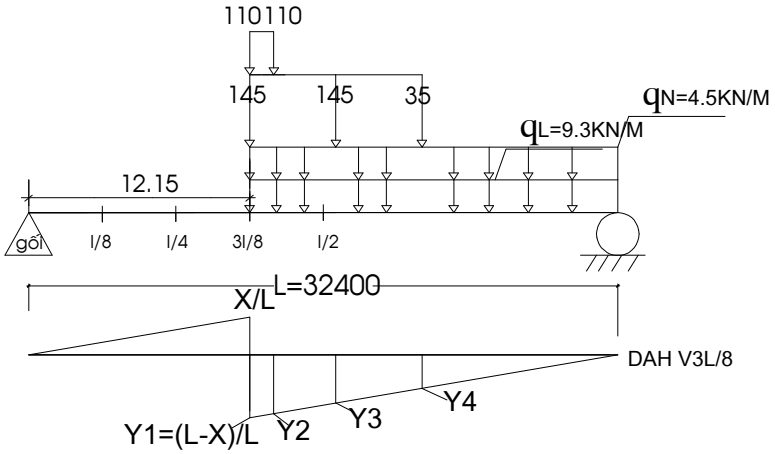
Mtr =145($y1+y3$) +35 $y4$ =2121.28 KN

MT_{ad} =110(y_2 + y_1)=1621.125 KN.

MLN =9.3x W^+ =1144.074 KN.

$M_{ng-ời}$ =q_{ng} x W^+ =4.5x123=553.5 KN

b. Nội lực do lực cắt :



Ta tính đ- ợc : $y_1 = \frac{32.4-12.5}{32.4} = 0.625m$

$y_2 = \frac{32.4-12.15-1.2}{32.4} = 0.588m$

$y_3 = \frac{32.4-12.15-4.3}{32.4} = 0.4923m$

$y_4 = \frac{32.4-12.15-8.6}{32.4} = 0.35957m$

w^+ =1/2x(32.4-12.15)x0.625=6.328 m^2

Vtr =145($y1+y3$) +35 $y4$ =174.59 KN

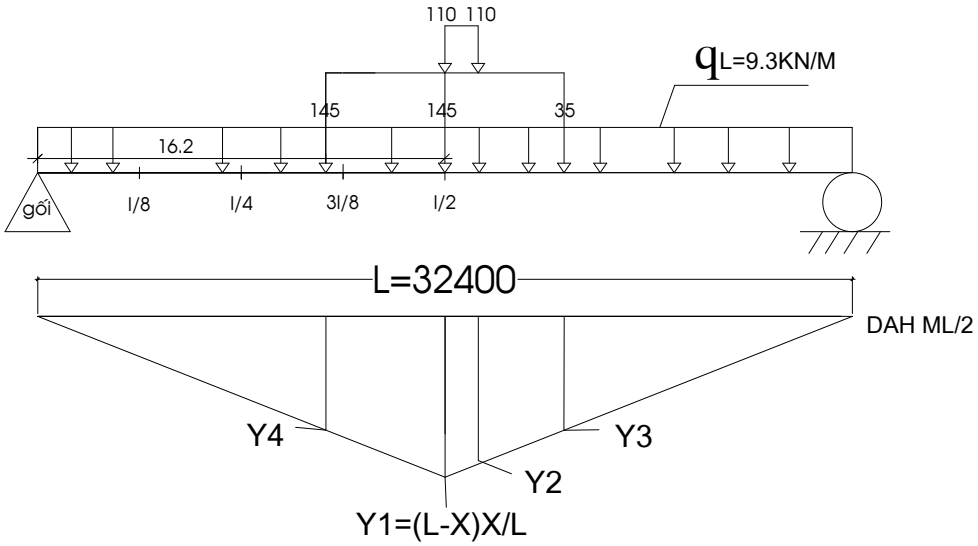
VT_{ad} =110(y_2 + y_1)=133.43 KN.

VLN =9.3x W^+ = 58.85 KN.

$V_{ng-ời}$ =q_{ng} *W^+ = 4.5x6.328= 28.476 KN

4.5.Tại mặt cắt (104) L/2=16.2 m

a. Nội lực do Mômen :



Ta tính đ- ợc : $y_1 = \frac{(32.4-16.2)\times 16.2}{32.4} = 8.1\,m$

$y_2 = \frac{(32.4-1.2-16.2)\times 16.2}{32.4} = 7.5\,m$

$y_3 = y_4 = \frac{(32.4-4.3-16.2)\times 16.2}{32.4} = 5.95\,m$

w^+ =1/2x32.4x8.1=131.22 m^2

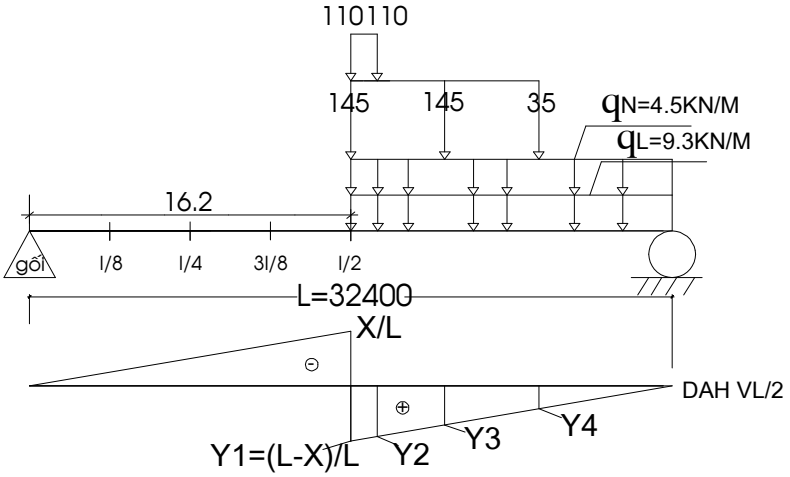
M_{tr} =145(y_1+ y_3) +35 y_4 =2245.5 KN

$M_{T_{ad}}$ =110(y_2 + y_1)=1716 KN.

M_{LN} =9.3x W^+ =1220.346 KN.

$M_{ng-ời}$ =q_{ng} x W^+ =4.5x131.22=590.49 KN

b. Nội lực do lực cắt :



Ta tính đ- ợc : $y_1 = \frac{32.4 - 16.2}{32.4} = 0.5$ m

$y_2 = \frac{32.4 - 16.2 - 1.2}{32.4} = 0.463$m

$y_3 = \frac{32.4 - 16.2 - 4.3}{32.4} = 0.3673$m

$y_4 = \frac{32.4 - 16.2 - 8.6}{32.4} = 0.234568$m

w^+ =1/2x(32.4-16.2)x0.5=4.05 m^2

V_{tr} =145($y_1 + y_3$) +35 y_4 =133.97 KN

$V_{T_{ad}}$ =110($y_2 + y_1$)=105.93 KN.

V_{LN} =9.3x W =37.665 KN.

$V_{ng-ời}$ =q_{ng} *w^+ =4.5x4.05=18.225 KN

Bảng tổng hợp tĩnh tải tiêu chuẩn do momen

Mặt cắt	g	2.300	21.800	1.750	9.000	2.560
	w M	Mlc	Mdc	Mdn	Mb	Mlp
L/1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
L/8	57.409	132.040	1251.511	100.465	100.465	146.966
L/4	98.415	226.355	2145.447	172.226	172.226	251.942
3L/8	123.019	282.943	2681.809	215.283	215.283	314.928
L/2	131.220	301.806	2860.596	229.635	229.635	335.923

Bảng tổng hợp tĩnh tải tiêu chuẩn do momen

Mặt cắt	g	2.300	21.800	1.750	9.000	2.560
	w V	Vlc	Vdc	Vdn	Vb	Vlp
L/1	16.200	37.260	353.160	28.350	145.800	41.472
L/8	12.150	27.945	264.870	21.263	109.350	31.104
L/4	8.100	18.630	176.580	14.175	72.900	20.736
3L/8	4.050	9.315	88.290	7.088	36.450	10.368
L/2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Bảng tổng hợp nội lực do hoạt tải

Nội lực	Tải trọng	Các tiết diện				
		L/1	L/8	L/4	3L/8	L/2
M (kNm)	Xe tải HL93	0	1036	1743	2121.3	2245.5
	Xe Tadem	0	763.1	1304	1621.1	1716
	Tải trọng làn	0	533.8	915.3	1144.1	1220.3
	Tải trọng ng- ời	0	258.3	442.9	553.5	590.49
V (kN)	Xe tải HL93	296.44	255.8	215.2	174.59	133.97
	Xe Tadem	215.93	188.4	160.9	133.43	105.93
	Tải trọng làn	150.66	115.3	84.75	58.85	37.665
	Tải trọng ng- ời	72.9	55.81	41	28.476	18.225
M_u(kNm)		0	2682	4545	5590.7	5936.4
V_u(kN)		872.613	721	579.9	448.89	328.15

Trong đó:

$$M_u = mg_M^{MI}(1.75\times1.25\times M_{HT} + 1.75M_L) + mg_M^{ng}M_{ng}$$

$$V_u = mg_V^{MI}(1.75\times1.25\times V_{HT} + 1.75V_L) + mg_V^{ng}V_{ng}$$

$M_{HT} = \max\{M_{TR}, M_{Tad}\}$

$V_{HT} = \max\{V_{TR}, V_{Tad}\}$

mg_M^{MI} = 0.72

mg_V^{MI} = 0.84

mg_{ng} =1.46

5.Tổ hợp nội lực theo các TTGH:

Đối với hoạt tải: chú ý đến hệ số làn xe

- Một làn xe: m =1.2
- Hai làn xe: m = 1

Số làn xe : $n_l = \frac{B_x}{3500} = \frac{8000}{3500} = 2.286 \rightarrow n_l = 2$

$\rightarrow$ Hệ số làn xe : m =1

$\rightarrow$ Hệ số xung kích (1+IM) = 1.25 (chỉ sử dụng cho xe 2 trục và 3 trục)

5.1.TTGH c- ờng độ 1 :

+Tổ hợp nội lực do mômen :

$$\eta\sum\gamma_i M_i = 1.25(M_{lc} + M_{dc} + M_{dn} + M_b) + 1.5\times M_{lp} + mg_M(1.75\times1.25\times M_{TR} + 1.75M_{LN}) + mg_{ng}M_{ng}$$

+Tổ hợp nội lực do lực cắt :

$\eta\sum\gamma_i V_i = 1.25(V_{lc}+V_{dc}+V_{dn}+V_b)+1.5\times V_{lp}+mg^{V}{}_{M}(1.75x1.25\times V_{TR}+1.75V_{LN})+mg^{V}{}_{ng}V_{ng}$.

Trong đó : $\eta=\eta_D\eta_R\eta_I=1$

γ_{P1} :hệ số tĩnh tải không kể lớp phủ =1.2

γ_{P2} :hệ số tĩnh tải do lớp phủ =1.5

mg:hệ số phân phối ngang .

$mg_M^{MI}=0.73$

$mg_v^{MI}=0.84$

Bảng tổng hợp nội lực theo TTGHCĐ1:

Mặt cắt	Gối	L/8	L/4	3L/8	L/2
M (kNm)	0	4932.81714	8403.81537	10412.3674	10959.0345
V(kN)	1517.93975	1194.29933	880.059725	766.960718	279.165438

5.2.TTGH sử dụng :

+Tổ hợp nội lực do mômen :

NL= $\eta\sum\gamma_{pi}M_i=M_{DC}+M_{DW}+mg_V(1.25xM_{TR}+M_{LN})1.75+ng_{ng}..M_{ng}$

+Tổ hợp nội lực do lực cắt :

NL= $\eta\sum\gamma_{PI}Q_I=Q_{DC}+Q_{DW}+mg\ 1.25Q_{TR}+Q_{LN}\ 1.75+ng_{ng}..V_{ng}$

Bảng tổng hợp nội lực theo TTGHSD:

Mặt cắt	Gối	L/8	L/4	3L/8	L/2
Mômen (KNm)	0	4463.213563	7598.780669	9406.074035	9885.654884
Lực cắt (KN)	1356.06125	1072.890458	799.120475	534.5109675	279.1654375

II.Tính và bố trí cốt thép dul:

-Sử dụng tao thép 7 sợi (cấp 250) ϕ15.24 mm ,A=140 mm^2 .

+C- ờng độ kéo quy định của thép UST : $f_{pu}=1860MPa$.

+Giới hạn chảy của thép ứng suất tr- ớc : $f_{py}=0.9f_{pu}=1674MPa$.

+Môđun đàn hồi của thép ứng suất tr- ớc : $E_p=197000MPa$.

+ứng suất sau mất mát : $f_T=0.8f_y=0.8x1674=1339.2MPa$.

Sơ bộ chọn cốt thép:

$$A_{PS}=\frac{M}{f_T*Z}$$

Trong đó : Z= $d_P-\frac{h_1}{2}=0.9h-\frac{h_1}{2}=0.9\times1900-\frac{240}{2}=1590mm$

M:mômen lớn nhất tại mặt cắt L/2–TTGH c- ờng độ.

$\rightarrow$ M=$M_{l/2}$ =10959 x10^6 N.mm.

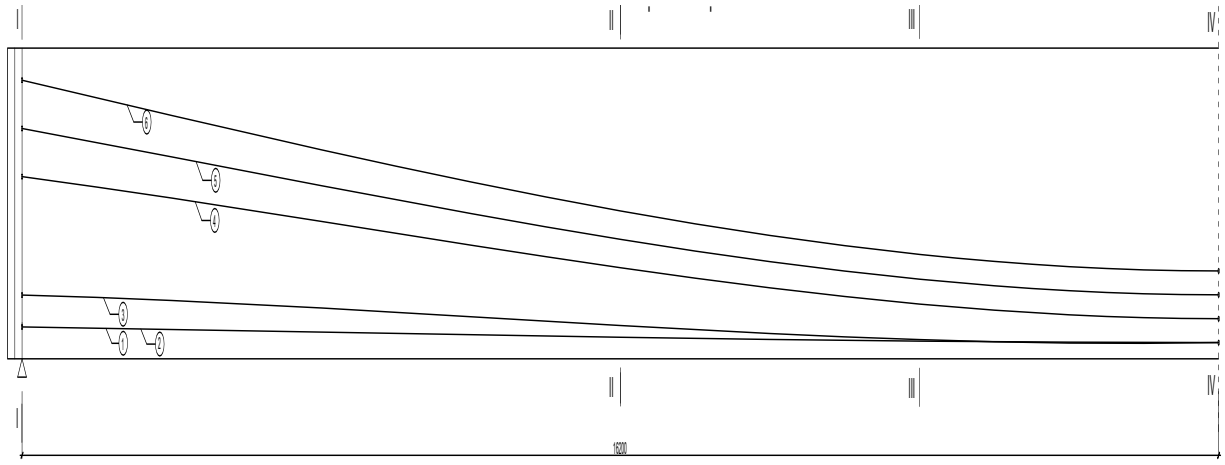
Suy ra :

$$A_{PS} = \frac{M}{f_T * Z} = \frac{10959 \times 10^6}{1339.2 \times 1590} = 5146.7 mm^2$$

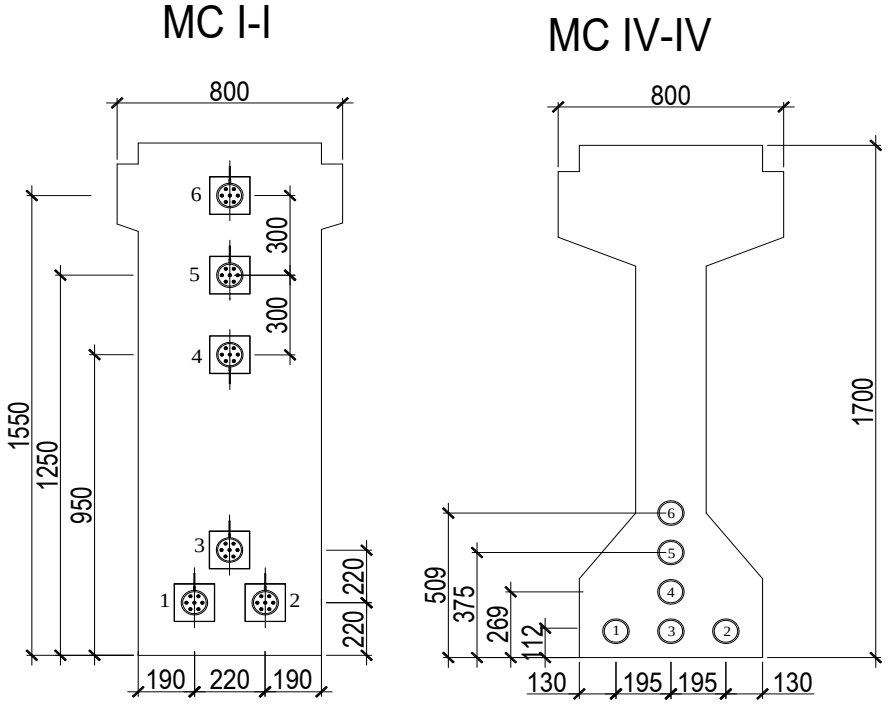
Số bó = $\frac{5146.7}{140 \times 7} = 5.25$ bó(tao7 sợi ϕ15.24mm) = 6 bó

A_{ps} =5880 mm^2

2.Bố trí và uốn cốt chủ :



Bố trí 6 bó nh- hình vẽ :



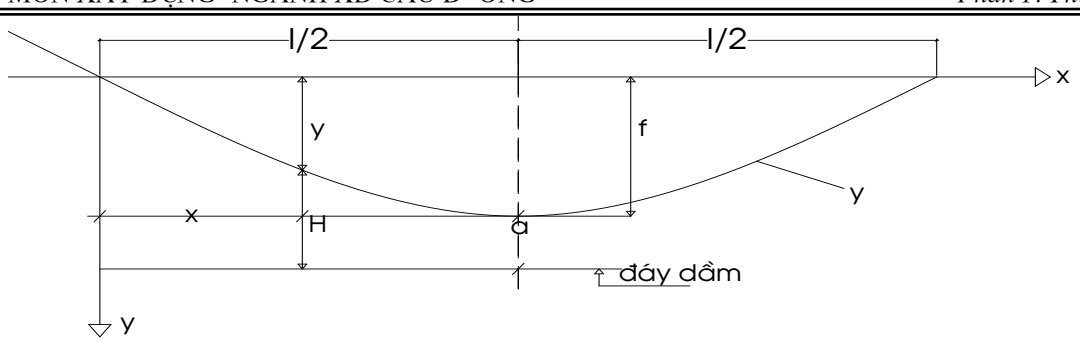
-Tại mặt cắt Gối :

$$y_P = \frac{f(220\times 2+440+950+1250+1550)}{6f} = 771.67mm$$

-Tại mặt cắt giữa nhịp(L/2):

$$y_P = \frac{f(112\times 3+269+375+509)}{6f} = 198.39mm$$

a.Tất cả các bó đều uốn cong dạng parabôn bậc 2 :



+Tính chiều dài và toạ độ của các bó cốt thép :

Chiều dài 1 bó : $L_i = L + \frac{8f^2}{3l}$

-Bó 1,2: L=32400, $f_1 = 220 - 112 = 108$; $L_1 = 32400 + \frac{8x108^2}{3 \times 32400} = 32400.96mm$

-Bó 3: L=32400, $f_3 = 440 - 112 = 328$;

-Bó 4: L=32400, $f_5 = 950 - 269 = 681$;

-Bó 5: L=32400, $f_6 = 1250 - 375 = 875$;

-Bó 6: L=32400, $f_7 = 1550 - 509 = 1041$;

T- ơng tự ta có bảng :

Tên bó	Số bó	L(mm)	f_i (mm)	L_i (mm)
Bó 1,2	2	32400	108	32400.96
Bó 3	1	32400	328	32401.40
Bó 4	1	32400	681	32414.10
Bó 5	1	32400	875	32422.80
Bó 6	1	32400	1041	32480.00

Chiều dài trung bình :

$$L_{tb} = \frac{32.40096x2 + 32.4014 + 32.4141 + 32.4228 + 32.48}{6} = 32.420037m$$

+Toạ độ y và H :H=f +a –y ,với y= $\frac{4f(l-x)*x}{l^2}$.

- **Tại mặt cắt 100 (L/1) có** :x= 0.

Tên bó	a(mm)	f_i (mm)	x(mm)	y(mm)	H(mm)
1,2	112	108	0	0	220
3	112	328	0	0	440
4	269	681	0	0	950
5	375	875	0	0	1250
6	509	1041	0	0	1550

- **Tại mặt cắt 101(L/8) có** :x=4050 mm.

Tên bó	a(mm)	f_i (mm)	x(mm)	y(mm)	H_{101}(mm)
1,2	112	108	4050	47.25	172.75
3	112	328	4050	143.5	296.5
4	269	681	4050	297.9375	652.063
5	375	875	4050	382.8125	867.188
6	509	1041	4050	455.4375	1094.56

- **Tại mặt cắt (102)L/4 có** :x=8100mm.

Tên bó	a(mm)	f_i (mm)	x(mm)	y(mm)	H_{102}(mm)
1,2	112	108	8100	81	139
3	112	328	8100	246	194
4	269	681	8100	510.75	439.25
5	375	875	8100	656.25	593.75
6	509	1041	8100	780.75	769.25

- **Tại mặt cắt (103)3L/8 có** :x=12150mm:

Tên bó	a(mm)	f_i (mm)	x(mm)	y(mm)	H_{103}(mm)
1,2	112	108	12150	101.25	118.75
3	112	328	12150	307.5	132.5
4	269	681	12150	638.4375	311.563
5	375	875	12150	820.3125	429.688
6	509	1041	12150	975.9375	574.063

- **Tại mặt cắt(104) L/2 có** :x=16200mm.

Tên bó	a(mm)	f_i (mm)	x(mm)	y(mm)	H_{105}(mm)
1,2	112	108	16200	108	112
3	112	328	16200	328	112
4	269	681	16200	681	269
5	375	875	16200	875	375
6	509	1041	16200	1041	509

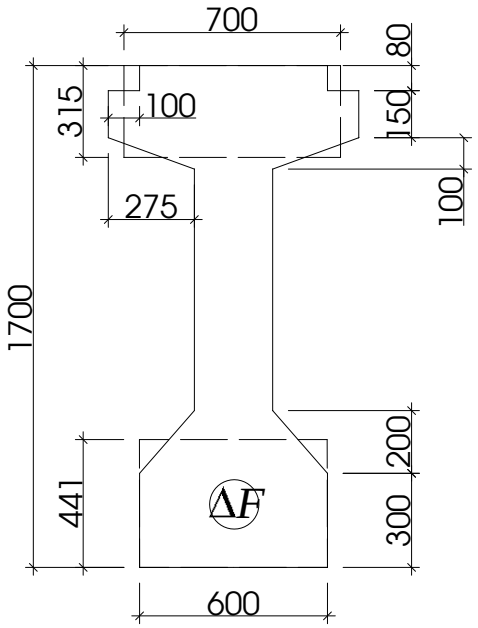
Ta có bảng tổng hợp số liệu:

MC Bó	H(mm)				
	MC100	MC101	MC102	MC103	MC104
1,2	220	172.75	139	118.75	112
3	440	296.5	194	132.5	112
4	600	652.063	439.25	311.563	269
5	1350	867.188	593.75	429.688	375
6	1550	1094.56	769.25	574.063	509

2.1.Đặc tr- ng hình học tiết diện:

a.Tại MC L/2 (giữa nhịp):

1.Giai đoạn 1 (trừ lỗ rỗng):



Ta có :

b_1 =700 mm

h= H-220=1920-220=1700 mm

h_1 = 315 mm

h_2 = 441 mm

b_w=250 mm

b_2= 600 mm

$\Delta F_0 = n\frac{\pi d_r^2}{4}$,n:số bó$\rightarrow$n=6 $\rightarrow \Delta F_0 = 30159.29\ mm^2$

$d_r = 80mm$:đ- ờng kính lỗ rỗng.

y_p =198.4mm.

A_g = A- ΔF_0 = 0.7211- 0.0301593 = 0.69094 = 690940 mm^2

$$S_d = 1.7\times 0.25\frac{1.7}{2} + (0.7-0.25)0.315\left(1.7-\frac{0.315}{2}\right) + (0.6-0.25)\frac{0.441^2}{2} - \Delta F\times 0.1984$$

$$= 0.60795(m^3)$$

$Y_{d1} = \frac{S_d}{A_g} = 880$mm , Y_{tr1} = h- Y_{d1} =820mm ,e_g=y_{d1}-y_p =681.6mm

$$I_g = \frac{b_w(h)^3}{12} + b_w h(\frac{h}{2}-y_{bg})^2 + (b_1-b_w)\frac{h_1^3}{12} + (b_1-b_w)h_1\left(y_{tg}-\frac{h_1}{2}\right)^2 + (b_2-b_w)\frac{h_2^3}{12}$$

$$+ (b_2-b_w)h_2\left(y_{bg}-\frac{h_2}{2}\right)^2 - \Delta F\times e_g^2$$

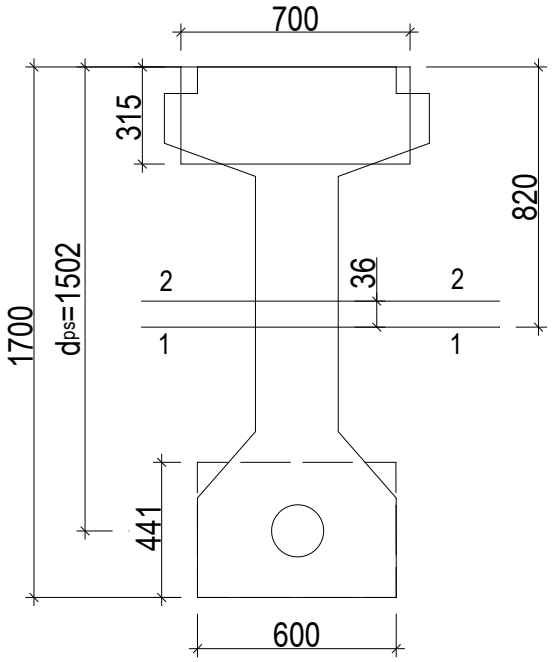
$$I_g = \frac{0.25\times 1.7^3}{12} + 0.25\times 1.7\times\left(\frac{1.7}{2}-0.85158\right)^2 + (0.7-0.25)\times\frac{0.315^3}{12}$$

$$+ (0.7-0.25)\times 0.315\times\left(0.84842-\frac{0.315}{2}\right)^2 + (0.6-0.25)\times\frac{0.441^3}{12}$$

$$+ (0.6-0.25)\times 0.441\times\left(0.84842-\frac{0.441}{2}\right)^2 - 0.0301593\times 0.6816^2 = 0.219989m^4$$

Vậy mômen quán tính với trục 1-1 :I_g=21.9989 x10^{10} mm^4 .

2.Giai đoan 2:



Khi kéo cáp vào phun vữa bêtông lấp lỗ rỗng thì ta chỉ tính phần cáp dự ứng tham gia vào tiết diện còn phần bêtong vữa phun vào chủ yếu là để bảo vệ cáp dự ứng lực nên ta bỏ qua phần betong này.

+Diện tích: $A_c = A_g + n.A_{Ps} = A_g + \frac{E_p}{E_c} * A_{ps}$;

$$\rightarrow n = \frac{E_{ps}}{E_c} = \frac{197000}{4800.\sqrt{40}} = \frac{197000}{30360} = 6.4888$$

A_c = 690940 + 6.4888 x 5880 = 729094.144mm^2

+Mômen tĩnh với trục 1-1 :

$S_{1-1} = n.A_{Ps} .(d_{Ps} – y_{tr1})$

= 6.4888x5880.(1501.6 – 820) = 26005864.55 (mm^3)

$C = \frac{S_{1-1}}{A_c} = 35.669mm$;

$y_2^{tr} = y_1^{tr} - c = 820 - 35.669 = 784.331mm$;

$y_2^d = y_1^d + c = 915.669mm$;

$e_c = e_g + c = 681.6 + 35.669 = 717.269mm$.

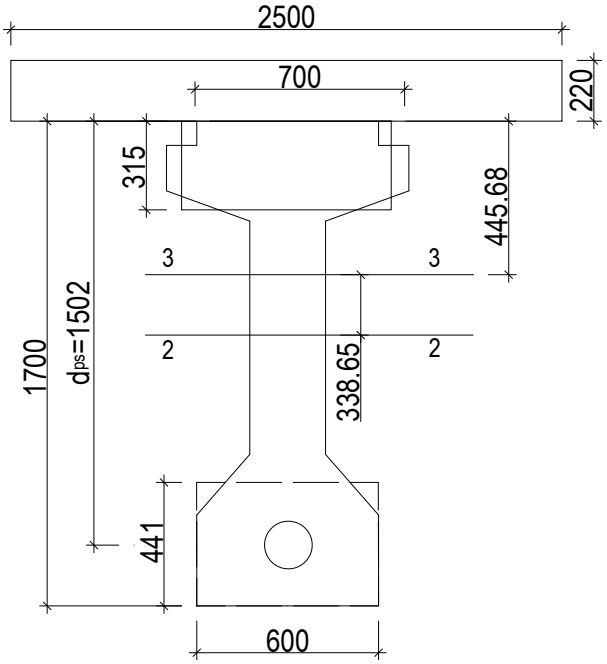
+Mômen quán tính t- ơng đ- ơng (GĐ 2):

$I_{c\_2} = I_g + A_g.c^2 + n.A_{Ps}.(y^d_2 – y_p)^2$

I_{c_2} = 21.9989 x10^{10} +960940 x 35.669^2+6.4888 x 5880(915.669-198.4)^2

= 2.4106 x 10^{11} mm^4

3.Giai đoan 3:



$A_c = A_g + n'.b_b.h_b$

Với $n' = \sqrt{\frac{30}{50}} = 0.7746$

b_b = 2500 (mm)

h_b = 220 (mm)

A_{c_3} = $690940+\sqrt{\frac{30}{50}}\times 2500\times 220$ = 1125086.168 (mm^2)

+Mômen tĩnh với trục 2-2 :

$$S_{3\text{-}3} = n\times b_b\times h_b\times\left(\frac{h_b}{2}+y_2^{tr}\right)=\sqrt{30/50}\times 2500\times 220\times\left(\frac{220}{2}+784.331\right)=3810118359mm^3$$

$$C=\frac{S_{3\_3}}{A_{c\_3}}=338.65125mm\ ;$$

$$y_3^{tr}=y_2^{tr}-c=784.331-338.651=445.68mm\ ;$$

$$y_3^{d}=y_2^{d}+c=1254.32mm\ .$$

+Mômen quán tính t- ơng đ- ơng (GĐ 3):

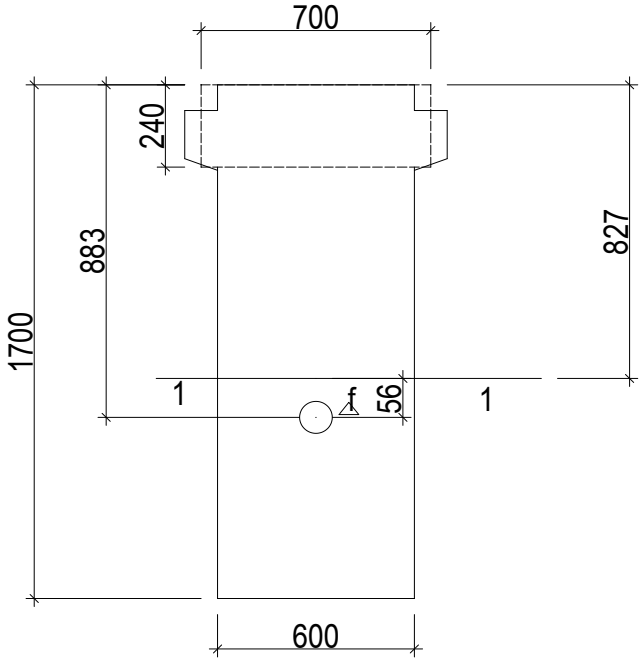
$$I_{c\text{-}3}=I_g+A_g\times c^2+\left[\frac{b_b\times h_b^3}{12}+b_b\times h_b\left(\frac{h_b}{2}+y_3^{tr}\right)^2\right]$$

$$I_{c\text{-}3}=21.9989x10^{10}+960940x\ 338.651^2+\sqrt{\frac{30}{50}}\times\left[2500\times\frac{220^3}{12}+2500\times 220\left(\frac{220}{2}+445.68\right)^2\right]$$

$$I_{c\text{-}3}=4.634619\times 10^{11}mm^4$$

b.Tại MC Gối :

1-giai đoạn 1:



Ta có:

b_0 = b_1=700 mm

h= H-220=1920-220=1700 mm

h_1 = 240 mm

$b_2 = b_w$ = 600 mm

y_p = 771.67 mm

$\Delta F_0 = n\frac{\pi d_r^2}{4}$,n:số bó=6 $\rightarrow \Delta F_0 = 30159.29\,mm^2$

Diện tích :

A_g= h xb_w + (b_2–b_w) x240 - ΔF_0

= 1700x600 + 204x(700-600) - 30159.29= 1010240.71 mm^2

Mômen tĩnh với đáy S_d

$$S_d = h.b_w.\frac{h}{2} + (b_1 - b_w)\,h_1\left(h - \frac{h_1}{2}\right) - \Delta F \times 771.67$$

$$= 1700\times 600\times\frac{1700}{2} + (700-600)\times 240\times\left(1700-\frac{240}{2}\right) - 30159.29\times 771.67$$

$$= 8816469961 mm^3$$

$$y_1^d = \frac{S_d}{A_g} = 872.7mm\ ;$$

$$y_1^{tr} = 1700 - 872.7 = 827.3mm\ ;$$

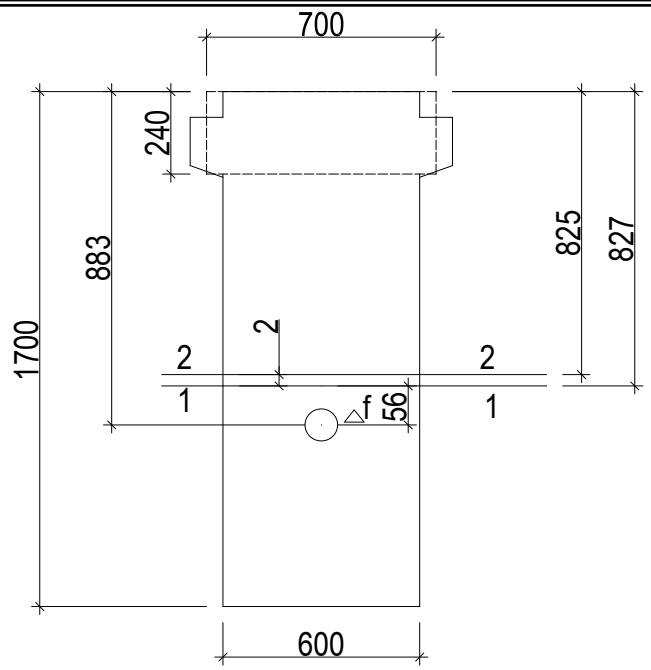
$$e_g = 827.3 - 771.67 = 55.63mm\,.$$

$$I_g = \frac{b_w\times h^3}{12} + h\times b_w\left(\frac{h}{2} - Y_1^d\right)^2 + (b_1 - b_w)\frac{h_1^3}{12} + (b_1 - b_w)\,h_1\left(Y_{tr} - \frac{h_1}{2}\right)^2 - \Delta F.e_g^2$$

$$= \frac{600\times 1700^3}{12} + 1700\times 600\left(\frac{1700}{2} - 872.7\right)^2 + (700-600)\frac{240^3}{12} + (700-600)240\left(827.3-\frac{240}{2}\right)^2$$

$$- 30159.29\times 55.63^2 = 2.58204\times 10^{11} mm^4$$

2.giai đoan 2:



+Diện tích: $A_{c\_2} = A_g + n.A_{Ps} = A_g + \frac{E_p}{E_c} * A_{ps}$

$$\rightarrow n = \frac{E_{ps}}{E_c} = \frac{197000}{4800.\sqrt{40}} = \frac{197000}{30360} = 6.4888$$

A_{c_2} =1010240.71 + 6.4888 x 5880 =1048394.854 mm^2

+Mômen tĩnh với trục 1-1 :

$S_{1\_1} = n.A_{Ps}.(d_{Ps} - y_{tr1})$

= 6.4888x5880.(882.93 – 830.39) = 2122515.031(mm^3)

$C = \frac{S_{1-1}}{A_{c\_2}} = 2.0245mm$;

$y_2^{tr} = y_1^{tr} - c = 827.3 - 2.025 = 825.275mm$;

$y_2^d = y_1^d + c = 874.725mm$;

$e_c = e_g + c = 55.63 + 2.025 = 58.655mm$.

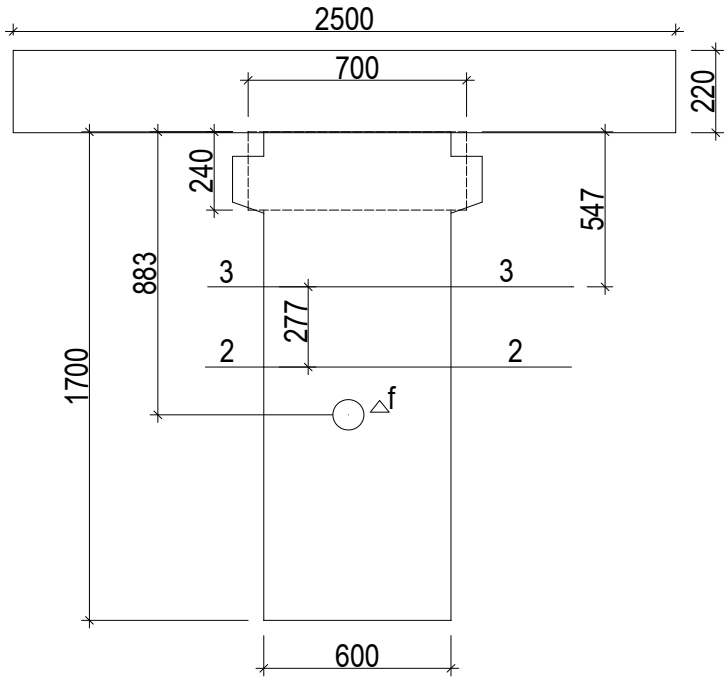
+Mômen quán tính t- ơng đ- ơng (GĐ 2):

$I_{c\_2} = I_g + A_g.c^2 + n.A_{Ps}.(y^d_2 - y_p)^2$

$I_{c\_2} = 2.58204.10^{11} + 1010240.71 \text{ x} 2.025^2 + 6.4888\text{x}5880(874.725-771.67)^2$

= 2.586133523 $\text{x}10^{11}$ mm^4

3.giai đoạn 3:



$A_{c\_3} = A_g + n'.b_b.h_b$

Với $n' = \frac{E_D}{E_B} = \frac{0,0438^{1,5}.\sqrt{f'_{CD}}}{0,0438^{1,5}.\sqrt{f'_{CB}}} = \sqrt{\frac{f'_{CD}}{f'_{CB}}} = \sqrt{\frac{30}{50}} = 0,7746$

b_b = 2500 (mm)

h_b = 220 (mm)

A_{c_3}=1010240.71 + 0,7746x2500x220= 1436270.71 (mm^2)

+Mômen tĩnh với trục 2-2 :

$S_{3\text{-}3} = n' * b_b * h_b * (h_b/2 + y_2^{tr}) = 0.7746x2500x220x(220/2 + 825.275)$

$=398455208.3(mm^3)$

C= $\frac{S_{3\_3}}{A_{c\_3}} = 277.423mm$;

$y_{3-3}^{tr} = y_2^{tr} - c = 825.275 - 277.423 = 547.852mm$;

$y_3^d = y_2^d + c = 1152.148mm$.

+Mômen quán tính t- ơng đ- ơng (GĐ 3):

$I_{c\_3} = I_g + c^2 * A_g + n'[b_b h_b^3/12 + b_b . h_b (h_b/2 + y_3^{tr})^2]$

$$= 2.58204\times10^{11} + 227.423^2 \times 1010240.71 + 0.7746\times\left[\frac{2500\times220^3}{12} + 2500\times220\left(\frac{220}{2} + 547.852\right)^2\right]$$

$$= 4.956459\times10^{11} mm^4$$

III.Tính ứng suất mất mát:

1.Mất do ma sát :

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

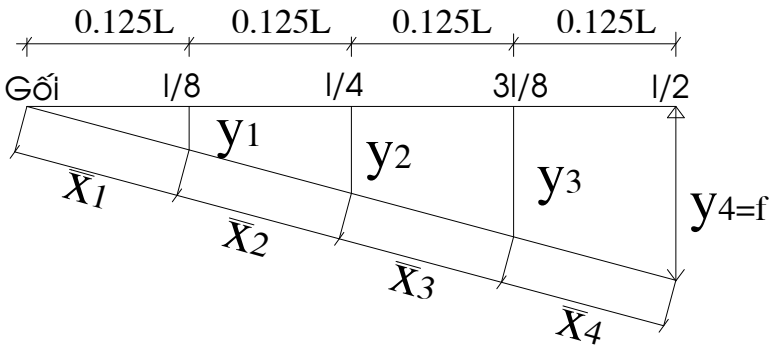
Trong đó :

- f_{PI} :ứng suất khi căng kéo =0.8 f_{PU} =0.8x1860=1488 MP$_a$.

- K=6.6x10^{-7}/mm

- $\mu = 0.23$

-x :là chiều dài bó cáp tính từ đầu kích neo đến mặt cắt đang tính us mất mát .Tính khi kích 2 đầu :



+vậy X của tất cả các bó tại MC100 đều bằng không .

+X của bó tại mặt cắt 104 bằng 1 nửa chiều dài toàn bộ L_I của nó.

+tính X của 1 bó tại mặt cắt bất kì đ- ợc tính gần đúng nh- sau :

*Tại MC L/8:

$$\overline{X_1} = \sqrt{(0.125l)^2 + (y_1^2)} \rightarrow X_1 = \overline{X_1}.$$

*Tại MC L/4:

$$X_2 = \overline{X_1} + \sqrt{(0.125l)^2 + (y_2 - y_1)^2}$$

*Tại MC 3L/8:

$$X_3 = \overline{X_2} + \sqrt{(0.125l)^2 + (y_3 - y_2)^2}$$

a.Tính cho bó 1;2:

$\overline{X_1} = \sqrt{4050^2 + 40.25^2}$ =4050.2 mm

$\overline{X_2} = \sqrt{4050^2 + (81 - 40.25)^2}$ =4050.2 mm.

$\overline{X_3} = \sqrt{4050^2 + (101.25 - 81)^2}$ =4050 mm.

b.Tính cho bó 3:

$\overline{X_1} = \sqrt{4050^2 + 143.5^2}$ =4052.5mm.

$\overline{X_2} = \sqrt{4050^2 + (246 - 143.5)^2}$ =4051.3mm.

$\overline{X_3} = \sqrt{4050^2 + (307.5 - 246)^2}$ =4050.5 mm.

c.Tính cho bó 4 :

$\overline{X_1} = \sqrt{4050^2 + 298^2}$ =4061 mm.

$\overline{X_2} = \sqrt{4050^2 + (510.75 - 298)^2}$ =4055.6mm.

$\overline{X_3} = \sqrt{4050^2 + (638 - 510.75)^2}$ =4052 mm.

d.Tính cho bó 5 :

$\overline{X_1} = \sqrt{4050^2 + 383^2}$ =4068 mm.

$\overline{X_2} = \sqrt{4050^2 + (656 - 383)^2}$ =4059.2 mm.

$\overline{X_3} = \sqrt{4050^2 + (820 - 656)^2}$ =4053mm.

e.Tính cho bó 6 :

$\overline{X_1} = \sqrt{4050^2 + 455^2}$ =4075 mm.

$\overline{X_2} = \sqrt{4050^2 + (781 - 455)^2}$ =4063 mm.

$\overline{X_3} = \sqrt{4050^2 + (975 - 781)^2}$ =4055 mm.

α :là tổng giá trị tuyệt đối các góc uốn của bó ct tính từ vị trí kích đến mặt cắt :

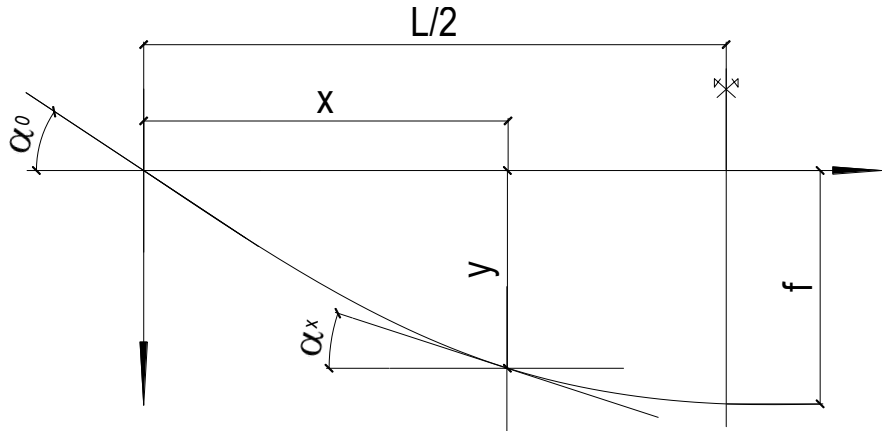
$$\alpha = \alpha_0 - \alpha_x .$$

Với α_0 :là góc tiếp tuyến với đ- ờng cong tại gốc toạ độ .

α_x :là góc giữa tiếp tuyến với đ- ờng cong tại toạ độ x .

-đ- ờng cong bó ct :

$$y = \frac{4f(l-x)*x}{l^2} \rightarrow tg\alpha_x = \frac{4f}{l}(1 - \frac{2x}{l}) .90$$



Tính $\alpha_0, \alpha_x, \alpha$ cho các bó cáp tại các mặt cắt cần tính us mất mát:

+Tính α_0 cho các bó (x=0):

- Bó 1;2 : $\mathbf{tg\alpha_0 = \frac{4f}{l}(1-\frac{2x}{l}) = \frac{4x108}{32400}(1-0) = 0.01333}$

$\rightarrow \alpha_0$ **=0.7639độ = 0.0042π**

Lập bảng :

Tên bó	L(mm)	x(mm)	f_i	tg α(độ)	α_0(độ)	radian
1,2	32400	0	108	0.0133	0.7639	0.0002327
3	32400	0	328	0.0405	2.31886	0.0007064
4	32400	0	681	0.0841	4.80579	0.0014639
5	32400	0	875	0.1080	6.16545	0.0018781
6	32400	0	1041	0.1285	7.32342	0.0022308

+Tính α_x tại các mặt cắt cho các bó :

***Tai măt cắt L/8 có : x=4050 mm.**

Tên bó	L(mm)	x(mm)	f_i	tg α(độ)	α_x(độ)	radian
1,2	32400	4050	108	0.0100	0.57294	0.000174527
3	32400	4050	328	0.0304	1.73956	0.000529900
4	32400	4050	681	0.0631	3.60804	0.001099072
5	32400	4050	875	0.0810	4.63190	0.001410958
6	32400	4050	1041	0.0964	5.50567	0.001677122

***Tai măt cắt L/4 có :x=10375mm.**

Tên bó	L(mm)	x(mm)	f_i	tg α(độ)	α_x(độ)	radian
1,2	32400	8100	108	0.0067	0.38197	0.000116354
3	32400	8100	328	0.0202	1.15990	0.000353327
4	32400	8100	681	0.0420	2.40713	0.000733253
5	32400	8100	875	0.0540	3.09168	0.000941778
6	32400	8100	1041	0.0643	3.67673	0.001119996

***Tai măt cắt 3L/8 có :x=15562.5mm.**

Tên bó	L(mm)	x(mm)	f_i	tg α(độ)	α_x(độ)	radian
1,2	32400	12150	108	0.0033	0.19099	0.000058177
3	32400	12150	328	0.0101	0.58001	0.000176682

4	32400	12150	681	0.0210	1.20410	0.000366788
5	32400	12150	875	0.0270	1.54696	0.000471232
6	32400	12150	1041	0.0321	1.84026	0.000560575

***Tai măt cắt L/2:x=16200 thì tất cả các bó có** $\alpha_x = 0 \Rightarrow \alpha = \alpha_0$ **.**

(+)Tính α cho các bó tại các mặt cắt :

Công thức: $\alpha = \alpha_0 - \alpha_x$

-Tai măt cắt L/1:

$\rightarrow \alpha_x^{tb} = 3.69022 \rightarrow \cos\alpha_x^{tb} = 0.99793$

-Tại mặt cắt L/8:

Tên bó	α_0 (độ)	α_x (độ)	α (độ)	α (radian)
1,2	0.76390	0.57294	0.19096	0.003333
3	2.31886	1.73956	0.57930	0.010111
4	4.80579	3.60804	1.19775	0.020905
5	6.16545	4.63190	1.53355	0.026765
6	7.32342	5.50567	1.81776	0.031726

$\rightarrow \alpha_x^{tb} = 2.77184 \rightarrow \cos\alpha_x^{tb} = 0.99883$

-Tai măt cắt L/4:

Tên bó	α_0 (độ)	α_x (độ)	α (độ)	α (radian)
1,2	0.76390	0.38197	0.38193	0.006666
3	2.31886	1.15990	1.15895	0.020228
4	4.80579	2.40713	2.39866	0.041865
5	6.16545	3.09168	3.07378	0.053648
6	7.32342	3.67673	3.64670	0.063647

$\rightarrow \alpha_x^{tb} = 1.84989 \rightarrow \cos\alpha_x^{tb} = 0.99948$

-Tai măt cắt 3L/8:

Tên bó	α_0 (độ)	α_x (độ)	α (độ)	α (radian)
1,2	0.76390	0.19099	0.57291	0.009999
3	2.31886	0.58001	1.73885	0.030349
4	4.80579	1.20410	3.60169	0.062861
5	6.16545	1.54696	4.61849	0.080608
6	7.32342	1.84026	5.48317	0.095699

$\rightarrow \alpha_x^{tb} = 0.92555 \rightarrow \cos\alpha_x^{tb} = 0.99987$

-Tai măt cắt L/2:

Tên bó	α_0 (độ)	α_x (độ)	α (độ)	α (radian)

1,2	0.76390	0.00000	0.76390	0.013333
3	2.31886	0.00000	2.31886	0.040472
4	4.80579	0.00000	4.80579	0.083877
5	6.16545	0.00000	6.16545	0.107607
6	7.32342	0.00000	7.32342	0.127818

- Tính ứng suất mất mát do ma sát tại các mặt cắt lập thành bảng:

f_{pi} **=1480**

K=6.67x10^{-7}

μ **=0.23**

a.Mặt cắt L/8:

Bó	L_i	**x** **(L_i /2)**	α	$e^{-(Kx+\mu\alpha)}$	$1-e^{-(Kx+\mu\alpha)}$	Δf_{PF} **(MPa)**
1;2	32401	16200.48	0.013333	0.9862236	0.01378	20.49933
3	32401	16200.7	0.040472	0.9800866	0.01463	21.77539
4	32414	16207.05	0.083877	0.9703468	0.01642	24.43445
5	32423	16211.4	0.107607	0.9650622	0.01976	29.40288
6	32480	16240	0.127818	0.9605683	0.02005	29.8344
$\sum \Delta f_{PF}$						125.9464
Δf_{PF} (L/6)						15.74331

b.Mặt cắt L/4:

Bó	L_i	**x** **(L_i /2)**	α	$e^{-(Kx+\mu\alpha)}$	$1-e^{-(Kx+\mu\alpha)}$	Δf_{PF} **(MPa)**
1;2	32401	16200.48	0.006666	0.9877369	0.01226	18.24747
3	32401	16200.7	0.020228	0.9846607	0.01463	21.77539
4	32414	16207.05	0.041865	0.9797685	0.01642	24.43445
5	32423	16211.4	0.053648	0.977114	0.01976	29.40288
6	32480	16240	0.063647	0.9748508	0.02005	29.8344
$\sum \Delta f_{PF}$						123.695
Δf_{PF} (L/6)						20.6158

c.Mặt cắt 3L/8:

Bó	L_i	**x** **(L_i /2)**	α	$e^{-(Kx+\mu\alpha)}$	$1-e^{-(Kx+\mu\alpha)}$	Δf_{PF} **(MPa)**
1;2	32401	16200.48	0.009999	0.98698	0.01302	19.37382
3	32401	16200.7	0.030349	0.9823712	0.01463	21.77539
4	32414	16207.05	0.062861	0.9750483	0.01642	24.43445

5	32423	16211.4	0.080608	0.9710738	0.01976	29.40288
6	32480	16240	0.095699	0.9676906	0.02005	29.8344
$\sum \Delta f_{PF}$						124.821
Δf_{PF} (L/6)						20.8035

d.Mặt cắt L/2:

Bó	L_i	**x** **(L_i /2)**	α	$e^{-(kx+\mu\alpha)}$	$1-e^{-(kx+\mu\alpha)}$	Δf_{PF} **(MPa)**
1;2	32401	16200.48	0.013333	0.9862236	0.01378	20.49933
3	32401	16200.7	0.040472	0.9800866	0.01463	21.77539
4	32414	16207.05	0.083877	0.9703468	0.01642	24.43445
5	32423	16211.4	0.107607	0.9650622	0.01976	29.40288
6	32480	16240	0.127818	0.9605683	0.02005	29.8344
$\sum \Delta f_{PF}$						125.946
Δf_{PF} (L/6)						20.9911

2. Mất do tr- ợt neo :

$$\Delta f_{PA} = \frac{\Delta L}{l_{tb}} * E_P$$

Trong đó : lấy $\Delta L = 6mm / 1neo \Rightarrow 2neo, \Delta L = 2x6 = 12mm$.

$E_P = 197000MP_a$

$l_{tb} = 324002mm$

Suy ra : $\Delta f_{PA} = \frac{6 \times 2}{324002} \times 197000 = 98.5MPa$

3. Mất do nén đàn hồi bêtông (mỗi lần căng 1 bó)

$$\Delta f_{PES} = \frac{(N-1)}{2N} * \frac{E_P}{^a E_{CI}} * f_{cgp}$$

Trong đó :

N=6 bó.

$E_{ci} = 4800\sqrt{f_{ci}^{'}} = 4800\sqrt{40} = 30357.9$,với $f_{ci}^{'} = 80\% f_c^{'} = 0.8 \times 50 = 40MP_a$.

$f_{ci}^{'}$: c- ờng độ bê tông lúc căng.

$E_{ci} = 30357.9MP_a$

$f_{PI} = 0.8 f_{PU} = 0.8x1860 = 1488.$

f_{cgp} :ứng suất tại trọng tâm ct do lực căng đã kể đến mất us do ma sát +tụt neo và do trọng .

→ **Lực căng** :

$$P_i = f_{pi} - \Delta f_{PF} + \Delta f_{PA} \bar{x} A_{PS} x Cos\alpha_x^{tb}.$$

Trong đó :

α_x^{tb} :là góc trung bình của tiếp tuyến với các bó tại mặt cắt tính toán

3.1.Lực căng p_i tại các mặt cắt là :

a.MC Gối :

$P_i = 1488 - 98.5 \bar{\times} 5880 \times 0.998 = 815391.48N$.

b.MC L/8 :

$P_i = 1488 - (15.74 + 98.5) \bar{\times} 5880 \times 0.99883 = 8021272.918N$

c.MC L/4 :

$P_i = 1488 - (20.62 + 98.5) \bar{\times} 5880 \times 0.9995 = 7997973.413N$.

d.MC 3L/8 :

$P_i = 1488 - (20.8 + 98.5) \bar{\times} 5880 \times 0.9997 = 7998515.725N$.

e.MC L/2 :

$P_i = 1488 - (20.99 + 98.5) \bar{\times} 5880 \times 1 = 7999798.8N$

3.2. Tính f_{cgp} cho các mặt cắt :

$$f_{cgp} = -\frac{p_i}{A_g} - \frac{p_i}{I_g} x e_g^2 + \frac{M_1}{I_g} x e_g$$

Với M_1 :mômen do trọng l- ợng bản thân g_1 tính theo TTGHSD.

-Tại MC Gối :($M_1 = 0$).

$$f_{cgp} = -\frac{815391.48}{101024.071} - \frac{815391.48 \times 56^2}{2.58204 x 10^{11}} = -8.17MP_a$$

-Tại MC L/2 :

$$f_{cgp} = -\frac{7999798.8}{690940} - \frac{7999798.8 \times 681.6^2}{2.19989 x 10^{11}} + \frac{2794.986 \times 10^6 \times 681.6}{2.19989 x 10^{11}} = -19.81MP_a$$

Vậy mất do nén đàn hồi bêtông (Δf_{PES}) là:

-MC Gối :

$$\Delta f_{PES} = \frac{(6-1) \times 197000 \times |-8.17|}{2 \times 6 \times 30357} = 22MP_a.$$

-MC L/2 :

$$\Delta f_{PES} = \frac{(6-1) \times 197000 \times |-19.81|}{2 \times 6 \times 30357} = 53.565MP_a.$$

4.Mất ứng suất do co ngót bêtông (kéo sau):

-Tại tất cả các mặt cắt nh- nhau :

$\Delta f_{PSR} = 93 - 0.85H$,với H độ ẩm =80%.

$\Delta f_{PSR} = 93 - 0.85x0.8 = 25MP_a$.

5.Mất ứng suất do từ biến bêtông.

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

Trong đó :

- f_{cgp} :là ứng suất tại trọng tâm cốt thép do lực nén P_i (đã kể đến mất do ma sát, tụt neo và nén đàn hồi) ,và do trọng l- ợng bản thân.

-Tính lực P_i cho các mặt cắt :

$$P_i = f_{pi} - (\Delta f_{PF} + \Delta f_{PA} + \Delta f_{PES} \bar{*} A_{PS} * \cos\alpha_x^{tb}.$$

***MC Gối :**

$P_i = [1488 - (98.5 + 22)] \times 5880 \times 0.998 = 80248182N$.

$\Delta f_{cdp} = 0$,vì mômen =0.

$$f_{cgp} = -\frac{80248182}{101024071} - \frac{80248182 \times 56^2}{2.58204x10^{11}} = -8.041MP_a$$

$\rightarrow \Delta f_{PCR}$ =12.0x8.041=96.5 MP_a .

***MC L/2 :**

$P_i = [1488 - (20.99 + 98.5 + 64.4)] \times 5880 \times 1 = 76681668N$

Suy ra MC L/2:

$$\rightarrow f_{cgp} = -\frac{76681668}{690940} - \frac{76681668 \times 681.6^2}{2.19989x10^{11}} + \frac{2794.986 \times 10^6 \times 681.6}{2.19989x10^{11}} = -18.6MP_a.$$

Δf_{cdp} :ứng suất do tĩnh tải 2và tĩnh tải 3 gây ra :

$$\Delta f_{cdp} = \frac{M_2}{I_{c\_2}}(d_{ps} - y^{tr}{}_2) + \frac{M_3}{I_{c\_3}}(d_{ps} - y^{tr}{}_3).$$

$$= \frac{1410.615 \times 10^6}{2.4106 \times 10^{11}} \times \bar{1}502 - 784.33\bar{} + \frac{637.729 \times 10^6}{4.63462 \times 10^{11}} \times \bar{1}502 - 445.68\bar{} = 5.65MPa$$

M_2=2591.986x10^6

M_3 =637.729x10^6

I_{c_2}=2.4106x10^{11} mm^4

Y_2^{tr} =784.33mm

I_{c_3}=4.63462x10^{11} mm^4

Y_3^{tr} =445.68mm

D_{ps} =1502mm

Δf_{cdp} :ứng suất do tĩnh tải 2 gây ra .

Mặt cắt	M_2	M_3	Δf_{cdp}
L/1	0	0	0
L/8	1133.82	279.007	4.0115
L/4	1943.7	478.297	6.8768
3L/8	2429.62	597.871	8.596
L/2	2591.6	637.729	9.1691

$$\Delta f_{PCR} = 12.0 \times 23.82 - 7 \times 9.17 = 221.65 MP_a .$$

Mặt cắt	Δf_{PF} (MPa)	Δf_{PA} (MPa)	f_{cgp} (MPa)	Δf_{cdp} (MPa)	Δf_{PCR} (MPa)
L/1	0	98.5	8.04	0	96.48
L/8	15.74	98.5	10.34	4.012	95.996
L/4	20.62	98.5	12.87	6.877	106.301
3L/8	20.8	98.5	16.95	8.596	143.228
L/2	20.99	98.5	18.6	9.169	159.017

6.Mất ứng suất do chùng cốt thép :

$$\Delta f_{PR} = \Delta f_{PR_1} + \Delta f_{PR_2} .$$

-Căng sau gần đúng : $\Delta f_{PR_1} = 0$.

-Tính :

$$\Delta f_{PR_2} = 0.3[138 - 0.3\Delta f_{PF} - 0.4\Delta f_{PES} - 0.2(\Delta f_{PSR} + \Delta f_{PCR})] .$$

*MC Gối :

$$\Delta f_{PR_2} = 0.3 \times [138 - 0.3 \times 0 - 0.4 \times 24.698 - 0.2(25 + 98.04)] = 31.054 MP_a .$$

*MC L/2 :

$$\Delta f_{PR_2} = 0.3 \times [138 - 0.3 \times 20.99 - 0.4 \times 72 - 0.2(25 + 221.66)] = 1.0713 MP_a$$

Tổng hợp các ứng suất mất mát

- Mất mát tức thời : $\Delta f_{PT1} = \Delta f_{PF} + \Delta f_{PA} + \Delta f_{PES}$

Mặt cắt	Δf_{PF} (MPa)	Δf_{PA} (MPa)	Δf_{PES} (MPa)	Δf_{PT1} (MPa)
L/1	0	98.5	22.091	120.591
L/8	15.74	98.5	29.743	143.983
L/4	20.62	98.5	35.151	154.271

3L/8	20.8	98.5	45.967	165.267
L/2	20.99	98.5	53.572	173.062

- Mất mát theo thời gian : $\Delta f_{PT2.} = \Delta f_{PSR} + \Delta f_{PCR} + \Delta f_{PR}$

Mặt cắt	Δf_{PSR} (MPa)	Δf_{PCR} (MPa)	Δf_{PR} (MPa)	Δf_{PT2} (MPa)
L/1	25	96.48	31.4603	152.94
L/8	25	95.996	29.1545	150.151
L/4	25	106.301	27.448	158.749
3L/8	25	143.228	23.9183	192.146
L/2	25	159.017	22.0412	206.058

- **Tổng mất mát** : Δf_{PT} = $\Delta f_{PT1} + \Delta f_{PT2}$

Tiết diện	Δf_{PT1} (MPa)	Δf_{PT2} (MPa)	Δf_{PT} (MPa)
L/1	120.591	152.94	273.531
L/8	143.983	150.151	294.134
L/4	154.271	158.749	313.02
3L/8	165.267	192.146	357.413
L/2	173.062	206.058	379.12

IV.Kiểm toán theo TTGH c- ờng độ 1 :

1.Kiểm tra sức kháng uốn :

Do ta có bê tông bản mặt cầu và bêtông dầm có c- ờng độ khác nhau nên ta quy đổi bêtông mặt cầu về bêtông làm dầm.Ta chỉ quy đổi theo chiều rộng bản cánh chứ không quy đổi chiều cao bản cánh.

Hệ số quy đổi $n = \frac{E_D}{E_B}$

$$\Rightarrow n = \frac{E_D}{E_B} = \frac{0,045.\gamma_c^{1,5}.\sqrt{f'_{DC}}}{0,045.\gamma_c^{1,5}.\sqrt{f'_{CB}}} = \frac{\sqrt{f'_{DC}}}{\sqrt{f'_{CB}}} = \sqrt{\frac{30}{50}} = 0,7746$$

b'$_2$=0.7746x2500=1936.5 mm

Xem tiết diện là tiết diện chữ T

***Kiểm tra MC L/2 (bỏ qua cốt thép th- ờng):**

Vị trí trục trung hòa :

+Giả thiết trục trung hoà qua cánh :

$$C = \frac{A_{PS} f_{pu}}{0.85 f_c' \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

h_f=315mm

A_{ps} =5880(mm^2)

f_{pu} = 1860 (Mpa);

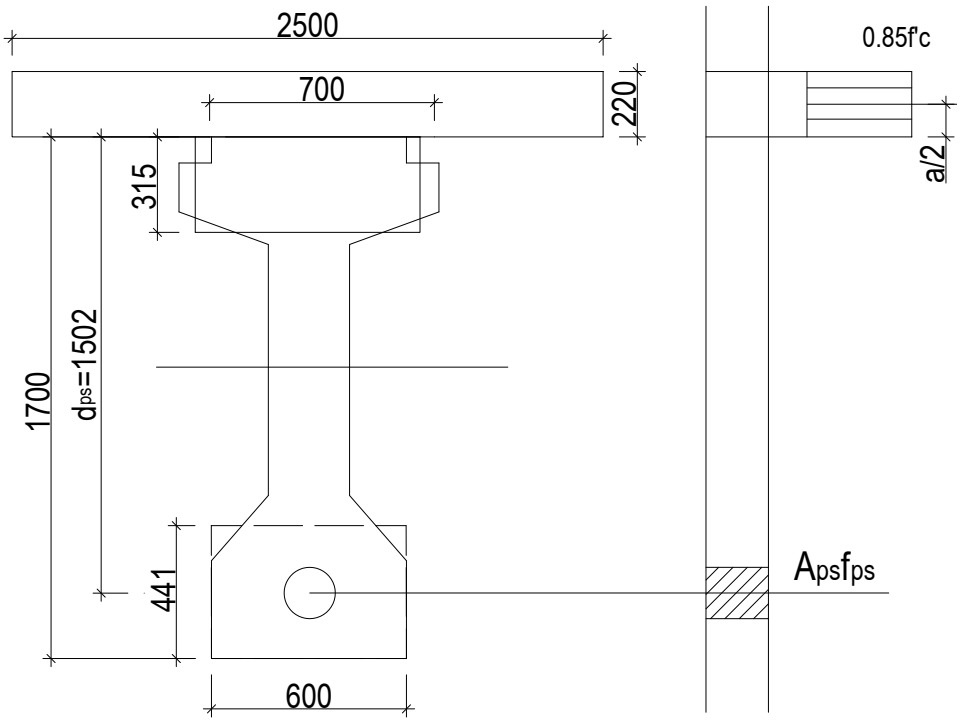
β_1=0.85;

f'_c=50;

d_{ps} = 1502 (mm)

$$k = 2(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}}) = 0.28$$

$$C = \frac{5880 \times 1860}{0.85 \times 0.85 \times 50 \times 2500 + 0.28 \times 5880 \times \frac{1860}{1502}} = 121.1 < h_f = 315mm$$



+giả thiết trục trung hoà qua cánh :

+Sức kháng danh định của tiết diện :

$$M_n = A_{PS} f_{PS} (d_p - \frac{a}{2}) + (b - b_w) h_1 \times 0.85 \times f_c' \times 0.85 \times \left(\frac{h_1}{2} - \frac{a}{2}\right)$$

a= $\beta_1 \times c = 0.85 \times 121.1 = 102.935mm$.

$$f_{PS} = f_{pu}(1 - k\frac{c}{d_p}) = 1860 \times (1 - 0.28 \times \frac{121.1}{1502}) = 1818MP_a.$$

$$M_n = 5880\times 1818\times(1502-\frac{102.935}{2}) + (600-250)\times 315\times 0.85\times 50\times(\frac{315}{2}-\frac{102.935)}{2}$$

$$= 1.6003\times 10^{10}\, Nm = 16003 KN.m$$

+Kiểm tra : $M_u \le \phi M_n, \phi = 1, M_u = M_{l/2} = 10967 KN.M \rightarrow$ đạt .

2.Kiểm tra hàm l- ợng cốt thép tối đa :

$$\frac{C}{d_c} \le 0.42 .$$

$$d_c = \frac{A_{PS} f_{PS} d_p}{A_{PS} f_{PS}} = \frac{5880*1818*1502}{5880*1818} = 1502mm .$$

$$d_c = \frac{121.1}{1502} = 0.0806 \le 0.42 \rightarrow \text{Đạt}$$

3.Kiểm tra hàm l- ợng cốt thép tối thiểu :

$$\phi M_n \ge \min 1.2M_{cr}, 1.33M_u$$

Trong đó :

M_{cr} :mômen bắt đầu gây nứt dầm BTDUL tức là khi đó ứng suất biên d- ới đạt trị số ứng suất kéo khi uốn là : $f_r = 0.63\sqrt{f_c'} = 0.63\sqrt{50} = 4.45 MP_a$.

- Ph- ơng trình M_{cr} với tiết liên hợp căng sau (3 giai đoạn).

$$f_r = -\frac{P_I}{A_g} - \frac{P_I e_g}{I_g} y_1^d + \frac{M_1}{I_{g1}} y_1^d + \frac{M_2}{I_{g2}} y_2^d + \frac{(M_{3a}) + M_{ht}}{I_c} y_3^d + \frac{\Delta M}{I_c} y_3^d = 4.45 \text{Mpa}$$

M_1 :mômen MC L/2 do tĩnh tải 1 =2794.986 (KN.m)

M_2 :mômen MC L/2 do tĩnh tải 2=2591.595(KN.m).

M_3 :mômen MC L/2 do tĩnh tải 3=637.729(KN.m).

M_{ht} = $1.25\times M_{TR} + M_{LN}\, mg_M$ = $2170.25\times 1.25 + 1220\times 0.73 = 2870.95 KN.m$.

ΔM :là phần mômen thêm vào để tiết diện bắt đầu nứt.

$P_I = (0.8 f_{py} - \Delta f_{PT}) A_{PS}$, $\Delta f_{PT} = \Delta f_{PT1} + \Delta f_{PT2} = 454.2 MP_a$.

$$P_I = (0.8\times 0.9\times 1860 - 379)\times 5880 = 5645976 N$$

$\rightarrow$ Thay các số liệu MC L/2 vào ph- ơng trình để tính ΔM .

$$4.45 = -\frac{5645976}{690940} - \frac{5645976\times 681.6}{2.19989\times 10^{11}} 880 + \frac{2794.986\times 10^6}{2.19989\times 10^{11}} 880 + \frac{2591.595\times 10^6}{2.19989\times 10^{11}} 915.669$$

$$+ \frac{637.729\times 10^6}{4.63462\times 10^{11}} 1254.32 + \frac{\Delta M}{4.63462\times 10^{11}} 1254.32$$

ΔM =1596881927 N.mm=1597 KN.m

$$\rightarrow \begin{aligned} M_{cr} &= \Delta M + M_1 + M_2 + M_3 + M_{ht} \\ &= 1596.882 + 2794.986 + 2591.595 + 637.729 + 2870.95 = 10492.08 KN.m \end{aligned}$$

$$M_u = M_{l/2} = 10967 KN.M$$

+Kiểm tra:

$$\phi M_n = 16003 KN.m > \min 1.2 M_{cr}, 1.33 M_u = 12590.5, 14586.11 = 12590.5 kNm$$

$$\rightarrow \phi M_n = 16003 > 12590.5 KN.m \rightarrow \text{đạt.}$$

4.Kiểm tra sức kháng cắt của tiết diện :

-Tính cho tiết diện ở gần gối :

Sức kháng cắt tiết diện ϕV_n ,với $\phi = 0.9$

V_n :sức kháng cắt danh định .

$$V_n = \min \begin{Bmatrix} V_c + V_S + V_p \\ 0.25 f_c' b_v d_v + V_p \end{Bmatrix}$$

V_c :sức kháng cắt do bêtông.

$$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f_c'} b_v d_v .$$

V_s :sức kháng cắt do cốt đai .

$$V_s = \frac{A_V f_V d_V (\cot g\theta + \cot g\alpha) \sin\alpha}{S_V}$$,với $\alpha = 90^0$ (góc cốt đai)

$$\rightarrow V_s = \frac{A_V f_V d_V \cot g\theta}{S_V} .$$

V_p :sức kháng cắt do cốt thép DUL (xiên):

$$V_p = f_{pi} A_{PS} \sin\alpha ,$$

f_{pi} :c- ờng độ tính toán cốt thép DUL.

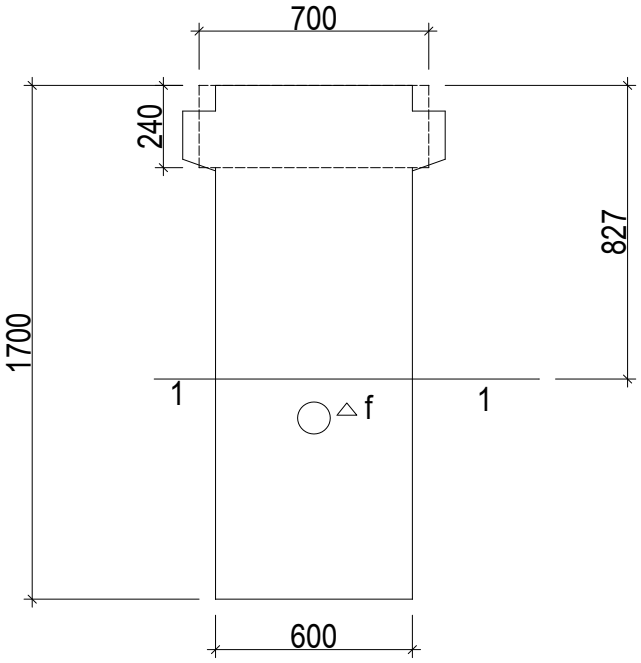
α :góc trung bình .

Trong các công thức trên :

b_v :là chiều dày nhỏ nhất của s- ờn dầm MC L/1 : $b_v = b_w = 600mm$.

d_v :chiều cao chịu cắt có hiệu của tiết diện –khoảng cách hợp lực trong miền chịu nén và kéo của tiết diện .

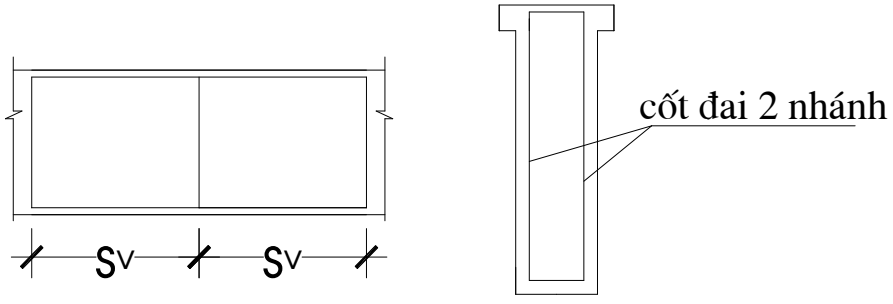
Đầu dầm: gần đúng chiều cao miền chịu nén ,lấy bằng chiều cao miền chịu nén MC L/2.



C=121.1 $\rightarrow d_v = d_p - \frac{c}{2} = 1700 - 827 - \frac{121.1}{2} = 812.45mm$.

Mặt khác $d_v = \max\begin{Bmatrix} d_p - \frac{c}{2} = 812.45 \\ 0.9d_p = 785.7 \\ 0.72h = 1224 \end{Bmatrix} \rightarrow d_v = 1224mm$.

A_v :diện tích tiết diện cốt đai trong phạm vi 1 b- ớc đai :



Trong đó với L=33m $\rightarrow$ đầu dầm $b_1 = 600$

$\rightarrow$ cốt đai $\phi = 16$ - 4 nhánh .1 nhánh

$\rightarrow f_d = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3.14 \times 16^2}{4} = 201mm^2 \rightarrow A_v = 4 \times 201.1 = 804.4$.

+ f_v :c- ờng độ cốt đai = $400MP_a$.

+ S_v :b- ớc cốt đai (khoảng cách các cốt đai)

+ β :là hệ số tra theo bảng lập sẵn.

+ θ : là góc của ứng suất xiên tra bảng .

*Để tra bảng tìm β và θ phải tính 2 thông số là : $\frac{V}{f_c'}$ và ε_x.

-với V là ứng suất cắt :

$$V = \frac{V_u}{\phi \times b_v \times d_v}$$

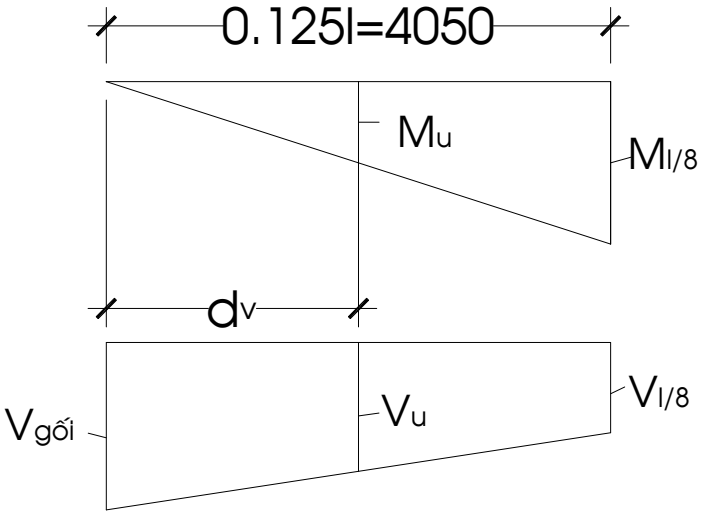
V_u :là lực cắt tính toán theo TTGHCĐ 1 , $\phi = 0.9$.

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5V_u \cot g\theta}{E_p A_{PS}}.$$

M_u :là mômen uốn tính theo TTGHCĐ1.

Nh- vậy để tra bảng tìm θ phải tính $\varepsilon_x \rightarrow$ để tính ε_x phải biết θ .Vậy phải thử dần theo trình tự sau :

a.Từ biểu đồ bao mômen và lực cắt :



- M_u và V_u lấy cách tim gối 1 đoạn d_v.

Với : $M_{l/8} = 4882.73KN.m$

$V_{gèi} = 183KN.m$.

$V_{l/8} = 1441.45KN.m$

$d_v = 1224mm$.

$$M_u = \frac{M_{l/8}}{0.125l} \times d_v = \frac{4882.73}{4050} \times 1224 = 1475.67KN.m.$$

$$V_u = V_{l/8} + \frac{V_{gèi} - V_{l/8}}{0.125l} \times d_v = 1441.45 + \frac{1833.15 - 1441.45}{4050} \times 1224 = 1559.83KN.$$

b.Tính ứng suất cắt :

$$V = \frac{V_u}{\phi \times b_v \times d_v} = \frac{1559.83 \times 10^3}{0.9 \times 600 \times 1224} = 2.36 MP_a .$$

$$\frac{V}{f_c^{'}} = \frac{2.36}{50} = 0.0472.$$

c.Giả thiết $\theta_0 = 40^0, \cot g\theta_0 = 1.192 \rightarrow$ **tính** ε_{x_1} **.**

$$\varepsilon_{x_1} = \frac{\frac{1475.67 \times 10^6}{1224} + 0.5 \times 1559.83 \times 10^3 \times 1.192}{197000 \times 5880} = 1.84336 \times 10^{-3}.$$

Theo $\left\{ \begin{array}{l} \frac{V}{f_c^{'}} = 0.0472 \\ \varepsilon_{x_1} = 1.84336 \times 10^{-3} \end{array} \right\}$. Tra bảng Tr 172 Cầu Bê tông cốt thép trên đ- ờng oto tập 1-GS TS Lê Đình Tâm (A5.8.3.4.2-1) $\rightarrow \theta_1 = 42.5^0, \beta_1 = 1.75$

+so sánh θ và θ_0 khác nhiều $\rightarrow$ làm lần thứ 2 cotg 42.5^0=1.0913

$$\varepsilon_{x_2} = \frac{\frac{1475.67 \times 10^6}{1224} + 0.5 \times 1559.83 \times 10^3 \times 1.0913}{197000 \times 5880} = 1.776 \times 10^{-3}$$

Tra bảng $\rightarrow \theta_2 = 41^0, \beta_2 = 1.75$

Vậy số liệu để tính : $\theta = 41^0$ và $\beta = 1.75.$

d.Bố trí cốt đai tr- ớc rồi kiểm tra :

B- ớc đai :

$$S_v \le \frac{A_v f_y}{0.083\sqrt{f_c^{'}} b_v} = \frac{804.4 \times 400}{0.083 \times \sqrt{50} \times 600} = 913.73 mm .$$

$$V_u = 1559.83 KN < 0.1 f_c^{'} b_v d_v = 0.1 \times 50 \times 600 \times 1224 = 3672000 N = 3672 KN$$

nên $\rightarrow S_v \le \min(0.8 d_v; 600 mm)$.

Vậy $S_v \le 600 mm \rightarrow$ chọn cốt đai $\phi 16 - 4$ nhánh $S_v = 300 mm \rightarrow$ kiểm tra .

$$V_n = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.25 f_c^{'} b_v d_v = 0.25 \times 50 \times 600 \times 1224 = 9180 \times 10^3 N \\ V_c + V_s + V_p = 754.282 + 605.86 + 373 = 1733 \end{array} \right. = 1733.175 KN$$

+ $V_c = 0.083 \beta \sqrt{f_c^{'}} b_v d_v = 0.083 \times 1.75 \times \sqrt{50} x 600 x 1224 = 75428.12 N$.

$$+ V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c - V_p = \frac{1559.83}{0.9} - 754.282 - 373 = 605.86 KN$$

+$V_p = f_{pi} A_{PS} \sin\alpha_{tb} = 373KN$.

-Tính góc α_{tb} của các bó cáp tại x= $d_v = 1224mm$.

Tên bó	L(mm)	x(mm)	f_i	tg α(độ)	α_x (độ)
1,2	32400	1224	108	0.0123	0.70619
3	32400	1224	328	0.0374	2.14383
4	32400	1224	681	0.0777	4.44420
5	32400	1224	875	0.0999	5.70281
6	32400	1224	1041	0.1188	6.77545

$$\rightarrow \alpha_{tb} = \frac{2(0.70619) + 2.14383 + 4.4442 + 5.70281 + 6.77545}{6} = 3.41311^0 .$$

$$\rightarrow \sin\alpha_{tb} = 0.05953$$

$$V_p = (0.8 f_{py} - \Delta f_{PT}) A_{PS} \sin\alpha_{tb} = (0.8 \times 0.9 \times 1860 - 273.5) \times 5880 \times 0.05953 = 373033.8N.$$

Cuối cùng kiểm tra sức kháng cắt :

$$V_u = 1559.83KN \le 0.9(V_c + V_s + V_p) = 0.9 \times 1733.175 = 1559.86KN \rightarrow \text{đạt.}$$

V. Kiểm toán theo THGH sử dụng :

1.Kiểm tra ứng suất MC L/2 (giữa nhịp):

1.1 Giai đoạn căng kéo cốt thép (ngay sau khi đóng neo):

+c- ờng độ bêtông: $f'_{ci} = 0.8 f'_c = 40MP_a$.

+c- ờng độ ct dul : $f_{pi} = 0.74 f_{pu} = 0.74x1860 = 1376.4MP_a$.

+ $A_g = 690940mm^2$

$I_g = 2.19989 \times 10^{11} mm^4$;

$e_g = 681.6mm$;

+ $y_1^d = 820mm$;

$y_1^{tr} = 880mm$;

$M_1 = 2794.986KN$

a.Kiểm tra ứng suất biên d- ới (ứng suất nén):

$$f_{bd} = \left| -\frac{P_i}{A_g} - \frac{P_i \times e_g}{I_g} \times y_1^d + \frac{M_1}{I_g} \times y_1^d \right| \le 0.6 f'_{ci} = 24MP_a .$$

Lực căng P_i tính toán tai MC L/2

$$P_i = (f_{pi} - \Delta f_{PT1}) A_{PS} = (1376.4 - 173) \times 5880 = 7075992N$$

$$f_{bd}=\left|-\frac{7075992}{690940}-\frac{7075992\times 681.6}{2.19989\times 10^{11}}\times 820+\frac{2794.986\times 10^{6}}{2.19989\times 10^{11}}\times 820\right|=\left|-17.8\right|\le 24.$$

b.Kiểm tra ứng suất biên trên :

$$f_{btr}=-\frac{P_i}{A_g}+\frac{P_i e_g}{I_g}y_1^{tr}-\frac{M_1}{I_g}y_1^{tr}\begin{cases}<1.38MP_a\\<0.25\sqrt{f_{ci}^{'}}=1.58\end{cases}$$

Thay số :

$$f_{btr}=-\frac{7075992}{690940}+\frac{7075992\times 681.6\times 880}{2.19989\times 10^{11}}-\frac{2794.986\times 10^{6}\times 880}{2.19989\times 10^{11}}=-2.68MP_a<1.38$$

→đạt

1.2.Giai đoạn khai thác (sau mất mát toàn bộ):

a.kiểm tra ứng suất biên d- ới :

$$f_{pi}=0.8f_{py}=0.8\times 1860=1488MP_a.$$

- Lực nén : $P_i=(f_{pi}-\Delta f_{PT})A_{PS}=(1488-379.12)\times 5880=65202144N$.

$$f_{bd}=-\frac{P_i}{A_g}-\frac{P_i e_g}{I_g}y_1^{d}+\frac{M_1}{I_{g1}}y_1^{d}+\frac{M_2}{I_{g2}}y_1^{d}+\frac{(M_3+M_{ht})}{I_c}y_3^{d}\le 0.5\sqrt{f_c^{'}}=3.54.$$

$$f_{bd}=-\frac{65202144}{690940}-\frac{65202144\times 681.6}{2.19989\times 10^{11}}\times 820+\frac{2794.986\times 10^{6}}{2.19989\times 10^{11}}\times 820+$$
$$+\frac{1410.65\times 10^{6}}{2.4106\times 10^{11}}\times 916+\frac{(637.729+2870.95)\times 10^{6}}{4.63462\times 10^{11}}\times 1254.32$$
$$=0.803226MP_a\le 0.5\sqrt{f_c^{'}}=3.54$$

→ đạt.

b.Kiểm tra ứng suất biên trên :

$$y_1^{tr}=880mm, y_2^{tr}=784mm, y_3^{tr}=445.68mm$$

$$f_{btr}=\left|-\frac{P_i}{A_g}+\frac{P_i e_g}{I_g}y_1^{tr}-\frac{M_1}{I_g}y_1^{tr}-\frac{M_2}{I_c}y_2^{tr}-\frac{M_3}{I_c}y_2^{tr}\right|\le 0.45f_c^{'}=0.45*50=22.5MP_a.$$

$$=\left|-\frac{65202144}{690940}+\frac{65202144\times 681.6}{2.19989\times 10^{11}}\times 880-\frac{1410.65\times 10^{6}}{2.4106\times 10^{11}}\times 784-\frac{(637.73+2870.95)\times 10^{6}}{4.63462\times 10^{11}}\times 445.68\right|$$
$$=\left|-1.26MP_a\right|\le 22.5MP_a\rightarrow \text{đạt.}$$

2.Kiểm tra ứng suất mặt cắt gối (L/1):

2.1.Giai đoạn căng kéo :

$$P_i=(f_{pi}-\Delta f_{PT1})A_{PS}\cos\alpha_0^{tb}$$

-Trong đó :

$\rightarrow \cos\alpha_0^{tb} = 0.997.$

$P_i = (f_{pi} - \Delta f_{PT1})A_{PS}\cos\alpha_0^{tb} = (1376.4 - 120.59)\times 5880\times 0.997 = 7362010.312N$

$A_g = 101020471mm^2;$

$I_g = 2.58204x10^{11}mm^4;$

$e_g = 56mm;$

$y_1^{tr} = 827.3mm;$

$y_1^d = 872.7mm;$

$M = 0$

a.Kiểm tra ứng suất biên d- ới :

$$f_{bd} = -\frac{7362010.312}{101020471} - \frac{7362010.312\times 55.63}{2.58204\times 10^{11}}\times 827.3 = \left|-8.6MP_a\right| < 24MP_a \rightarrow \text{đạt.}$$

b.Kiểm tra thớ trên :

$$f_{btr} = -\frac{P_i}{A_g} + \frac{P_i e_g}{I_g}y_1^{tr} = -\frac{7362010.312}{101020471} + \frac{7362010.312\times 55.63}{2.58204\times 10^{11}}\times 872.3 = -5.9MP_a$$

(nén)< f_k $\rightarrow$ đạt.

2.2.Giai đoạn khai thác:

$P_i = [1488 - 273.531]\times 5880\times 0.997 = 711965449N$.

$I_c = 4.956459\times 10^{11}mm^4$;

$y_2^{tr} = 825.3mm;$

$y_2^d = 874.7mm$.

a.Kiểm tra ứng suất biên d- ới :

$$f_{bd} = -\frac{P_i}{A_g} - \frac{P_i e_g}{I_g}y_2^d = -\frac{711965449}{101020471} - \frac{71165449\times 396}{4.956459\times 10^{11}}\times 874.7 = -7.04899MP_a$$

$\rightarrow$đạt(nén).

b.Kiểm tra ứng suất biên trên :

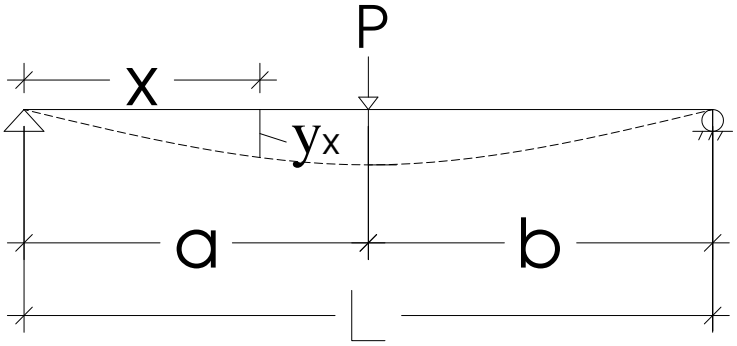
$$f_{btr} = -\frac{P_i}{A_g} + \frac{P_i e_g}{I_g}y_2^{tr} = -\frac{711965449}{101020471} + \frac{71165449\times 396}{4.956459\times 10^{11}}\times 825.3 = -7.04655MP_a$$

$\rightarrow$đạt(nén).

VI.TÍNH ĐỘ VÕNG KẾT CẤU NHỊP :

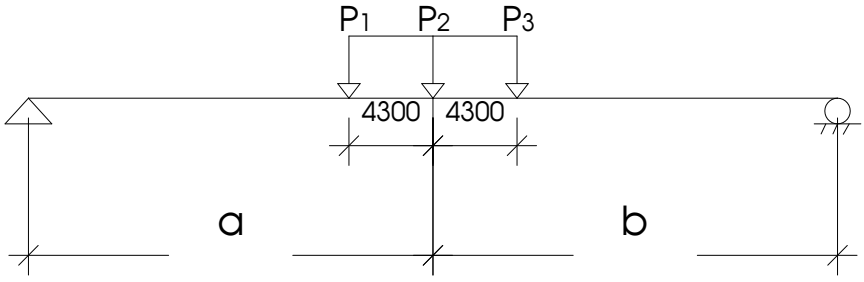
1.Kiểm tra độ võng do hoạt tải :

+Tính độ võng mặt cắt có toạ độ x do lực p có toạ độ a,b nh- hình vẽ .



$$y_x = \frac{p.b.x}{6.E_c.I_c.l}(l^2 - b^2 - x^2)$$

+Sơ đồ chất tải tính độ võng do xe tải 3 $\rightarrow$ trục:



$p_1 = 145x10^3 N, p_2 = p_1, p_3 = 35x10^3 N \rightarrow$tính độ võng không có hệ số :

+ Độ võng MC giữa nhịp L/2 do các lực

b=16200,x=11900mm.

$$y_x^{p_1} = \frac{145\times10^3\times16200\times11900\times(32400^2 - 16200^2 - 11900^2)}{6\times30358\times4.63462\times10^{11}\times32400} = 6.583mm.$$

+Độ võng MC L/2 do $p_2 \rightarrow$

$$y_x^{p_2} = \frac{p_2.l^3}{48.E_c.I_c} = \frac{145\times10^3\times32400^3}{48\times30358\times4.63462\times10^{11}} = 7.3mm.$$

+Độ võng MC L/2 do $p_3 \rightarrow$ b=16200mm, x=20500mm.

$$y_x^{p_3} = \frac{35\times10^3\times16200\times20500\times(32400^2 - 16200^2 - 20500^2)}{6\times30358\times4.63462\times10^{11}\times32400} = 1.56mm$$

+Độ võng các dầm chủ coi nh- chịu lực giống nhau khi chất tất cả các làn xe .

-số làn xe : $n_L = \frac{B_x}{3500} = \frac{8 - 2\times500}{3500} = 2$ làn .

-hệ số xung kích (1+IM)=1.25.

+Độ võng 1 dầm chủ tại MC L/2 :

$$y = \frac{(y^{p_1} + y^{p_2} + y^{p_3})n_L}{n} x1.25, \text{ với n=số dầm =5.}$$

$$y = \frac{(6.583 + 7.3 + 1.56) \times 2}{5} x1.25 = 7.7215mm .$$

+Kiểm tra : $y \le \frac{1}{800} \times l \rightarrow 7.7215 < \frac{32400}{800} = 40.5mm \rightarrow$ đạt.

2.Tính độ võng do tĩnh tải –lực căng tr- ớc và độ vồng (MC L/2):

2.1.Độ võng do lực căng cốt thép DUL:

$$\Delta_{DUL} = -\frac{5w.l^4}{384E_cI_g}.$$

Trong đó: $w = \frac{8pe}{l^2}$, $e = e_g = 681.6mm, I_g = 2.19989 \times 10^{11} mm^4$.

$$p = (0.8f_{pu} - \Delta f_{PT})A_{PS} = (0.8x1860 - 379.12) \times 5880 = 6520920.$$

$$\rightarrow \ w = \frac{8 \times 6520920 \times 681.6}{32400^2} = 33.872.$$

$$\rightarrow \Delta_{DUL} = -\frac{5 \times 33.872 \times 32400^4}{384 \times 30358 \times 2.19989 \times 10^{11}} = -72.775mm .$$

2.2.Độ võng do trọng l- ợng bản thân dầm(giai đoạn 1): do $g_1 = 21.3N/mm$

$$\Delta g_1 = \frac{5}{384}.\frac{g_1.l^4}{E.I_g} = \frac{5 \times 21.3 \times 32400^4}{384 \times 30358 \times 2.19989 \times 10^{11}} = 45.645mm .$$

2.3.Độ võng do dầm ngang,bản, lớp phủ, lan can, bộ hành:

$g_2 = 4.86 + 10.75 = 15.61N/mm$

$$\Delta g_2 = \frac{5}{384}.\frac{g_2.l^4}{E.I_g} = \frac{5 \times 15.61 \times 32400^4}{384 \times 30358 \times 4.63462 \times 10^{11}} = 15.92mm .$$

***Độ võng theo thời gian h- ớng lên là:.**

Δ_T =-72+45.645+15.92 = - 10.435mm

Vậy dầm có độ vồng khi khai thác là :10.435 mm

CH- ƠNG III: TÍNH TOÁN TRỤ CẦU

I.1.Số liệu tính toán:

I.2.Yêu cầu thiết kế :

- Tính toán trụ T1 : ph- ơng án 1 .
- Tải trọng : HL93,đoàn người 300(kg/m^2)
- Kết cấu nhịp trên trụ :

  + Nhịp trái : dầm bêtông CT DUL dài 33m : l_{tt} = 32.4 (m)

  + Nhịp phải : dầm bêtông CT DUL dài 33m : l_{tt} = 32.4 (m)

- Khổ cầu :

  B = (8+2x1.5) = 11 (m)

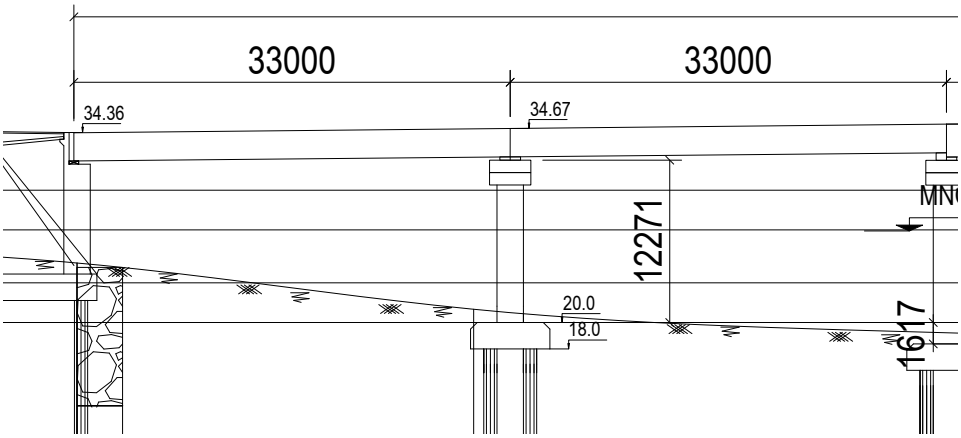
- Mặt cắt ngang gồm 5 dầm BTCT cách nhau 2.5m.
- Sông thông thuyền cấp IV.

I.3.Quy trình thiết kế :

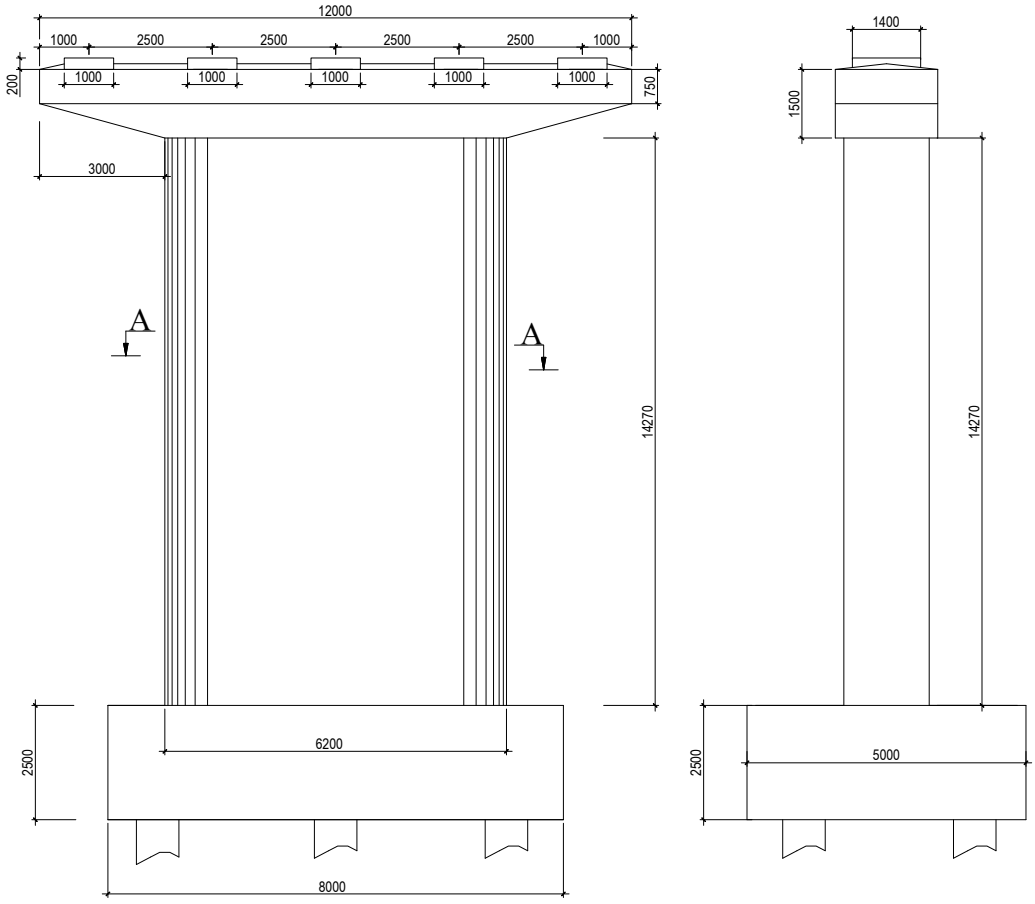
- Quy trình thiết kế 22TCN 272-05.

I.4.Kích thước trụ : (đơn vị cm)

Sơ đồ cầu :



Sơ đồ trụ :



1. Vị trí cao độ :

-Cao độ MNCN:+27.0

-Cao độ MNTT:+23.0

-Cao độ MNTN:+20.0

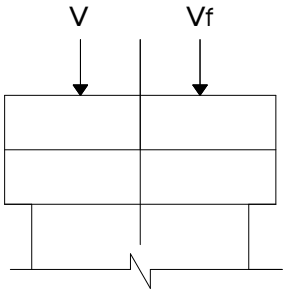
2. Các lớp địa chất :

- lớp 1 : Cát sỏi cuội
- lớp 2 : Cát hạt nhỏ .
- lớp 3 : Sét pha dẻo mềm
- lớp 4 : Sét pha dẻo cứng

3. Tải trọng tác dụng :

3.1.Tĩnh tải tác dụng (không hệ số):

3.1.1.Tĩnh tải theo ph- ơng dọc cầu :



+ V_{DC}^{tr} : Phản lực gối trái do trọng l- ợng k/c nhịp(KN).

+ V_{DC}^{f} : Phản lực gối phải do trọng l- ợng k/c nhịp (KN).

+ V_{DW}^{tr} : Phản lực gối trái do lớp phủ (KN).

+ V_{DW}^{f} : Phản lực gối phải do lớp phủ (KN).

Với

- g_{dc}^{tr} : Trọng l- ợng k/c nhịp trái (không kể lớp phủ)/1m dài cầu (KN/m).
- g_{dc}^{f} : Trọng l- ợng k/c nhịp phải (không kể lớp phủ)/1m dài cầu (KN/m).
- g_{dw}^{tr} : Trọng l- ợng lớp phủ –nhịp trái /1m.(KN/m)
- g_{dw}^{f} : Trọng l- ợng lớp phủ –nhịp phải /1m.(KN/m)

Tĩnh tải tác dụng lên trụ có thể chia thành các tải trọng nh- sau:

a) *Tĩnh tải bản thân tru :*

Bao gồm toàn bộ tải trọng bản thân của kết cấu trụ cũng nh- của bệ móng.

Công thức xác định: $P_i = V_i\ \gamma_i$

Trong đó:

+ P_i : tải trọng bản thân thành phần thứ i của trụ

+ V_i : thể tích khối thành phần thứ i của trụ

+ γ_i : trọng l- ợng riêng t- ơng ứng thành phần thứ i.

-Trọng l- ợng (mũ trụ +đá tảng):

+ Khối l- ợng mũ trụ V_{xm}=12x1,5x2.0 - 2(3x0,75x0,5x2,0) = 31.5m^3

=> $P_{mt} = V * \gamma_{bt} = 31.5 * 2.4 = 75T = 750KN$

-Trọng l- ợng phần thân trụ (từ I-I đến II-II) :

+ Khối l- ợng thân trụ : V_{tt}=(4.4*1.8+3.14/4*1.8^2)*11.84=123.89(m^3)

=> $P_{tr} = V\gamma_{bt} = 123.89 * 2.5 = 309.7T = 3097KN$.

-Trọng l- ợng bệ móng :

+ Khối l- ợng móng trụ : V_{mt}=5*2.5*8=100 (m^3)

$P_m = V_m x\gamma_{bt} = 100x2.5 = 250T = 2500KN$

b) Tĩnh tải kết cấu phần trên

- Tĩnh tải phần 1: bao gồm trọng l- ợng bản thân của kết cấu nhịp dầm g1 = 22.19 KN/m

- Tĩnh tải phần 2: bao gồm toàn bộ trọng l- ợng bản thân của các các lớp phủ mặt cầu, lan can, gờ chắn cũng nh- một số thiết bị, công trình phục vụ trên cầu:Tĩnh tải ,dầm ngang, tấm đan, lan can, bộ hành: phân bố đều trên toàn chiều dài đ- ờng ảnh h- ởng với c- ờng độ 10.75+2.3 =13.05KN/m

- Tĩnh tải lớp phủ mặt cầu: phân bố đều trên toàn chiều dài đ- ờng ảnh h- ởng với c- ờng độ 2.56 KN/m

$\Rightarrow g^{tr}_{DC} = g\ f_{DC} = 10.75+2.3+21.3 = 34.35$ KN/m

$$V^{tr}_{DC} = V^{f}_{DC} = g^{tr}_{DC}\frac{l_{tr}}{2} = 34.35\times\frac{33}{2} = 566.775KN$$

$$V^{tr}_{DW} = V^{f}_{DW} = g^{tr}_{DW}\frac{l_{tr}}{2} = 2.56\times\frac{33}{2} = 42.24KN$$

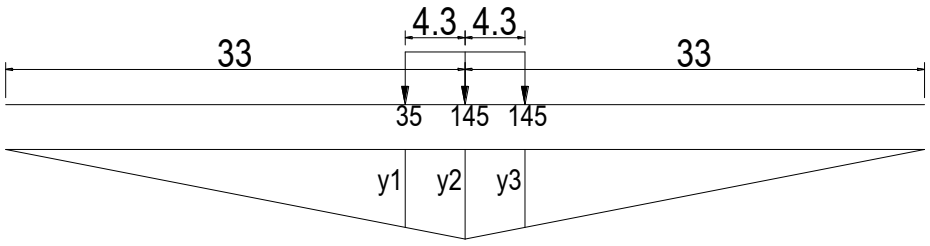
4.Hoạt tải thẳng đứng :

4.1.Dọc cầu :

+V^{tr}_{ht}:phản lực gối trái do hoạt tải .

+V^{f}_{ht}:phản lực gối phải do hoạt tải .

- **Tổ hợp 1 :**



- Do xe tải 3 trục :

$$V^{tr}_{ht} = n_L * m_L * (1+\frac{IM}{100}) * \gamma_L\ 145(y_1+y_2)+35y_3$$

Trong đó :

+γ_L:hệ số tải trọng xe tải tk , $\gamma_L = 1.75$.

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

+n_L:số làn chất tải .

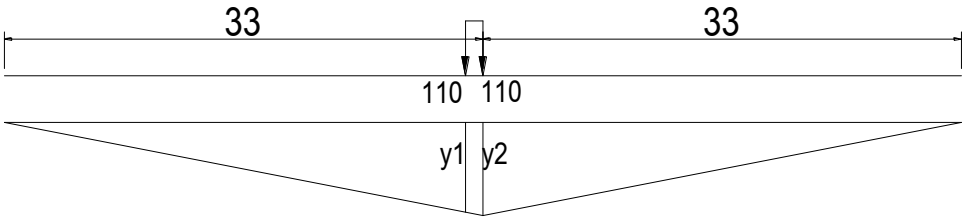
+m_L:hệ số làn xe. $\rightarrow$ 1 làn xe $m_L = 1.2$.

2 làn xe $m_L = 1$.

$\Rightarrow V^{tr}_{ht} = 1x1.2\times1.25\times1.75[145\times(1+0.87)+35\times0.87] = 791.7KN$

- **Tổ hợp 2 :**

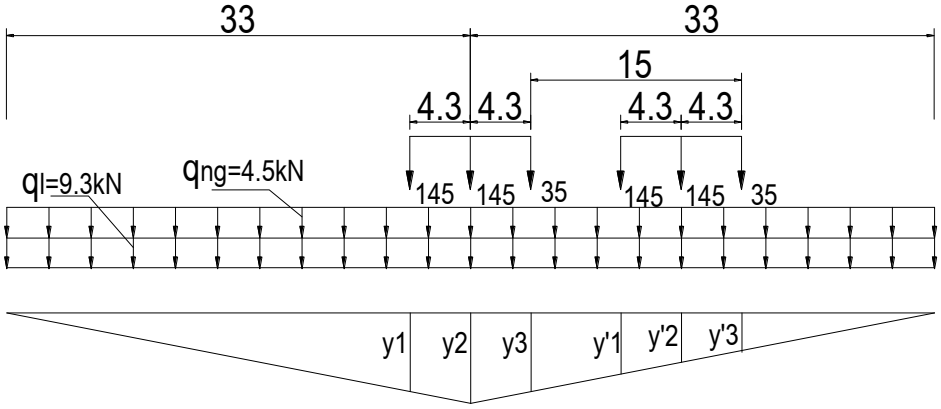
T- ơng tự ta cũng có phản lực gối phải do xe tải 2 trục :



$$V_{ht}^{tr} = n_L x m_L x(1+\frac{IM}{100}) x \gamma_L x\, 110(y_1 + y_2)$$

$$\Rightarrow \quad V_{ht}^{tr} = 1x1.2x1.25x1.75x\,110(1+0.87) = 539.96KN$$

➢ **Tr- ờng hợp chất tải cả hai nhịp (2 làn xe):**



+ V_{ht} :do xe tải 3 trục :

$$V_{ht}^{tr} = 0.9 * n_L * m_L * (1+\frac{IM}{100}) * \gamma_L * 145(y_1 + y_2 + y_1' + y_2') + 35(y_3 + y_3')$$

$$V_{ht}^{tr} = 0.9*2*1*1.25*1.75*\,145(1+0.87+0.676+0.545) + 35(0.87+0.415) = 1942KN$$

+ V_{ht} :do tải trọng làn :

$$V_{ht}^{LN} = 0.9 * q_{LN} * l * n_L * m_L * \gamma_{LN} = 0.9*9.3*(33*2)*2*1*1.75 = 1933.5KN .$$

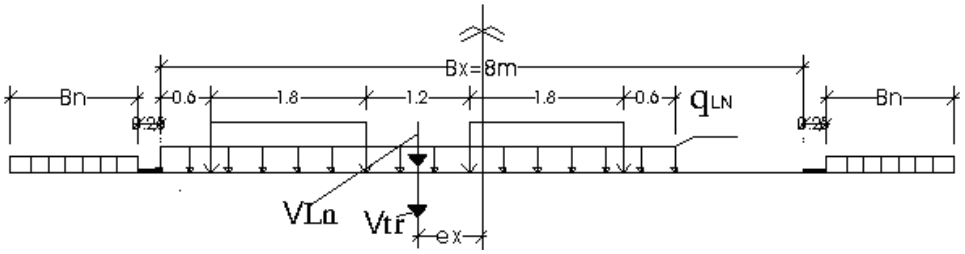
+ V_{ht} :do tải trọng ng- ời :

$$V_{ht}^{Ng} = 0.9 * q_{Ng} * l * n_L * m_L * \gamma_{Ng} = 0.9*4.5*(33*2)*2*1*1.75 = 935.55KN$$

4.2. Ph- ơng ngang cầu(gồm 5 dầm I đặt cách nhau 2.5m) :

- Gần đúng xem nh- các tải trọng trực tiếp tác dụng lên mũ trụ ,tuỳ theo cấu tạo mặt cắt ngang → có các sơ đồ tác dụng của tải trọng :

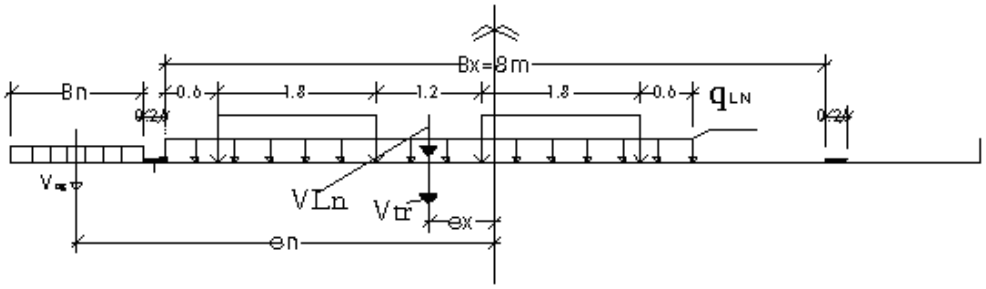
a.Chất 2 làn xe +2 làn ng- ời :



Ta tính :

$$e_x = \frac{B_x}{2} - 0.6 - 1.8 - 0.6 = 1m$$

b.Chất 2 làn xe +1 làn ng- ời :



Ta tính : $e_x = \frac{B_x}{2} - 0.6 - 1.8 - 0.6 = 1m$

$e_n = \frac{B_x}{2} + 0.25 + \frac{B_n}{2} = 5m$. B_n =1.5m

5. Lực hãm xe (lực nằm ngang theo ph- ơng dọc cầu): W_L **(có hệ số).**

- Đ- ợc lấy theo điều 3.6.4 (22TCN 272-05)

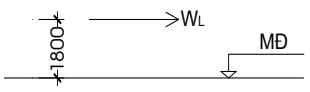
- Lực hãm xe được truyền từ kết cấu trên xuống trụ qua gối đỡ. Tuỳ theo từng loại gối cầu và dạng liên kết mà tỉ lệ truyền của lực ngang xuống trụ khác nhau.Do các tài liệu tra cứu không có ghi chép về tỉ lệ ảnh h- ởng của lực ngang xuống trụ nên khi tính toán, lấy tỉ lệ truyền bằng 100%.

- Lực hãm đ- ợc lấy bằng 25% trọng l- ợng của các trục xe tải hay xe hai trục thiết kế cho mỗi làn đ- ợc đặt trong tất cả các làn thiết kế đ- ợc chất tải theo điều 3.6.1.1.1 và coi nh- đi cùng một chiều. Các lực này đ- ợc coi nh- tác dụng theo chiều nằm ngang cách phía trên mặt đ- ờng 1800mm theo cả hai chiều dọc để gây ra hiệu ứng lực lớn nhất. Tất cả các làn thiết kế phải đ- ợc chất tải đồng thời đối với cầu và coi nh- đi cùng một chiều trong t- ơng lai.

- Phải áp dụng hệ số làn quy định trong điều 3.6.1.1.2

+ W_L :đặt cách mặt đ- ờng 1800mm.

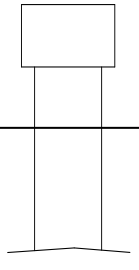
$$W_L = 0.25(\sum p_i).n_L.m_L$$



Trong đó:

$\sum p_i$:là tổng trọng lực của tất cả các trục xe tải 3 trục.

+Nếu dọc cầu chỉ xếp 1 xe thì $\sum p_i = 35 + 2*145 = 325KN$.



+Nếu dọc cầu xếp 2 xe tải thì : $\sum p_i = 0.9*325*2 = 585KN$.

$\Rightarrow \quad W_L = 0.25(\sum p_i).n_L.m_L = 0.25*585*2*1 = 292.50KN$

6.Lực gió (gió ngang):

6.1.Dọc cầu :

a.Gió tác dụng lên trụ :

$$W_{Ti}^D = 0.0006V^2.A_t.C_d > 1.8.A_t(KN)$$

Trong đó: + A_t :Diện tích chắn gió (m^2)

+ C_d :Hệ số cản với trụ đặc C_d =1.

Vì diện tích chắn gió thay đổi $\rightarrow$ chia nhỏ để tìm trọng tâm .

Theo điều 3.8.1.1 quy trình 22TCN-272-05

Tốc độ gió thiết kế V phải đ- ợc xác định theo công thức:

V=V_B xS.

+V: vận tốc gió .

+V_B :vận tốc gió tra theo vùng quy định của việt nam (m/s).

$\Rightarrow$ lấy ở vùng III có V_B =53 (m/s).

+S : Hệ số điều chỉnh với khu đất chịu gió và độ cao mặt cầu theo quy định, tra bảng 3.8.1.1-2

Tra S = 1.09, với khu vực mặt thoáng n- ớc, độ cao mặt cầu so với mặt n- ớc là 5 m.

Vậy ta có tải trọng gió thiết kế là:

$\rightarrow$ V=V_B xS=53x1.09=57.77($\frac{m}{s}$).

A_t =(4.4*0.996+3.14*1.8^2 /4+12*0.75+1/2*2*3*0.75+5*0.75)=21.926(m^2).

Suy ra :

$$W_{Ti}^D = 0.0006V^2.A_t.C_d = 0.0006*57.77^2*21.926*1 = 43.9KN > 1.8.A_t = 37.78(KN)$$

$\rightarrow$ thoả mãn.

b. Gió dọc cầu tác dụng lên xe :

$$W_X^D = q_G^D.B$$

Trong đó :

+B:là chiều rộng toàn bộ cầu .

+ q_G^D :c- ờng độ gió dọc tác dụng lên xe = 0.75KN/m.

+ W_X^D :tác dụng cách cao độ mặt đ- ờng 1800 mm.

$\rightarrow W_X^D = q_G^D.B = 0.75*12.5 = 9.375KN$.

6.2.Theo ph- ơng ngang cầu :

a. Gió tác dụng lên trụ :

$W_T^N = 0.0006.V^2.A_t > 1.8A_t$

Trong đó :

+ A_t :diện tích chắn gió .

Từ hình vẽ : $A_t = H_0.B_t$

+ H_0 :là chiều cao từ mực n- ớc đến đỉnh trụ.

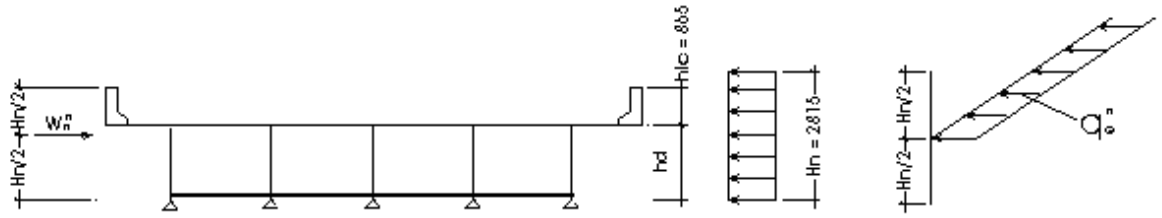
+ B_t :chiều rộng trụ (dọc cầu).

$\Rightarrow A_t = H_0.B_t = 5.26*(8) = 42.08(m^2)$

$\Rightarrow W_T^N = 0.0006.V^2.A_t = 0.0006*57.77^2*42.08 = 84KN > 1.8A_t = 75.6KN$

$\rightarrow$ thoả mãn.

b.Gió ngang tác dụng vào kết cấu nhịp : W_n^n



+ q_G^n :tải trọng gió phân bố đều (KN/m) theo ph- ơng ngang cầu.

$q_G^n = 0.0006V^2.H_n$. Với $H_n = h_{lc} + h_d$.

Công thức này xem lan can là đặc ,dầm dặc .

h_{lc} :chiều cao lan can .

h_d :chiều cao dầm chủ .

+ W_n^n :là lực tập trung ,đặt tại giữa chiều cao của H_n ,tác dụng theo ph- ơng ngang cầu $\rightarrow$ khi 2 nhịp dầm đơn giản .

$$W_n^n = q_G^n.\frac{(l_{tr} + l_p)}{2} = 0.0006*57.77^2*(0.865+1.70)*\frac{(33*2)}{2} = 169.5KN$$

c. Gió ngang cầu tác dụng lên xe :

W_X^n đặt ở cao độ cách mặt đ- ờng xe chạy 1800mm.

$$W_X^n = 1.5*\frac{(l_{tr} + l_p)}{2} = 1.5*\frac{33*2}{2} = 49.5KN$$

(Với 1.5 kn/m là tải trọng theo tiêu chuẩn)

7. Tải trọng do n- ớc :

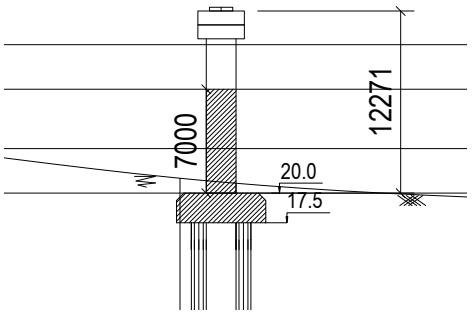
a.áp lực đẩy nổi :

Tác dụng thẳng đứng theo chiều từ d- ới lên trụ p_{dn} .

$p_{dn} = 9.81.V$

Với V : là thể tích trụ bị chìm trong n- ớc –từ mực n- ớc tính toán đến mặt cắt trụ (m^3).

Sơ đồ :



Từ hình vẽ $\Rightarrow$

+Nếu tính nội lực tại mặt cắt II-II:

$$V = V_1 = (\frac{3.14\times1.6^2}{4} + 4.4\times1.6)\times7 = 65.59m^3$$

+Nếu tính nội lực tại mặt cắt III-III:

$$V = V_1 + V_2 = (\frac{3.14\times1.6^2}{4} + 4.4\times1.6)\times7 + 2.5\times8\times5 = 165.59m^3$$

$\Rightarrow p_{dn}^{II} = 9.81.V = 9.81*65.59 = 643.44KN$

$\Rightarrow p_{dn}^{III} = 9.81.V = 9.81*165.59 = 1624.44KN$

I.1.2 8. Lực ma sát (FR):

Lực do ma sát chung gối cầu phải đ- ợc xác định trên cơ sở các giá trị cực đại của các hệ số ma sát giữa các mặt tr- ợt. Khi thích hợp cần xét đến các tác động của độ ẩm và khả năng giảm phẩm chất hoặc nhiễm bẩn của mặt tr- ợt hay xoay đối với hệ số ma sát. Và trong các tổ hợp thì không thể lấy đồng thời tải trọng hãm và lực ma sát mà phải lấy giá trị lớn hơn, tuy nhiên ở trụ T3 có đặt gối cố định với giả thiết là lực hãm sẽ truyền xuống trụ theo tỷ lệ 100% nên trong tinh toán coi nh- lực ma sát không đáng kể.

II.Tính nội lực:

Để tính thân trụ ,móng nội lực th- ờng tính ít nhất 3 mặt cắt.Yêu cầu đồ án ta đi tính tại mặt cắt II-II và III-III.

II.1.Theo ph- ơng dọc cầu mặt cắt II-II và III-III.

1.Dọc cầu :TTGH CĐ 1:

- Các hệ số tải trọng tĩnh : $\gamma_{DC} = 1.25, \gamma_{DW} = 1.5, \eta = 1$.
- Hoạt tải 2 nhịp +lực hãm ,2 xe tải dọc cầu +làn +ng- ời.
- Mực n- ớc cao nhất:+27m.

a. Mặt cắt II-II:

- **Tổng lực dọc :**

$N_{II} = 1.25(p_{mt} + p_{tr} + V_{DC}^{tr} + V_{DC}^{f}) + 1.5(V_{DW}^{tr} + V_{DW}^{f}) + V_{ht}^{tr} x1.75x1.25 + 1.75(V_{ht}^{LN} + V_{ht}^{Ng}) - 1.25V_{dn}^{II}$

$N_{II} = 1.25(750 + 3097 + 2*566.775) + 1.5(2*42.24) + 1.75*1.25*1942 + 1.75(1933.5 + 935.55) - 1.25*643.44$

$\Rightarrow N_{II} = 15053.71KN$

- **Tổng mômen** : lực hãm tác dụng từ trái sang phải và mômen theo chiều kim đồng hồ là (+) và ng- ợc lại là (-)

$M_{II} = -(1.25V_{DC}^{tr} + 1.5V_{DW}^{tr}).e_t + (1.25V_{DC}^{f} + 1.5V_{DW}^{f}).e_f + 1.75x1.25xW_L xH_{II}$.

$M_{II} = +1.75*1.25*292.50*(1.8 + 5.27) = 4523.7$ kNm

- **Tổng lực ngang :**

$W_{II} = 1.75x1.25xW_L = 1.75*1.25*292.50 = 639.84KN$

Trong đó :

H_{II} : là khoảng cách từ điểm đặt lực hãm W_L đến mặt cắt II-II.

Theo hình vẽ :

$H_{II} = H_t + H_g + H_{dch} + H_{lp} + 1.8m = 5.27 + 1.8 = 7.07m$

Với : H_{lp} :chiều dày lớp phủ mặt cầu (m).

H_g : chiều cao gối +đá tảng (m).

H_{dch} :chiều cao dầm chủ (m)

b. Mặt cắt III-III:

- **Tổng Lực dọc:**

$N_{III} = N_{II} + 1.25P_m - 1.25V_{dn}^{m}$,với $V_{dn}^{m} = V_m = 8*2.5*5 = 100m^3$ (thể tích bệ móng).

$\Rightarrow N_{III} = 15053.71 + 1.25*2500 - 1.25*100 = 18053.71KN$

- **Tổng Mômen :**

$M_{III} = M_{II} + W_L *1.75*1.25*H_m$.

$\Rightarrow M_{III} = 4523.7 + 292.50*1.75*1.25*2.5 = 6123.31KN.m$

- **Tổng Lực ngang :**

$W_{III} = W_{II} = 639.84KN$.

2.Dọc cầu TTGH sử dụng :

a. Mặt cắt II-II:

- **Tổng Lực dọc:**

$N_{II}^{SD} = P_{mt} + P_{tr} + V_{DC}^{tr} + V_{DC}^{f} + V_{DW}^{tr} + V_{DW}^{f} + 1.25.V_{ht}^{TR} + V_{ht}^{LN} + V_{ht}^{Ng} - V_{dn}^{II}$

$N_{II}^{SD} = 750 + 3097 + 566.775*2 + 42.24*2 + 1.25*1942 + 1933.5 + 935.55 - 643.44 \Rightarrow$

$N_{II}^{SD} = 9718.14KN$

- **Tổng Mômen :**

$M_{II}^{SD} = -(V_{DC}^{tr} + V_{DW}^{tr}).e_t + (V_{DC}^{f} + V_{DW}^{f}).e_f + 1.25.W_L.H_{II}$

$\Rightarrow M_{II}^{SD} = +1.25*292.50*7.07 = 2585KN.m$

- **Tổng Lực ngang :**

$W_{II}^{SD} = 1.25.W_L = 1.25*292.50 = 365.62KN$

b. Mặt cắt III-III:

- **Tổng Lực dọc:**

$N_{III}^{SD} = N_{II}^{SD} + P_m - V_{dn}^m$

$\Rightarrow N_{III}^{SD} = 9718.14 + 2500 - 100 = 12118.14KN$

- **Tổng Mômen :**

$M_{III}^{SD} = M_{II}^{SD} + 1.25.W_L.H_m$

$\Rightarrow M_{III}^{SD} = 2585 + 1.25*292.50*2.5 = 3499KN.m$

- **Tổng Lực ngang :**

$W_{III}^{SD} = W_{II}^{SD}$

$\Rightarrow W_{III}^{SD} = 365.62KN$

3.Ngang cầu TTGH c- ờng độ 1 :

+ Hệ số tĩnh tải >1 , $\gamma = 1.$

+ Hoạt tải 2 nhịp 2 làn xe +1 ng- ời lệch tâm về bên trái .

+ Mực n- ớc cao nhất .

a.Mặt cắt II-II:

T- ơng tự nh- dọc cầu – trừ đi 1 nửa phản lực gối do tải trọng ng- ời.

- **Tổng Lực dọc:**

$N_{II}^N = N_{II} - 1.75*\frac{V_{ht}^{Ng}}{2}$, Với N_{II} : dọc cầu TTGH CĐ1

$\Rightarrow N_{II}^N = 15053.71 - 1.75\times\frac{935.55}{2} = 14235.1KN$

- **Tổng Mômen :**

$M_{II}^N = (1.25*1.75*V_{ht}^{TR} + 1.75*V_{ht}^{LN})*e_x + 1.75*\frac{V_{ht}^{Ng}}{2}*e_n$

$\Rightarrow M_{II}^N = (1.25*1.75*1942 + 1.75*1933.5)*1 + 1.75*\frac{935.55}{2}*5 = 11724.78KN.m$

- **Tổng Lực ngang :**

$W_{II}^N = 0$

b.Mặt cắt III-III:

- **Tổng Lực dọc:**

$N_{III}^N = N_{II}^N + 1.25*P_m - 1.25*V_{dn}^m$

$\Rightarrow N_{III}^{N} = 14235.1 + 1.25 * 2500 - 1.25 * 100 = 17235.1KN$

- **Tổng Mômen :**

$M_{III}^{N} = M_{II}^{N} = 11724.78KN.m$

- **Tổng Lực ngang :**

$W_{III}^{N} = O$

4. Ngang cầu TTGH sử dụng :

a. Mặt cắt II-II:

- **Tổng Lực dọc:**

$N_{II}^{NSD} = N_{II}^{SD} - \frac{V_{ht}^{Ng}}{2}$, Với N_{II}^{SD} : theo dọc cầu TTGH SD.

$\Rightarrow N_{II}^{NSD} = 9718.14 - \frac{935.55}{2} = 9250.365KN$

- **Tổng Mômen :**

$M_{II}^{NSD} = M_{II}^{N} = 11724.78KN.m$

- **Tổng Lực ngang :**

$W^{NSD} = 0$

b. Mặt cắt III-III:

- **Tổng Lực dọc:**

$N_{III}^{NSD} = N_{II}^{NSD} + P_m - V_{dn}^{m}$

$\Rightarrow N_{III}^{NSD} = 9250.365 + 2500 - 100 = 11650.365KN$

- **Tổng Mômen :**

$M_{III}^{NSD} = M_{II}^{NSD} = 11724.78KN.m$

- **Tổng Lực ngang :**

$W_{III}^{NSD} = 0$

BẢNG TỔNG HỢP NỘI LỰC

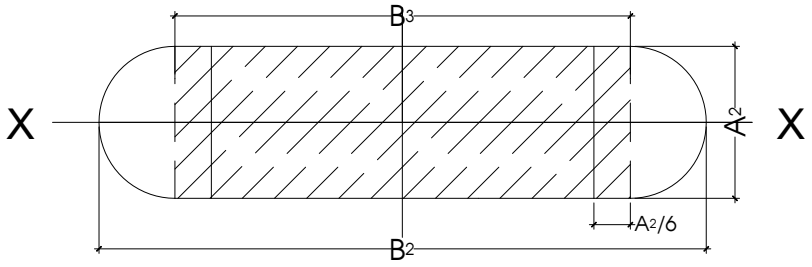
Mặt cắt	Ph- ơng dọc cầu			Ph- ơng ngang cầu		
	TTGH CĐ1			TTGH CĐ1		
	N(KN)	M(KN.m)	W(KN)	N(KN)	M(KN.m)	W(KN)
II-II	15053.71	4523.7	639.84	14235.1	11724.78	0
III-III	18053.71	6123.31	639.84	17235.1	11724.78	0
Mặt cắt	TTGH SD			TTGH SD		
II-II	9718.14	2585	365.62	9250.365	11724.78	0
III-III	12118.14	3499	365.62	11650.365	11724.78	0

III.Kiểm tra tiết diện thân trụ theo TTGH:

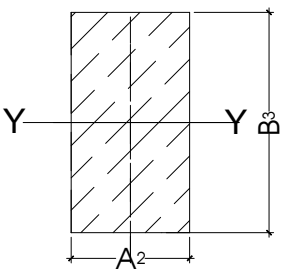
1.Kiểm tra sức kháng tiết diện trụ MC II-II (TTGH CĐ1):

1.1.Xét hiệu ứng độ mảnh của trụ : $\frac{K.L_u}{r}$

TIẾT DIỆN TRỤ DỌC CẦU



NGANG CẦU(QUY ĐỔI)



Gần đúng quy đổi tiết diện trụ về hình chữ nhật có chiều rộng là A_2 ,chiều dài là B_3.

Với $B_3 = B_2 - A_2 + \frac{A_2}{3}$.

a.Theo dọc cầu :

+K :hệ số =1.

+ L_u :chiều dài chịu nén = H_t.

+ r_x : bán kính quán tính $r_x = \sqrt{\frac{J_x}{F}}$.

+ J_x : Mômen quán tính $J_x = B_3 x \frac{A_2^3}{12}$.

+ $F = B_3 x A_2$.

Nếu tỷ số : $\frac{K.L_u}{r} < 22 \rightarrow$ bỏ qua hiệu ứng về độ mảnh .

Số liệu : $B_2 = 6.2m$, $A_2 = 1.8m$, trụ cao $H_t = 12.27m$.

Suy ra :

$$B_3 = 6.2 - 1.8 + \frac{1.8}{3} = 5m$$

$$F = B_3 * A_2 = 5*1.8 = 9m^2$$

$$J_x = B_3 * \frac{A_2^3}{12} = 5*\frac{1.8^3}{12} = 2.43m^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{J_x}{F}} = \sqrt{\frac{2.43}{9}} = 0.5196m$$

$$\Rightarrow \frac{K.L_u}{r} = \frac{1*12.27}{0.5196} = 23.28 > 22 \rightarrow$$ Xét đến hiệu ứng về độ mảnh .

Khi đó momen hoặc ứng suet tính toán được tăng lên"

+Mômen: $M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s}$

+Ứng suet $F_c = \delta_b f_{2b} + \delta_s f_{2s}$

Với $\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\Phi.P_e}} \geq 1$ và $\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\Phi.\sum P}}$

Trong đó:

P_u: Lực dọc tính toán (có hệ số)

P_e:Tải trọng uốn tới hạn Ơle: $P_e = \frac{\pi^2 EI}{(KL_u)^2}$

ϕ: Hệ số sức nén dọc trục

M_{2b}: Momen do tải trọng thẳng đứng có hệ số

M_{2s}: Momen do lực ngang tính toán gây ra độ oằn $\Delta \geq \frac{L_u}{1500}$

f_{2b}: ứng suất do M_{2b}

f_{2s}: ứng suất do M_{2s}

C_m: hệ số =1 đối với trụ

Giá trị độ cứng EI trong công th- c P_e phải lấy giá trị max của 1 trong 2 công thức sau:

$$EI = \max\begin{cases} \frac{E_c I_g + E_s I_s}{1+\beta_d} \\ \frac{E_c I_g}{\frac{2.5}{1+\beta_d}} \end{cases}$$

Với

E_c: Modun đàn hồi của betong

I_g: Momen quán tính mặt cắt nguyên của betong

E_s: modun đàn hồi cốt thép dọc

β_d:Tỉ số momen tính toán tải trọng th- ờng xuyên trên mômen tính toán lớn nhất do toàn bộ tải trọng.

b.Theo ph- ơng ngang cầu :

$$\frac{K.L_u}{r} <<< 22$$

Ta có :

$$J_y = A_2 * \frac{B_3^3}{12} = 1.8 * \frac{5^3}{12} = 18.75m^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{J_y}{F}} = \sqrt{\frac{18.75}{9}} = 1.4434m$$

$$\Rightarrow \frac{K.L_u}{r} = \frac{1*14.27}{1.4434} = 9.89 < 22 \Rightarrow \text{ thoả mãn.}$$

2. Kiểm tra ứng suất đáy trụ tại mặt cắt II – II

N_{max} =15053.71 KN, M_{max} =11724.78 (KN.m)

-Công thức kiểm tra: $\sigma = \frac{N}{F_m} \pm \frac{M}{W_m} \le R_n$

Trong đó: R_n là c- ờng độ của bêtông M300 (R_n = 15000 KN/m^2)

F – Diện tích mặt cắt F_m = 9 (m^2)

W – Mô men chống uốn của tiết diện

W= $\frac{a*b^2}{6} = \frac{5*1.8^2}{6}$ = 2.7 (m^3)

σ_{max} = $\frac{N}{F} + \frac{M}{W} = \frac{15053.71}{9} + \frac{11724.78}{2.7}$ = 6015.145 (KN/m^2)

= 6015.145 KN/m^2 < R_n = 15000 (KN/m^2) đạt

Vậy kích th- ớc đáy trụ chọn đạt yêu cầu .

3. Kiểm tra ứng suất đáy trụ tại mặt cắt III – III

N_{max} = 18053.71 KN, M_{max} = 11724.78 (KN.m)

-Công thức kiểm tra: $\sigma = \frac{N}{F_m} \pm \frac{M}{W_m} \le R_n$

Trong đó: R_n là c- ờng độ của Bêtông (R_n = 15000 KN/m^2)

F – Diện tích đáy móng (F_m = 8x5 = 40 m^2)

W – Mô men chống uốn của tiết diện

$$W = \frac{a*b^2}{6} = \frac{8*5^2}{6} = 33.33\ (m^3)$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} = \frac{18053.71}{40} + \frac{11724.78}{33.33} = 803.12\ (KN/m^2)$$

$= 803.12\ KN/m^2 < R_n = 15000\ (KN/m^2)$ đạt

Vậy kích th- ớc đáy móng chọn đạt yêu cầu .

I.1.3 4. Giả thiết cốt thép trụ:

Trong Thiết kế kết cấu bê tông cốt thép theo tiêu chuẩn ACI' trang 517 cho rằng vùng hiệu quả nhất của ρ_t là từ 1-2%, trong đó ρ_t là tỉ lệ cốt thép trong tiết diện cột. Nh- ng vì trụ cầu chịu tải trọng và mô men uốn lớn, do đó ta giả thiết l- ợng cốt thép trong trụ lấy $\rho_t = 0.015$

Nh- vậy diện tích cốt thép trong trụ là :

$$A_{st} = \rho_t A_g = 0.015 \times 9 \times 10^6 = 135000\ mm^2$$

Bố trí cốt thép theo cả hai ph- ơng ta chọn đ- ờng kính cốt thép là ϕ25

Số l- ợng thanh cốt thép bố trí : $n = \frac{A_{st}}{25^2 \times \frac{3.14}{4}} = 275.16$ =276thanh

Vậy bố trí 276thanh cốt thép D25

Chọn chiều dày lớp bảo vệ cốt thép là 10 cm

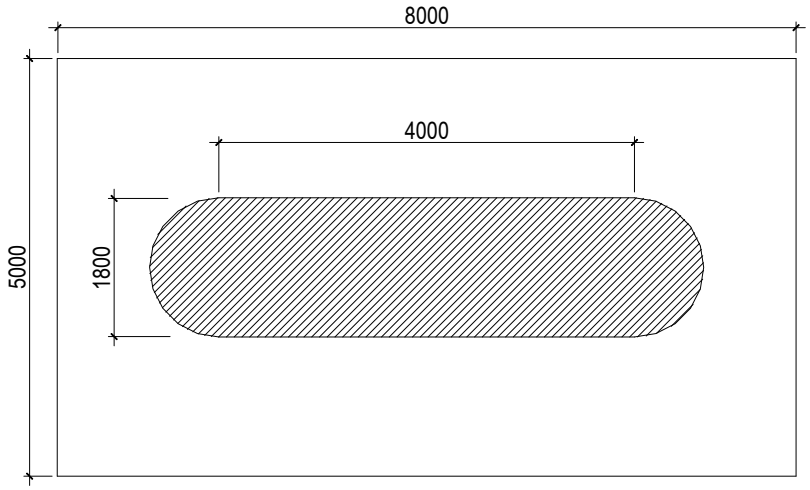
Bố trí cốt thép chịu lực theo 2 hàng

Chọn cốt đai có đ- ờng kính ϕ16.

I.1.4 5.Quy đổi tiết diện tính toán:

+ Tiết diện trụ chọn đ- ợc bo tròn theo một bán kính bằng 0.9m, khi tính toán quy đổi tiết diện về hình chữ nhật để gần với mô hình tính toán theo lý thuyết.

+ Cách quy đổi ra một hình chữ nhật có chiều rộng bằng chiều rộng trụ, chiều dài lấy giá trị sao cho diện tích mặt cắt quy đổi bằng diện tích thực. Diện tích cốt thép theo 2 cạnh của tiết diện quy đổi vẫn nh- cũ.



6.Kiểm tra sức kháng uốn theo 2 ph- ơng MC II-II:

Xác định tỷ số khoảng cách giữa các tâm của lớp thanh cốt thép ngoài biên lên chiều dày toàn bộ cột.

Chọn cốt đai có đ- ờng kính Φ 16

Chọn lớp bảo vệ cốt thép từ mép đến tim của cốt thép chịu lực là 100mm

Cốt thép chiu lực chọn Φ 25 khoảng cách từ mép tiết diện đến tim cốt thép là : 100mm

Tính toán tỉ số khoảng cách tâm lớp thanh cốt thép đến biên ngoài :

Thay cho việc tính dựa trên cơ sở cân bằng và t- ơng thích biến dạng cho tr- ờng hợp uốn hai chiều, các kết cấu không tròn chịu uốn hai chiều và chịu nén có thể tính theo các biểu thức gần đúng sau :

So sánh :

+Nếu lực dọc : $N < 0.1.\phi.f_c^{'}.A_g$ thì kiểm tra :

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \le 1$$

+Nếu lực dọc : $N \ge 0.1.\phi.f_c^{'}.A_g$ thì kiểm tra :

$$\frac{1}{P_{rxy}} = \frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{P_0} \Rightarrow P_{rxy} = \frac{1}{\frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} + \frac{1}{P_0}} \ge P_u$$

Trong đó :

ϕ : hệ số sức kháng ck chịu nén dọc trục : $\phi = 0.9$.

A_g : diện tích tiết diện trụ .

M_{ux} : mômen uốn theo trục x (N.mm).

M_{uy} : mômen uốn theo trục y (N.mm).

M_{rx} : sức kháng uốn tiết diện theo trục x

M_{ry} : sức kháng uốn tiết diện theo trục y.

P_{rxy} : sức kháng dọc trục khi uốn theo 2 ph- ơng (lực dọc tiết diện chịu đ- ợc).

P_{rx} : sức kháng dọc trục khi chỉ có độ lệch tâm e_y (N)

P_{ry} : sức kháng dọc trục khi chỉ có độ lệch tâm e_x (N)

e_x : độ lệch tâm theo ph- ơng x $\rightarrow e_x = \frac{M_{uy}}{P_u}$ (mm)

e_y : độ lệch tâm theo ph- ơng y $\rightarrow e_y = \frac{M_{ux}}{P_u}$ (mm)

P_u : lực dọc tính theo TTGH CĐ1 (lực dọc N)

$P_0 = 0.85 f_c^{'}(A_g - A_{st}) + A_{st} f_y$ (N)

$M_{rx} = \phi * A_s f_y (d_s - \frac{a}{2})$.

Ta có : $0,10\phi\ f'_c A_g = 0,1*0,75*30*9*1000 = 20250$ KN

Giá trị này lớn hơn tất cả các giá trị lực nén dọc trục Nz ở trong các tổ hợp ở TTGHCĐ, vì thế công thức kiểm toán là :

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \le 1,0$$

Xác định Mrx, Mry: sức kháng tính toán theo trục x,y (Nmm)

$$\text{Mrx} = \phi . \text{As} . \text{fy} . (\text{ds} - \frac{\text{a}}{2})$$

T- ơng tự với *Mry*

Trong đó:

+ds: khoảng cách từ trọng tâm cốt thép tới mép ngoài cùng chịu nén (trừ đi lớp bêtông bảo vệ và đ- ờng kính thanh thép).

+fy: giới hạn chảy của thép.

+As: bố trí sơ bộ rồi tính diện tích thép cần dùng theo cả hai ph- ơng.

$$c_1 = \frac{A_s . f_y}{0,85.\beta . f'_C . b_x} = \frac{0,1184*420}{0,85*0,85*30*4.8} = 0.48$$

$$c_2 = \frac{A_s . f_y}{0,85.\beta . f'_C . b_y} = \frac{0,1184*420}{0,85*0.85*30*1.8} = 0.92$$

$$a_1 = c_1.\beta_1 = 0.48*0,85 = 0.408$$

$$a_2 = c_2.\beta_1 = 0.92*0,85 = 0.8$$

$$\Rightarrow M_{rx} = 0.9*0.118*420.10^3\left(4.8 - 0.132 - \frac{0.408}{2}\right) = 197506.512 KNm$$

$$\Rightarrow M_{ry} = 0.9*0.118*420.10^3\left(1.8 - 0.132 - \frac{0.8}{2}\right) = 56557.782 KNm$$

+ $\beta_1 = 0,85$

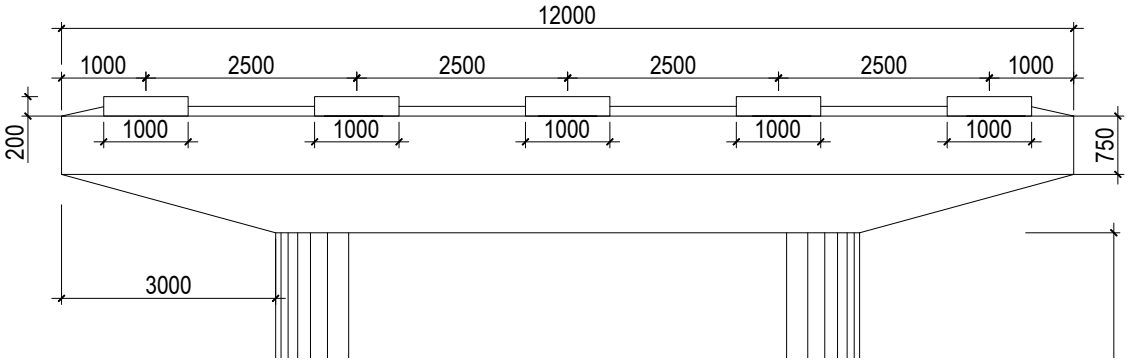
+b : bề rộng mặt cắt (theo mỗi ph- ơng là khác nhau).

Kiểm tra sức kháng nén của trụ theo uốn 2 chiều:

Tổ hợp Tải trọng	N	M_x	M_y	M_{rx}	M_{ry}	$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \le 1,0$	Kết Luận
	KN	KNm	KNm	KNm	KNm		
CĐ1	15053.71	4523.7	11724.78	197506.5	56557.78	0.23	đạt
TTSD	9718.4	2585	11724.78	197506.5	56557.78	0.22	đạt

<u>Tính Toán Mũ Trụ</u>:

Sơ đồ:



- Mũ trụ làm việc nh- ngàm công xôn

- Tải trọng tác dụng lên phần công xôn là:

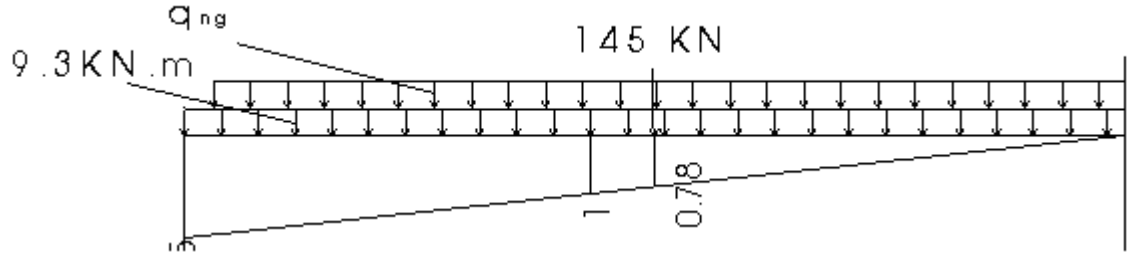
+ Do trọng l- ợng bản thân:

g_1 = (0.2x1.4+0.75x3x2 - $\frac{3*0.75}{2}\times 1.4$)x2.5 = 8.0125 (KN/m)

+ Do tĩnh tải phần kết cấu nhịp:

P1= $\frac{P_{DW}+P_{dc+dn}}{5}=\frac{21.3+15.61}{5}=7.382$ (KN)

+ Do hoạt tải: P_2



$\omega=\frac{1.5*3}{2}=2.25$

M_{ht} = 1.75[1.25*(145*0.78+4.5x2.25)+9.3*2.25] = 353.323 m

Nội lực tính toán :

+ Mômen:

M= $\frac{g_1*l_{tt}^2}{2}+\frac{P*l_a}{2}+M_{ht}=\frac{8\times 3^2}{2}+\frac{7.382\times 3}{2}+306.25$ = 353.323(KNm)

1. Tính và bố trí cốt thép:

- Bêtông mũ trụ dùng mác 300 có R_u = 150kg/cm^2

- Chọn cốt thép loại AII có R_a = 2400kg/cm^2

với h_0 = h – a = 150 – 5 = 145 cm (lấy a = 5cm)

$$A = \frac{M}{R_u * b * h_0^2} = \frac{353.323*10^4}{150*160*145^2} = 0.007$$

$$\rightarrow \gamma = 0{,}5*(1 + \sqrt{1-2A}) = 0.5*(1 + \sqrt{1-2*0.007}) = 0.996$$

$$\Rightarrow F_a = \frac{M}{R_a * \gamma * h_0} = \frac{353.323*10^4}{2400*0.996*145} = 10.19\ (cm^2) = 1019\ mm^2$$

Chọn 4 thanh ϕ20 có F_a = 1200 mm^2 với a = 250 mm.

Để an toàn ta chọn 6 thanh ϕ 20

IV.Tính toán móng cọc khoan nhồi.:

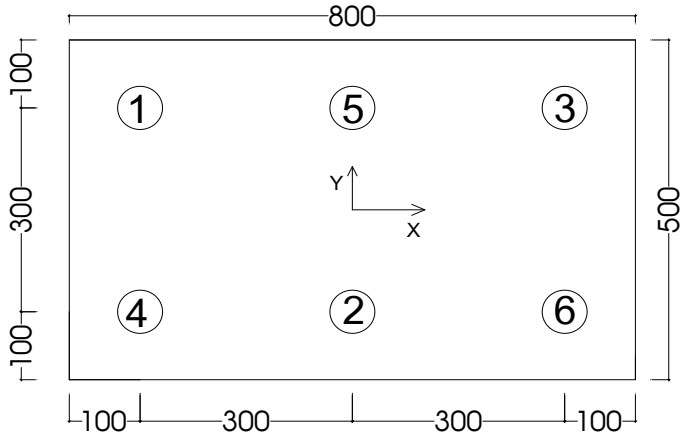
Theo quy trình 22TCN 272-05, việc kiểm toán sức chịu tải của cọc quy định trong điều 10.5 theo trạng thái giới hạn sử dụng và trạng thái giới hạn c- ờng độ. Trong phạm vi đồ án, chỉ thực hiện kiểm toán sức chịu tải của cọc theo khả năng kết cấu và đất nền.

Với nội lực đầu cọc xác định đ- ợc, ta sẽ tiến hành kiểm tra khả năng chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc và khả năng chịu tải của lớp đá gốc đầu mũi cọc.

Số liệu tính toán:

Đ- ờng kính thân cọc	1000	mm
Cao độ đỉnh bệ cọc	+20.0	m
Cao độ đáy bệ cọc	+17.5	m
Cao độ mũi cọc (dự kiến)	-7.0	m
Chiều dài cọc (dự kiến)	25	m
Đ- ờng kính thanh cốt thép dọc	25	mm
C- ờng độ bê tông cọc	30	Mpa
C- ờng độ cốt thép cọc	420	Mpa
Cự li cọc theo ph- ơng dọc cầu	3000	mm
Cự li cọc theo ph- ơng ngang cầu	3000	mm

Bố trí cọc trên mặt bằng



I.1.5 1.Xác định sức chịu tải cọc:

+ Chän cäc khoan nhåi b»ng BTCT ®-ªng kÝnh D = 1,0m, khoan xuyªn qua c¸c líp ®Êt dÝnh cã gãc ma s¸t (φf)$_i$ vµ líp c¸t sái cuéi cã gãc ma s¸t $\varphi f = 45^0$.

+ Bª t«ng cäc m¸c #300.

+ Cèt thÐp chÞu lùc 20ϕ25 cã c-ªng ®é 420MPa. §ai trßn ϕ10 a200.

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

- Bê tông cấp 30 có f_c' =300 kg/cm^2
- Cốt thép chịu lực AII có Ra=2400kg/cm^2

Sức chịu tải của cọc theo vật liệu

Sức chịu tải của cọc D=1000mm

Theo điều A5.7.4.4-TCTK sức chịu tải của cọc theo vật liệu làm cọc tính theo công thức sau

$$P_V = \phi.P_n .$$

Với P_n = C- ờng độ chịu lực dọc trục danh định có hoặc không có uốn tính theo công thức :

$$P_n = \varphi.\{m_1.m_2.f_c'.(A_c - A_{st}) + f_y.A_{st}\}= 0,75.0.85\{0,85.\ f_c'.(A_c - A_{st}) + f_y.A_{st}\}$$

Trong đó :

φ = Hệ số sức kháng, φ=0.75

m_1,m_2 : Các hệ số điều kiện làm việc.

f_c' =30MPa: Cường độ chịu nén nhỏ nhất của bêtông

f_y =420MPa: Giới hạn chảy dẻo quy định của thép

A_c: Diện tích tiết diện nguyên của cọc

A_c=3.14x1000^2/4=785000mm^2

A_{st}: Diện tích của cốt thép dọc (mm^2).

Hàm l- ợng cốt thép dọc th- ờng hợp lý chiếm vào khoảng 1.5-3%. với hàm l- ợng 2% ta có:

A_{st}=0.02xA_c=0.02x785000=15700mm^2

Vậy sức chịu tải của cọc theo vật liệu là:

P_V =0.75x0,85x(0,85x30x(785000-15700)+ 420x15700) = **16709.6x10^3**(N).

Hay P_V = 1670.9 (T).

1.2.Xác định sức chịu lực nén của cọc đơn theo c- ờng độ đất nền:

Số liệu địa chất:

Chỉ tiêu lớp đất	Li (m)
1.Cát sỏi cuội	10.8
2.Cát hạt nhỏ	9
3.Sét dẻo mềm	10.5
4.Sét dẻo cứng	

Theo điều 10.7.3.2 sức kháng đỡ của cọc đ- ợc tính theo công thức sau:

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

Với $Q_p=q_p A_p$;

Trong đó:

Q_p :Sức kháng đỡ mũi cọc

q_p : Sức kháng đơn vị mũi cọc (Mpa)

φ_{qp} : Hệ số sức kháng φ_{qp}=0.55 (10.5.5.3)

A_p : Diện tích mũi cọc (mm^2)

Xác định sức kháng mũi cọc :

$q_p=3q_u K_{sp}$ d (10.7.3.5)

Trong đó :

K_{sp} : khả năng chịu tải không thứ nguyên.

d : hệ số chiều sâu không thứ nguyên.

$$K_{sp}=\frac{(3+\frac{s_d}{D})}{10\sqrt{1+300\frac{t_d}{s_d}}} \qquad (10.7.3.5\text{-}2)$$

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

q_u : C- ờng độ chịu nén dọc trục trung bình của lõi đá (Mpa), q_u = 35 Mpa

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

S_d : Khoảng cách các đ- ờng nứt (mm).Lấy S_d = 400mm.

t_d : Chiều rộng các đ- ờng nứt (mm). Lấy t_d=6mm.

D : Chiều rộng cọc (mm); D=1000mm.

H_s : Chiều sâu chôn cọc trong hố đá(mm). H_S = 1800mm.

D_s : Đ- ờng kính hố đá (mm). D_S = 1200mm.

Tính đ- ợc : d =1.6

K_{SP} = 0.145

Vậy $q_p = 3 \text{ x}30 \text{ x}0{,}145\text{x}1{,}6=20.88Mp = 2088T/m^2$

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

$$Q_R = \varphi.Q_n = \varphi q_P.A_p = 0.5 \times 2088 \times 3.14 \times 1000^2/4 = 819.5x10^6N = 819.5\ T$$

Trong đó:

Q_R : Sức kháng tính toán của các cọc.

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

A_s : Diện tích mặt cắt ngang của mũi cọc

Từ các kết quả tính đ- ợc chọn sức chịu tải của cọc là :

$$[P_c] = \min(P_v; Q_\gamma) = 8195\ (KN)$$

2.Tính toán nội lực tác dụng lên các cọc trong móng:

Đối với móng cọc đài thấp thì tải trọng nằm ngang coi nh- đất nền chịu, nội lực tại mặt cắt đáy móng

Công thức kiểm tra:

$$P_{max} \le P_c$$

Trong đó:

- P_{max}: Tải trọng tác động lên đầu cọc
- P_c : Sức kháng của cọc dã đ- ợc tính toán ở phần trên

Tải trọng tác động lên đầu cọc đ- ợc tính theo công thức

$$P_{max} = \frac{P}{n} + \frac{M_x.y_{max}}{\sum_1^n y_i^2} + \frac{M_y.x_{max}}{\sum_1^n x_i^2}$$

Trong đó :

- P : tổng lực đứng tại đáy đài .
- n : số cọc, n = 6
- x_i, y_i : toạ độ của cọc so với hệ trục quán tính chính trung tâm
- M_x , M_y : tổng mômen của tải trọng ngoài so với trục đi qua trọng tâm của tiết diện cọc tại đáy đài theo 2 ph- ơng x, y.

Kiểm toán cọc với P_c=8195KN

Trạng thái GHCĐ I

N_Z= 15053.71KN

M_X= 11724.78KNm

M_Y =4523.7KNm

Cọc	Xi (m)	Yi (m)	X^2i (m^2)	Y^2i (m^2)	Ni (KN)	Yêu cầu
1	-3.0	1.5	9	2.25	5785.14	đạt
2	0	-1.5	0	2.25	7302.47	đạt
3	3	1.5	9	2.25	7819.79	đạt
4	-3	-1.5	9	2.25	5737.32	đạt
5	0	1.5	0	2.25	7302.47	đạt
6	3	-1.5	9	2.25	2702.6	đạt

PHẦN III
THIẾT KẾ THI CÔNG

****

CH- ƠNG I: THIẾT KẾ THI CÔNG TRỤ

I.2 I. Yêu cầu thiết kế:

Trong đồ án này em thiết kế phục vụ thi công trụ T1 cho đến móng.

Các số liệu tính toán nh- sau:

- Cao độ đỉnh trụ:	+33.77	m
- Cao độ đáy trụ:	+20.0	m
- Cao độ đáy đài:	+17.5	m
- Cao độ mực n- ớc thi công:	+20.0	m
- Chiều rộng bệ trụ :	5.0	m
- Chiều dài bệ trụ :	8.0	m
- Chiều rộng móng	7.0	m
- Chiều dài móng	10.0	m

Số liệu địa chất :

- Lớp 1 :Cát sỏi cuội.
- Lớp 2 :Cát hạt nhỏ .
- Lớp 3 :Sét dẻo mềm
- Lớp 4 :Sét dẻo cứng.

II. Trình tự thi công:

1. Thi công trụ:

B- ớc 1 : Xác định chính xác vị trí tim cọc, tim đài

- Xây dựng hệ thống cọc định vị, xác định chính xác vi trí tim cọc, tim trụ tháp
- Dựng giá khoan Leffer hạ ống vách thi công cọc khoan nhồi

B- ớc 2 : Thi công cọc khoan nhồi

- Lắp đặt hệ thống cung cấp dung dịch Bentonite, hệ thống bơm thải vữa mùn khi khoan cọc
- Dùng máy khoan tiến hành khoan cọc
- Hạ lồng cốt thép, đổ bê tông cọc

B- ớc 3 : Thi công vòng vây cọc ván

- Lắp dựng cọc ván thép loại Lassen bằng giá khoan
- Lắp dựng vành đai trong và ngoài
- Đóng cọc đến độ sâu thiết kế
- Lắp đặt máy bơm xói hút trên hệ nổi, xói hút đất trong hố móng đến độ sâu thiết kế

B- ớc 4 : Thi công bệ móng

- Xử lý đầu cọc khoan nhồi.
- Đổ bê tông bịt đáy, hút n- ớc hố móng

- Lắp dựng ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông bệ móng

B- ớc 5 : Thi công trụ cầu

- Chế tạo, lắp dựng đà giáo ván khuôn thân trụ lên trên bệ trụ
- Lắp đặt cốt thép thân trụ, đổ bê tông thân trụ từng đợt một.

B- ớc 6 : Hoàn thiện

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

2. Thi công kết cấu nhịp:

B- ớc 1 : Chuẩn bị ph- ơng tiện

-Tập kết sẵn nhịp dầm chủ trên đ- ờng đầu cầu

- Lắp dựng giá ba chân ở đ- ờng đầu cầu

- Tiến hành lao lắp giá ba chân

B- ớc 2: Lao lắp nhịp dầm chủ

- Dùng giá ba chân cẩu lắp dầm ở hai đầu cầu

- Lao dầm vào vị trí gối cầu.

- Tiến hành đổ bê tông dầm ngang.

- Đổ bê tông bản liên kết giữa các dầm

-Di chuyển giá ba chân thi công các nhịp tiếp theo

B- ớc 3: Hoàn thiện

-Tháo lắp giá ba chân

- Đổ bê tông mặt đ- ờng

- Lắp dựng vỉa chắn ô tô lan can, thiết bị chiếu sáng

- Lắp dựng biển báo

3. Thi công móng:

Móng cọc khoan nhồi đ- ờng kính cọc 1.0m, tựa trên nền cuội sỏi sạn. Toàn cầu có 2 mố (M1, M2) và 5 trụ (T1, T2, T3, T4,T5).

3.1. Công tác chuẩn Bị:

Cần chuẩn bị đầy đủ vật t- , trang thiết bị phục vụ thi công. Quá trình thi công móng liên quan nhiều đến điều kiện địa chất, thuỷ văn, thi công phức tạp và hàm chứa nhiều rủi ro. Vì thế đòi hỏi công tác chuẩn bị kỹ l- ỡng và nhiều giải pháp ứng phó kịp thời và các tình huống có thể xảy ra. Công tác chuẩn bị cho thi công bao gồm một số nội dung chính sau:

Kiểm tra vị trí lỗ khoan, các mốc cao độ. Nếu cần thiết có thể đặt lại các mốc cao độ ở vị trí mới không bị ảnh h- ởng bởi quá trình thi công cọc.

Chuẩn bị ống vách, cốt thép lồng cọc nh- thiết kế. Chuẩn bị ống đổ bê tông d- ới n- ớc.

Thiết kế cấp phối bê tông, thí nghiệm cấp phối bê tông theo thiết kế, điều chỉnh cấp phối cho phù hợp với c- ờng độ và điều kiện đổ bê tông d- ới n- ớc.

Dự kiến khả năng và ph- ơng pháp cung cấp bê tông t- ơi liên tục cho thi công đổ bê tông d- ới n- ớc.

Chuẩn bị các lỗ chừa sẵn tạo điều kiện thuận lợi cho việc kiểm tra chất l- ợng cọc khoan sau này.

I.2.1 3.2 Công tác khoan tạo lỗ:

I.2.1.1 3.2.1 Xác định vị trí lỗ khoan

Định vị cọc trên mặt bằng cần dựa vào các mốc đ- ờng chuẩn toạ độ đ- ợc xác định tại hiện tr- ờng.

Sai số cho phép của lỗ cọc không đ- ợc v- ợt quá các giá trị sau:

Sai số đ- ờng kính cọc: 5%

Sai số độ thẳng đứng : 1%

Sai số về vị trí cọc: 10cm

Sai số về độ sâu của lỗ khoan : ±10cm

I.2.1.2 3.2.2 Yêu cầu về gia công chế tạo lắp dựng ống vách

Ống vách phải đ- ợc chế tạo nh- thiết kế. Bề dày ống vách sai số không quá 0.5mm so với thiết kế. ống vách phải đảm bảo kín n- ớc ,đủ độ cứng.Tr- ớc khi hạ ống vách cần phải kiểm tra nghiệm thu chế tạo ống vách.

Khi lắp dựng ống vách cần phải có giá định h- ớng hoặc máy kinh vĩ để đảm bảo đúng vị trí và độ nghiêng lệch.

Ống vách có thể đ- ợc hạ bằng ph- ơng pháp đóng, ép rung hay kết hợp với đào đất trong lòng ống.

I.2.1.3 3.2.3 Khoan tạo lỗ

Máy khoan cần đ- ợc kê chắc chắn đảm bảo không bị nghiêng hay di chuyển trong quá trình khoan.

Cho máy khoan quay thử không tải nếu máy khoan bị xê dịch hay lún phải tìm nguyên nhân xử lí kịp thời.

Nếu cao độ n- ớc sông thay đổi cần phải có biện pháp ổn định chiều cao cột n- ớc trong lỗ khoan.

Khi kéo gầu lên khỏi lỗ phải kéo từ từ cân bằng ổn định không đ- ợc va vào ống vách.

Phải khống chế tốc độ khoan thích hợp với địa tầng, trong đất sét khoan với tốc độ trung bình, trong đất cát sỏi khoan với tốc độ chậm.

Khi chân ống vách chạm mặt đá dùng gầu lấy hết đất trong lỗ khoan, nếu gặp đá mồ côi hay mặt đá không bằng phẳng phải đổ đất sét kẹp đá nhỏ đầm cho bằng phẳng hoặc cho đổ một lớp bê tông đ- ới n- ớc cốt liệu bằng đá dăm để tạo mặt phẳng cho búa đập hoạt động. Lúc đầu kéo búa với chiều cao nhỏ để hình thành lỗ ổn định, tròn thẳnh đứng, sau đó có thể khoan bình th- ờng.

Nếu sử dụng dung dịch sét giữ thành phải phù hợp với các qui định sau :

Độ nhớt của dung dịch sét phải phù hợp với điều kiện địa chất công trình và ph- ơng pháp sử dụng dung dịch.Bề mặt dung dịch sét trong lỗ cọc phải cao hơn mực n- ớc ngầm 1,0m trở lên. Khi có mực n- ớc ngầm thay đổi thì mặt dung dịch sét phải cao hơn mực n- ớc ngầm cao nhất là 1,5m.

Trong khi đổ bê tông , khối l- ợng riêng của dung dịch sét trong khoảng 50 cm kể từ đáy lỗ <1,25T/m^3, hàm l- ợng cát <=6%, độ nhớt <=28 giây. Cần phải đảm bảo chất l- ợng dung dịch sét theo độ sâu của từng lớp đất đá, đảm bảo sự ổn định thành lỗ cho đến khi kết thúc việc đổ bê tông.

I.2.1.4 3.2.4 Rửa lỗ khoan

Khi đã khoan đến độ sâu thiết kế tiến hành rửa lỗ khoan, có thể dùng máy bơm chuyên dụng hút mùn khoan từ đáy lỗ khoan lên . Cũng có thể dùng máy nén khí để đ- a mùn khoan lên cho đến khi bơm ra

n- ớc trong và sạch. Chọn loại máy bơm, quy cách đầu xói phụ thuộc vào chiều sâu và vật liệu cần xói hút.

Nghiêm cấm việc dùng ph- ơng pháp khoan sâu thêm thay cho công tác rửa lỗ khoan.

I.2.1.5 3.2.5 Công tác đổ bê tông cọc

Đổ bê tông cọc theo ph- ơng pháp ống rút thẳng đứng.

Một số yêu cầu của công tác đổ bê tông cọc:

+ Bê tông phải đ- ợc trộn bằng máy. Khi chuyển đến công tr- ờng phải đ- ợc kiểm tra độ sụt và độ đồng nhất. Nếu dùng máy bơm bê tông thì bơm trực tiếp bê tông vào phễu của ống dẫn.

+ Đầu d- ới của ống dẫn bê tông cách đáy lỗ khoan khoảng 20-30 cm.

ống dẫn bê tông phải đảm bảo kín khít.

+ Độ ngập sâu của ống dẫn trong bê tông không đ- ợc nhỏ hơn 1,2m và không đ- ợc lớn hơn 6m.

+ Phải đổ bê tông liên tục, rút ngắn thời gian tháo ông dẫn, ống vách để giảm thời gian đổ bê tông .

+ Khi ống dẫn chứa đầy bê tông phải đổ từ từ tránh tạo thành các túi khí trong ống dẫn.

+ Thời gian ninh kết ban đầu của bêtong không đ- ợc sớm hơn toàn bộ thời gian đúc cọc khoan nhồi. Nếu cọc dài , khối l- ợng bê tông lớn có thể cho thêm chất phụ gia chậm ninh kết.

+ Đ- ờng kính lớn nhất của đá dùng để đổ bê tông không đ- ợc lớn hơn khe hở giữa hai thanh cốt thép chủ gần nhau của lồng thép cọc.

I.2.1.6 3.2.6 Kiểm tra chất l- ợng cọc khoan nhồi

Kiểm tra bê tông phải đ- ợc thực hiện trong suốt quá trình của dây chuyền đổ bê tông d- ới n- ớc.

Các mẫu bê tông phải đ- ợc lấy từ phễu chứa ống dẫn để kiểm tra độ linh động, độ nhớt và đúc mẫu kiểm tra c- ờng độ.

+ Trong quá trình đổ bê tông cần kiểm tra và ghi nhật ký thi công các số liệu sau :

+ Tốc độ đổ bê tông

+ Độ cắm sâu của ống dẫn vào vữa bê tông .

+ Mức vữa bê tông dâng lên trong hố khoan.

3.3 Thi công vòng vây cọc ván thép:

Trình tự thi công cọc ván thép:

+ Đóng cọc định vị

+ Liên kết thanh nẹp với cọc định vị thành khung vây.

+ Xỏ cọc ván từ các góc về giữa.

+ Tiến hành đóng cọc ván đến độ chôn sâu theo thiết kế.

Th- ờng xuyên kiểm tra để có biện pháp xử lí kịp thời khi cọc ván bị nghiêng lệch.

3.4 Công tác đào đất bằng xói hút :

Các lớp đất phía trên mặt đều là dạng cát, sét nên thích hợp dùng ph- ơng pháp xói hút để đào đất nơi ngập n- ớc.

Tiến hành đào đất bằng máy xói hút. Máy xói hút đặt trên hệ phao chở nổi. Khi xói đến độ sâu cách cao độ thiết kế 20-30cm thì dừng lại, sau khi bơm hút n- ớc tiến hành đào thủ công đến cao độ đáy móng để tránh phá vỡ kết cấu phía d- ới. Sau đó san phẳng, đầm chặt đổ bê tông bịt đáy.

3.5 Đổ bê tông bịt đáy :

I.2.1.7 3.5.1 Trình tự thi công:

Chuẩn bị (vật liệu, thiết bị...)

Bơm bêtông vào thùng chứa.

Cắt nút hãm

Nhấc ống đổ lên phía trên

Khi nút hãm xuống tới đáy, nhấc ống đổ lên để nút hãm bị đẩy ra và nổi lên. Bê tông phủ kín đáy. Đổ liên tục.

Kéo ống lên theo ph- ơng thẳng đứng, chỉ đ- ợc di chuyển theo chiều đứng.

Đến khi bê tông đạt 50% c- ờng độ thì bơm hút n- ớc và thi công các phần khác.

I.2.1.8 3.5.2 Nguyên tắc và yêu cầu khi đổ bê tông:

Nguyên tắc và yêu cầu khi đổ bê tông bịt đáy.

Bêtông t- ơi trong phễu tụt xuống liên tục, không đứt đoạn trong hố móng ngập n- ớc d- ới tác dụng của áp lực do trọng l- ợng bản thân.

ống chỉ di chuyển theo chiều thẳng đứng, miệng ống đổ luôn ngập trong bê tông tối thiểu 0.8m.

Bán kính tác dụng của ống đổ R=3.5m

Đảm bảo theo ph- ơng ngang không sinh ra vữa bê tông quá thừa và toàn bộ diện tích đáy hố móng đ- ợc phủ kín bêtông theo yêu cầu.

Nút hãm: khít vào ống đổ, dễ xuống và phải nổi.

Bêtông: +Có mác th- ờng cao hơn thiết kế một cấp

+ Có độ sụt cao: 16 - 20cm.

+ Cốt liệu th- ờng bằng sỏi cuội.

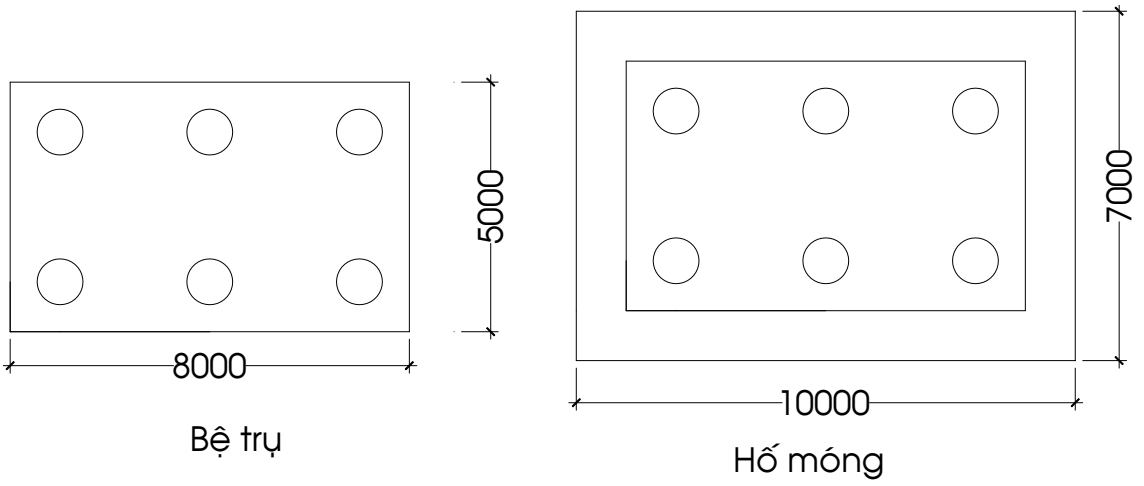
Đổ liên tục, càng nhanh càng tốt.

Trong quá trình đổ phải đo đạc, kĩ l- ỡng.

I.2.1.9 3.5.3 Tính toán chiều dày lớp bê tông bịt đáy

a) Các số liệu tính toán:

Xác định kích th- ớc đáy hố móng.



Ta có : L= 8 + 2 = 10 m

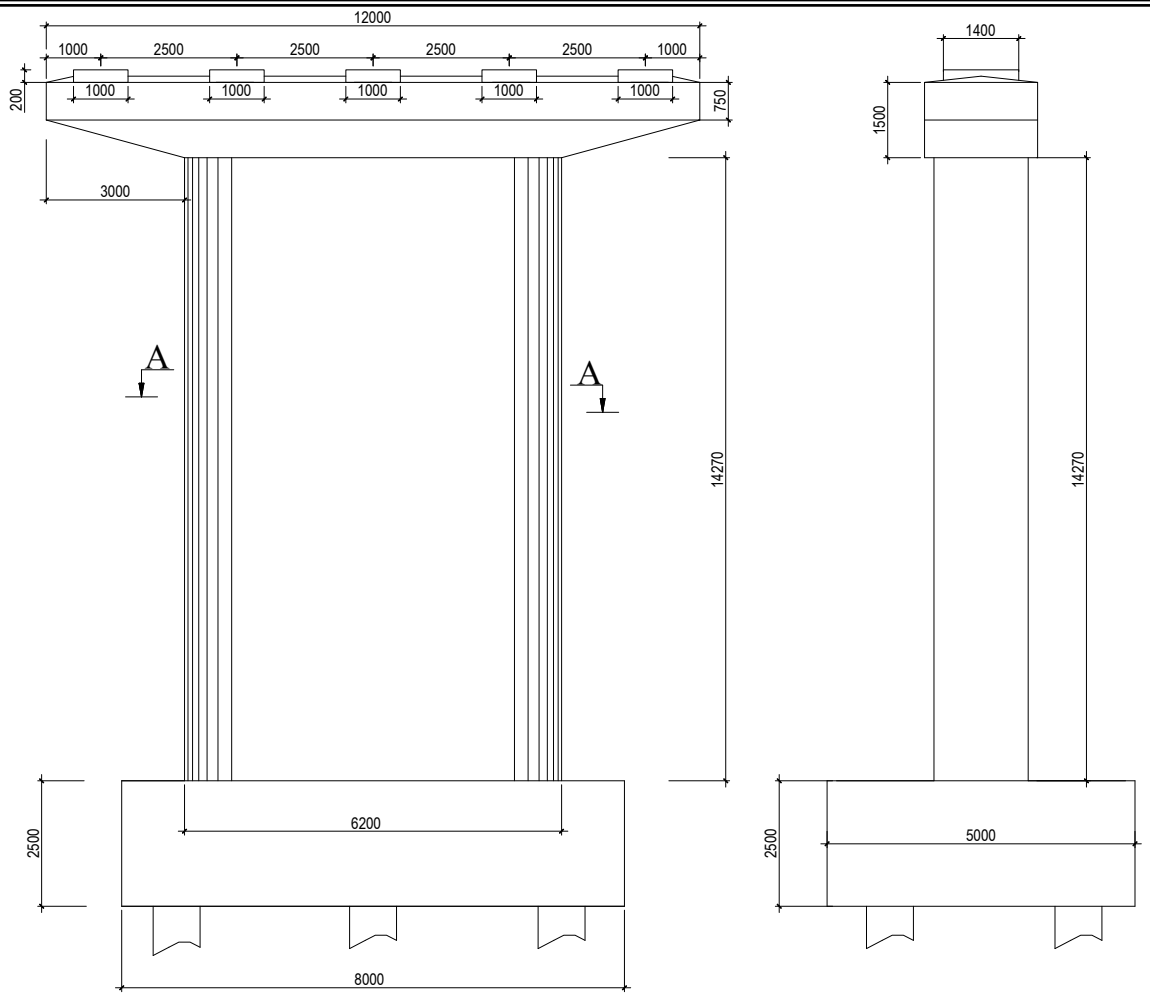
B = 5 + 2 =7 m

Gọi h_b :là chiều dày lớp bê tông bịt đáy .

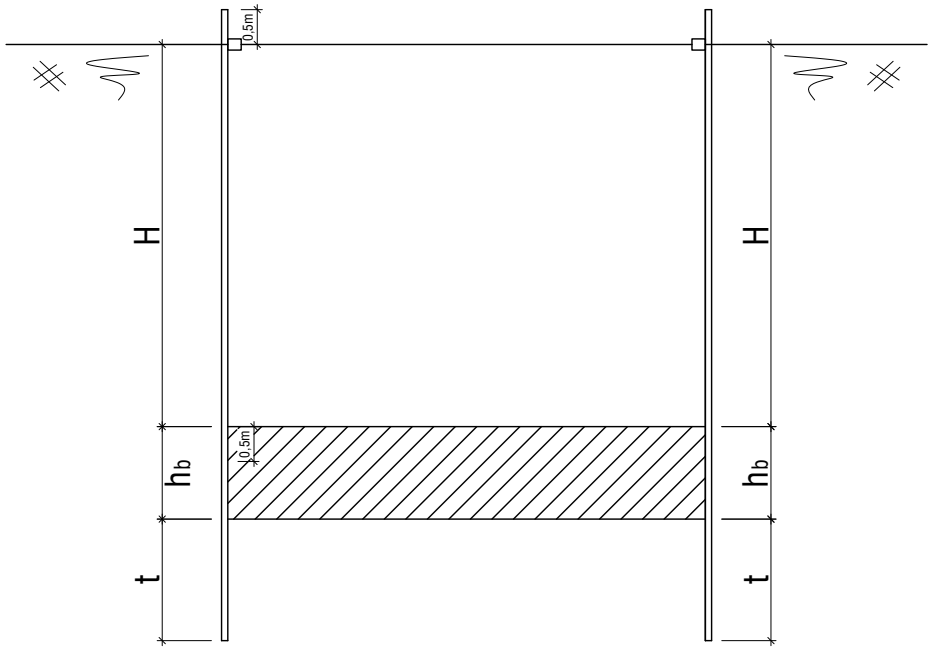
t :là chiều sâu chôn cọc ván ($t \geq 2m$)

Xác định kích th- ớc vòng vây cọc ván ta lấy rộng về mỗi phía của bệ cọc là 1 m. Cọc ván sử dụng là cọc ván thép .

- Cao độ đỉnh trụ:	+33.77	m
- Cao độ đáy trụ:	+20.0	m
- Cao độ đáy đài:	+17.5	m
- Cao độ mực n- ớc thi công:	+20.0	m
- Chiều rộng bệ trụ :	5.0	m
- Chiều dài bệ trụ :	8.0	m
- Chiều rộng móng	7.0	m
- Chiều dài móng	10.0	m



Sơ đồ bố trí cọc ván nh- sau:



b) Tính toán chiều dày lớp bê tông bịt đáy

*a*Điều kiện tính toán:*

Áp lực đẩy nổi của n- ớc phải nhỏ hơn ma sát giữa bê tông và cọc + trọng l- ợng của lớp bê tông bịt đáy.

$$n.\Omega.\gamma_b.h_b + u_1.\tau_1.\bar{h}_b + k.u_2.\tau_2.\bar{h}_b.\bar{m} \geq \gamma_n.(H + h_b).\Omega$$

$$\Rightarrow h_b = \frac{\gamma_n.H.\Omega}{n.\Omega.\gamma_b + u_1.\tau_1.\bar{} + k.u_2.\tau_2.\bar{m} - \Omega\gamma_n} \geq 1m$$

Trong đó :

H : Khoảng cách MNTC tới đáy đài = 2.5 m

h_b : Chiều dầy lớp bê tông bịt đáy

m = 0,9 hệ số điều kiện làm việc.

n = 0,9 hệ số v- ợt tải.

γ_b : Trọng l- ợng riêng của bê tông bịt đáy γ_b = 2,4T/m^3.

γ_n : Trọng l- ợng riêng của n- ớc γ_n =1 T/m^3.

u_2: Chu vi cọc = 3,14 × 1 = 3,14 m

τ_2 : Lực ma sát giữa bê tông bịt đáy và cọc .

τ_2 = 4T/m^2.

k: Số cọc trong móng k =6 (cọc)

Ω : Diện tích hố móng. (Mở rộng thêm 1m ra hai bên thành để thuận lợi cho thi công).

Ω = 10 × 7 = 70 m^2 .

τ_1 : Lực ma sát giữa cọc ván với lớp bê tông

τ_1 = 3T/m^2.

u_1: Chu vi t- ờng cọc ván =(10 + 7) × 2 = 34 m

$$\Rightarrow h_b = \frac{1 \times 2.5 \times 70}{(0,9 \times 70 \times 2,4 + 34 \times 3 + 6 \times 3,14 \times 4).0,9 - 70x1} = 1,3m > 1m$$

Vậy ta chọn h_b=1,3 m

*b*KIỂM TRA C□ ỜNG ĐỘ LỚP BÊ TÔNG BỊT ĐÁY:*

Xác định h_b theo điều kiện lớp bê tông chịu uốn.

Ta cắt ra 1 dải có bề rộng là 1m theo chiều ngang của hố móng để kiểm tra.

Coi nh- dầm đơn giản nhịp l = 7m.

Sử dụng bê tông mác 200 có R_u = 65 T/m^2.

Tải trọng tác dụng vào dầm là q (t/m)

$q = P_n - q_{bt} = \gamma_n.(H+h_b) - h_b.\gamma_{bt}$

$q = 1.(2,5 + h_b) - 2,4.h_b = 2,5 - 1,4.h_b$

+ Mô men lớn nhất tại tiết diện giữa nhịp là :

$$M_{max} = \frac{q.l^2}{8} = \frac{(2,5 - 1,4.h_b).7^2}{8} = 15.3125 - 8.575h_b$$

+ Mômen chống uốn :

$$W = \frac{b.h^2}{6} = \frac{1.h_b^2}{6} = \frac{h_b^2}{6}$$

+ Kiểm tra ứng suất :

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W} = \frac{6.(15.3125 - 8.575h_b)}{h_b^2} \le 65 \text{ T/m}^2$$

Ta có ph- ơng trình bậc hai:

$$65.h_b^2 + 51.45h_b - 91.875 = 0$$

Giải ra ta có: $h_b = 0.85 < 1.3$m

Vậy chọn chiều dày lớp bê tông bịt đáy $h_b = 1.3$ m làm số liệu tính toán.

I.2.1.10 3.5.4 Tính toán cọc ván thép:

*Tính độ chôn sâu cọc ván.

- Khi đã đổ bê tông bịt đáy xong, cọc ván đ- ợc tựa lên thành bê tông và thanh chống (có liên kết) nên cọc ván lật xoay quanh điểm o

Đất d- ới đáy móng:

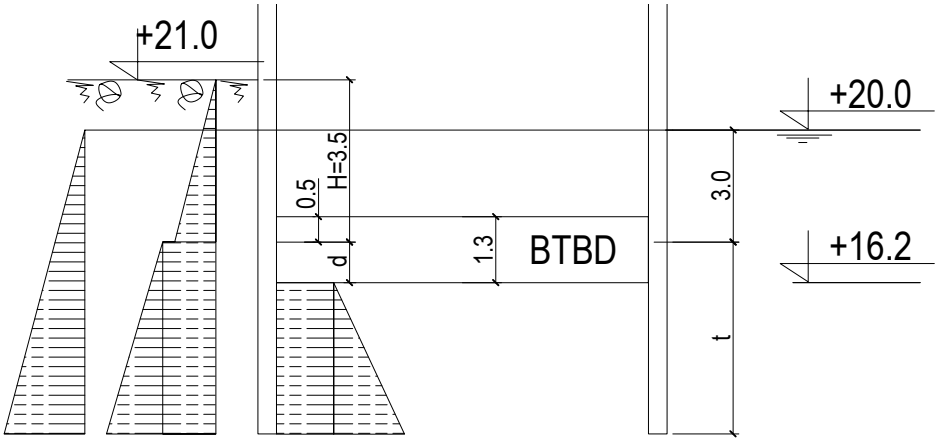
Cát sỏi cuội : γ_0=1.8 (T/m^2); φ^{tt}=15^0; .

Hệ số v- ợt tải n_1=1.2 đối với áp lực chủ động.

Hệ số v- ợt tải n_2=0.8 đối với áp lực bị động.

Hệ số v- ợt tải n_3=1.0 đối với áp lực n- ớc.

Sơ đồ tính độ chôn sâu cọc ván



Hệ số áp lực đất chủ động và bị động xác định theo công thức sau:

Chủ động: $K_a = tg^2(45^0 - \varphi/2) = tg^2(45^0 - 15^0/2) = 0.588$

Bị động: $K_b = tg^2(45^0 + \varphi/2) = tg^2(45^0 + 15^0/2) = 1.7$

- Trọng l- ợng đơn vị γ' của đất d- ới mực n- ớc sẽ tính toán nh- sau:

$\gamma' = \gamma - \gamma n$ = 2-1.0 =1 (T/m^2)

- áp lực do n- ớc:

$P_1 = 0{,}5\gamma_n H_n^2 = 0{,}5x3.0^2 = 4.5$ (T)

$P_2 = \gamma_n H_n.t = 3.0\ t$ (T)

- áp lực đất chủ động:

$P_3 = K_a.n_1.\ 0{,}5.\ H^2\gamma' = 1{,}2x\ 0{,}588x\ 0{,}5x3.5x1{,}0 = 1.2348$(T)

$P_4 = (d+0.5)(t-d)\gamma_b' K_a n_1 = (0.8 + 0.5)(t - 0.8)x\ 0.588x\ 2.4\ x\ 1.2$

$= 2.2(t- 0.8)$ (T)

$P_5 = 0.5(t - d)^2\ \gamma' K_a n_1 = 0.5\ (t - 0.8)^2 x\ 0.588\ x\ 1.2 = 0.3528(t - 0.8)^2$ T

- áp lực đất bị động

$P_6 = H.t.\gamma.K_b.n_2 = 3.5\ x\ t\ x\ 1\ x\ 1.7\ x\ 0.8 = 4.76t$ (T).

$P_7 = 0{,}5.t^2.\ \gamma.\ K_b.n_2 = 0.5xt^2x1{,}0x1{,}7.0{,}8 = 0.68\ t^2$ (T)

Ph- ơng trình ổn định lật sẽ bằng :

$$P_1\frac{H_n}{3} + P_3\frac{H}{3} + P_4\frac{t+d}{2} + P_5\frac{2t+d}{3} = (P_2\frac{t}{2} + P_6\frac{t}{2} + P_7\frac{2t}{3})x\ 0.95 \quad (1)$$

thay các số liệu trên vào ph- ơng trình (1) ta có ph- ơng trình :

$0.43t^3 + 2.742t^2 + 0.182t - 6.442 = 0$

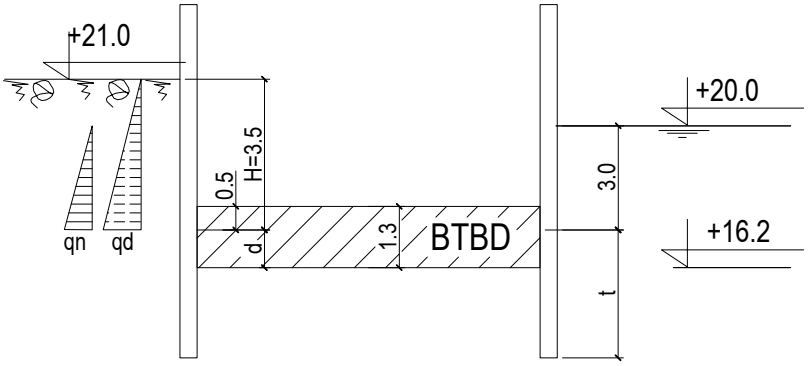
giải ph- ơng trình bậc 3 ta có t = 1.65 m .

Để an toàn chọn t = 2 m

Chiều dài cọc ván chọn: $L_{\text{cọc ván}} = 3.5 + 0.8 + 2 = 6.3$ m chọn L =7 m

*Chọn cọc ván thoả mãn yêu cầu về c- ờng độ:

Sơ đồ tính toán cọc ván coi nh- 1 dầm giản đơn với 2 gối là điểm 0 và điểm neo thanh chống:



*Tính toán áp lực ngang:

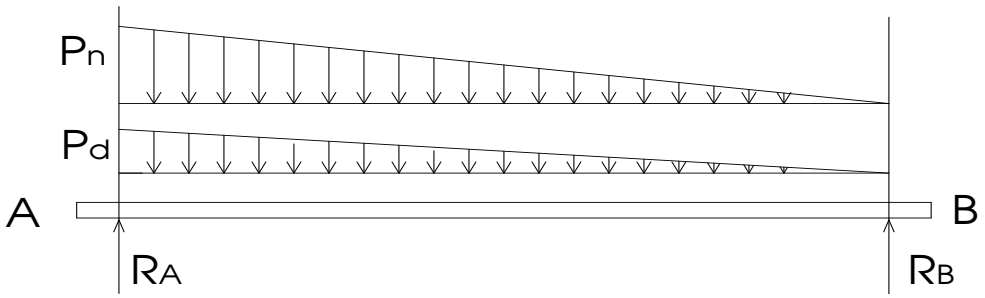
Áp lực ngang của n- ớc : $P_n = \gamma_n.\ H_1 = 1x3.0 = 3.0$ (t/m)

Áp lực đất bị động : $P_d = \gamma_{đn}.H.\ tg^2(45^0 - \varphi/2).$

$\Rightarrow P_d = 1{,}5x3.5xtg^2(45^0 - 7.5^0) = 3.09$(t/m)

aTại vị trí có Q=0 thì môMen M lớn nhất

Tìm M_{max} ?



Theo sơ đồ :

$$\Sigma M_B = 0 \Leftrightarrow 3{,}5R_A = P_n.\frac{3{,}5}{2}.\frac{2.3{,}5}{3} + P_d.\frac{3{,}5}{2}.\frac{2.3{,}5}{3}$$

$$\Leftrightarrow R_A = (P_d + P_n).\frac{3{,}5^2}{3\times 3.5} = (3.09+3.0).\frac{3{,}5}{3} = 7.105(T)$$

$$\Sigma M_A = 0 \Leftrightarrow 3{,}5R_B = (P_n + P_d).\frac{3{,}5}{2}\left(3{,}5 - \frac{2.3{,}5}{3}\right)$$

$$\Leftrightarrow R_B = \left(\frac{3.09+3.0}{3{,}5}\right).\frac{3{,}5}{2}\left(3{,}5 - \frac{2.3{,}5}{3}\right) = 3.5525(T)$$

Giả sử vị trí Q=0 nằm cách gối một đoạn 0 < x < 3,5m

Ta có:

$$\Sigma M_X = R_B.(H_1 - x) - R_A.x + \frac{(q+q_x)}{2}.\frac{x^2}{2} - \frac{q_x.(h+x)}{2}.\frac{2.(H_1-x)}{3} \quad (1')$$

Với : $q_x = \frac{q.(H_1-x)}{H_1}$, $q = p_n + p_d = 3.0 + 3.09 = 6.09(t/m)$.

$$= R_B.(H_1 - x) - R_A.x + \left[q + \frac{q}{H_1}.(H_1 - x)\right]\frac{x^2}{H_1} - \frac{q.(H_1-x)}{H_1}.\frac{(H_1-x)^2}{3}$$

$$= 3.5525(3-x) - 3.5525.x + \left[6.09 + \frac{6.09}{3}.(3-x)\right]\frac{x^2}{3} - \frac{6.09.(3-x)}{3}.\frac{(3-x)^2}{3}$$

Thay số vào (1')ta có phương trình bậc 3:

ΣM_X = 8.12x^2 -25.375x – 5.6725(1)

$$\frac{d\Sigma M_X}{dx} = 0 \Leftrightarrow 16.24x - 25.375 = 0$$

Giải ph- ơng trình trên ta có:

x = 1.5625

Chọn x = 2 làm trị số để tính, thay vào (1) ta có:

M_{Max}=-23.9425(Tm)=24(Tm)

Kiểm tra:

Công thức : $\sigma = \frac{M_{max}}{W_{yc}} < R_u$ = 2000 kG/cm^2 .

+ Với cọc ván thép laxsen IV dài L = 7 m, có W = 2200 cm^3

Do đó $\sigma = \frac{24.10^5}{2200} = 1090.9(kG/cm^2) < R_u$ = 2000 (kG/cm^2).

I.2.1.11 III.5.5 Tính toán nẹp ngang :

Nẹp ngang đ- ợc coi nh- dầm liên tục kê trên các gối chịu tải trọng phân bố đều

+ Các gối là các thanh chống với khoảng cách giữa các thanh chống là:

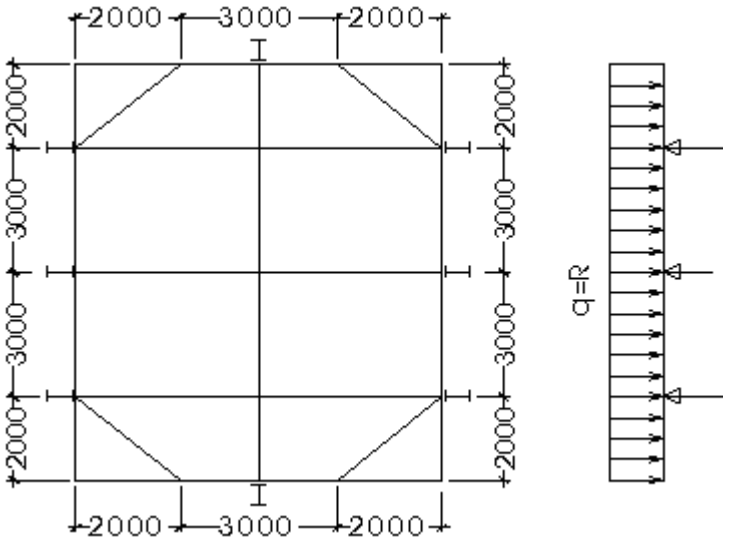
l = 2 - 3m (theo chiều ngang)

l_1 = 3 m (theo chiều dọc).

+ Tải trọng tác dụng lên thanh nẹp là phản lực gối R_B tính cho 1m bề rộng.

R_B = 3.55 T

Sơ đồ tính :



Mômen lớn nhất M_{max} đ- ợc tính theo công thức gần đúng sau :

$M_{max} = \frac{q.l^2}{10} = \frac{3.55 \times 3^2}{10} = 3.195$(Tm).

Chọn tiết diện thanh nẹp theo công thức :

$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W_{yc}} < R_u$ = 2000 (kg/cm^2)

$\Rightarrow W_{yc} \geq \frac{M_{max}}{R_u} = \frac{3.195x10^5}{2000}$ = 159.75 cm^3.

$\Rightarrow$ Chọn thanh nẹp ngang định là thép chữ I có:

$W_x > W_{yc} = 160\ cm^3$.

I.2.1.12 3.5.6 tính toán thanh chống:

Thanh chống chịu nén bởi lực tập trung.

Lực phân bố tam giác: $q = p_n + p_d = 6.09\,(T)$

+ Phản lực tại A lấy mô men đối với điểm B:

$$\Sigma M_A = 0 \Leftrightarrow R_B.L_2 - q.\frac{H}{2}.\frac{H}{3}$$

(L_2 = H =3,1m)

$$\Leftrightarrow R_B = \frac{qH}{2L_2}.\frac{H}{3} = \frac{q \times h}{2 \times 3} = \frac{6.09 \times 3{,}5}{2 \times 3} = 3.5525(T)$$

R_B= B = 3.01 (T)

+ Duyệt thanh chịu nén:

$$\sigma = \frac{A}{\varphi.F_{ng}} \le \bar{\sigma}$$

Với $l_o = 2.l_1$ = 6m (chiều dài thanh chịu nén)

Ta có: $i = \sqrt{\frac{I}{F_{ng}}} = \sqrt{\frac{7080}{46{,}6}} = 12{,}34$

Chọn nẹp đứng có: I =7080 cm^4

F_{ng} = 46,5 cm^2

$$\Rightarrow \lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{600}{12{,}34} = 48.62$$

$$\varphi = 1 - 0{,}8.\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2 = 1 - 0{,}8.\left(\frac{48.62}{100}\right)^2 = 0{,}810$$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{A}{\varphi.F_{ng}} = \frac{3.01.10^3}{0{,}810.46{,}5} = 79.915(kG/cm^2)$$

Với : $\sigma = 79.915(kG/cm^2) < \bar{\sigma}_{nen} = 1700(kG/cm^2)$

$\Rightarrow$ Thanh chống đạt yêu cầu

3.6. Bơm hút n- ớc:

Do có cọc ván thép và bê tông bịt đáy nên n- ớc không thấm vào hố móng trong quá trình thi công, chỉ cần bố trí máy bơm để hút hết n- ớc còn lại trong hố móng. Dùng hai máy bơm loại C203 hút n- ớc từ các giếng tụ tạo sự khô ráo cho bề mặt hố móng.

3.7. Thi công đài cọc:

Tr- ớc khi thi công đài cọc cần thực hiện một công việc có tính bắt buộc đó là nghiệm thu cọc, xem xét các nhật ký chế tạo cọc, nghiệm thu vị trí cọc, chất l- ợng bê tông và cốt thép của cọc.

Tiến hành đập đầu cọc.

Dọn dẹp vệ sinh hố móng.

Lắp dựng ván khuôn và bố trí các l- ới cốt thép.

Tiến hành đổ bê tông bằng ống đổ.

Bảo dưỡng bê tông khi đủ f'_c thì tháo dỡ ván khuôn.

IV. Thi công trụ:

Các kích th- ớc cơ bản của trụ và đài nh- sau:

4.1 Yêu cầu khi thi công:

Theo thiết kế kỹ thuật trụ thiết kế là trụ đặc bê tông toàn khối, do đó công tác chủ yếu của thi công trụ là công tác bê tông cốt thép và ván khuôn.

Để thuận tiện cho việc lắp dựng ván khuôn ta dự kiến sử dụng ván khuôn lắp ghép. Ván khuôn đ- ợc chế tạo từng khối nhỏ trong nhà máy đ- ợc vận chuyển ra vị trí thi công, tiến hành lắp dựng thành ván khuôn.

Công tác bê tông đ- ợc thực hiện bởi máy trộn C284-A công suất 40 m^3/h, sử dụng đầm dùi bê tông bán kính tác dụng R = 0.75m.

4.2 Trình tự thi công nh- sau:

Chuyển các khối ván khuôn ra vị trí trụ,lắp dựng ván khuôn theo thiết kế.

Đổ bê tông vào ống đổ, tr- ớc khi đổ bê tông phải kiểm tra ván khuôn lại một lần nữa, bôi dầu lên thành ván khuôn tránh hiện t- ợng dính kết bê tông vào thành ván khuôn sau này.

Đổ bê tông thành từng lớp dầy 40cm, đầm ở vị trí cách nhau không quá 1.75R, thời gian đầm là 50 giây một vị trí, khi thấy n- ớc ximăng nổi lên là đ- ợc.Yêu cầu khi đầm phải cắm sâu vào lớp cũ 4 -5cm, đổ đầm liên tục trong thời gian lớn hơn 4h phải đảm bảo độ toàn khối cho bê tông tránh hiện t- ợng phân tầng.

Bảo d- ỡng bê tông :Sau 12h từ khi đổ bê tông có thể t- ới n- ớc, nếu trời mát t- ới 3-4 lần/ngày, nếu trời nóng có thể t- ới nhiều hơn. Khi thi công nếu gặp trời m- a thì phải có biện pháp che chắn.

Khi cường độ đạt 55%f'c cho phép tháo dỡ ván khuôn. Quá trình tháo dỡ ngược với quá trình lắp dựng.

4.3 tính ván khuôn trụ:

I.2.2 4.3.1 Tính ván khuôn đài trụ.

Đài có kích th- ớc a × b × h = 8 x 5 x 2.5 (m).

áp lực tác dụng lên ván khuôn gồm có:

+ áp lực bê tông t- ơi.

+ Lực xung kích của đầm.

Chọn máy trộn bê tông loại C284-A có công suất đổ 40m^3/h.

Và đầm dùi có bán kính tác dụng là 0,75m.

Diện tích đài: 8 x 5 = 40 m^2.

Sau 4h bê tông đó lên cao đ- ợc: z

$$h = \frac{4Q}{F} = \frac{40 \times 4}{40} = 4(m) > 0.75(m)$$

Giả sử dùng ống vòi voi để đổ lực xung kích 0,4T/m^2.

Áp lực ngang tác dụng lên ván khuôn là:

+ Do áp lực ngang của bê tông t- ơi:

$q_1 = 400\ (Kg/m^2) = 0.4\ (T/m^2)$,n = 1.3

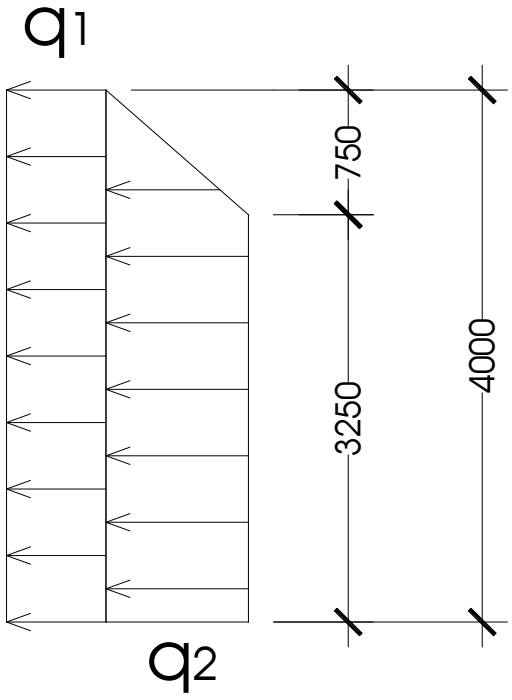
+ Lực xung kích do đầm bê tông: h > 0,75 m nên

$q_2 = 2.4 \times 0.75 \times 10^3 = 1800 Kg/m^2$

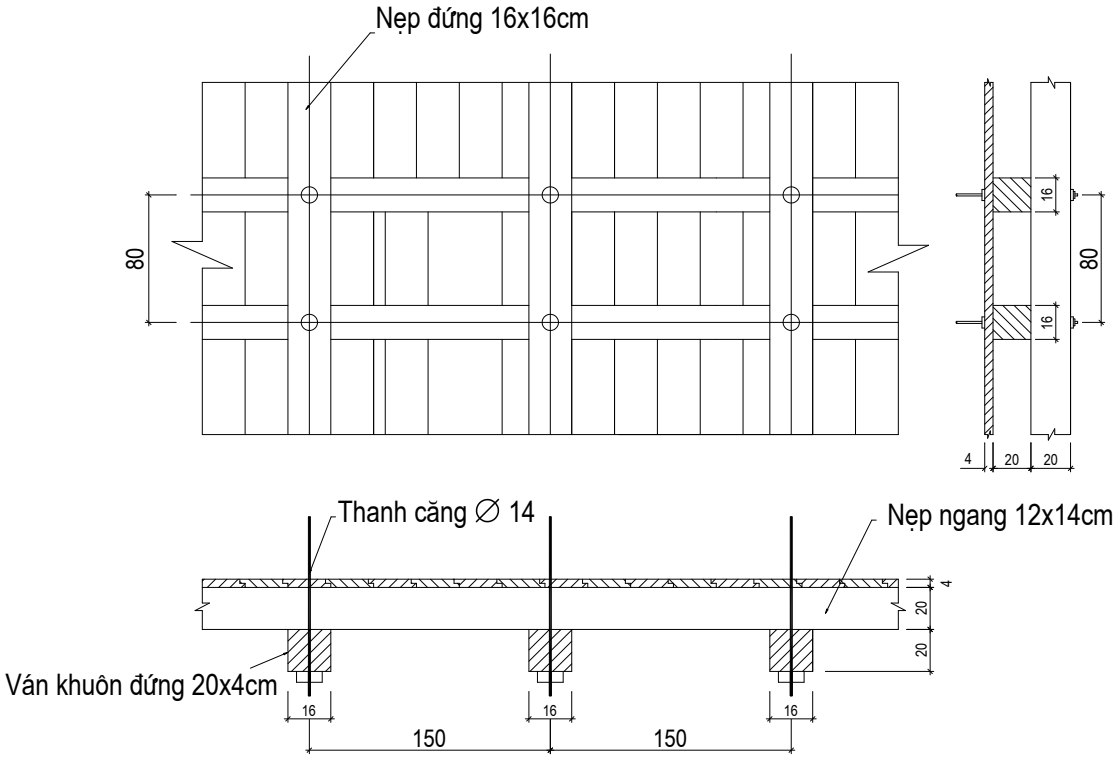
Biểu đồ áp lực thay đổi theo chiều cao đài nh- ng để đơn giản hóa tính toán và thi công ta coi áp lực phân bố đều:

$$q^{tc} = \frac{\frac{1800 \times 0.75}{2} + 1800 \times 2.45 + 400 \times 4}{4} = 1671.25(kg/m^2)$$

$q^{tt} = 1.3 \times 1671.25 = 2172.62\ kg/m^2$



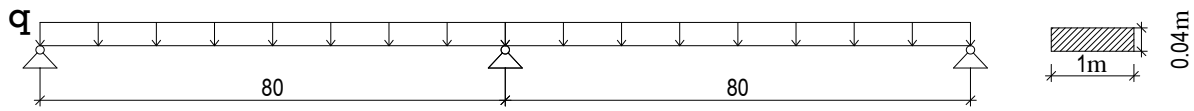
Chọn ván khuôn nh- sau:



I.2.3 4.3.1.1 Tính ván đứng:

Tính toán với 1m bề rộng của ván

Sơ đồ tính toán:



Mômen uốn lớn nhất:

$$M_{max} = \frac{ql^2}{10} = \frac{2172{,}62 \times 0.8^2}{10} = 139\,\text{kgm}$$

Kiểm tra theo điều kiện nén uốn của ván :

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} \le R_u$$

Với $W = \frac{b\delta^2}{6} = \frac{1 \times 0.04^2}{6}$ =0,000267 (m^3)

$$\Rightarrow \sigma = \frac{139 \times 10^{-4}}{0.000267} = 52.06\ (kg/cm^2) < R_u = 130\ (kg/cm^2)$$

=> Thoả mãn điều kiện chịu lực

Kiểm tra độ võng :

$$f = \frac{5ql^4}{384EJ} < \frac{l}{250}$$

Trong đó :

- E : môđun đàn hồi của gỗ E_{dh}= 90.000 (kg/cm^2)
- I : chiều dài nhịp tính toán I = 80 cm
- J : mômen quán tính 1m rộng ván khuôn

$$J = \frac{b\delta^3}{12} = \frac{1\times 0.04^3}{12} = 5.33x10^{-6}\ (m^4) = 533\ (cm^4)$$

- q là tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên ván khuôn.
  q = 16.71 (kg/cm)

$$\Rightarrow f = \frac{5x16.71\times 80^4}{384\times 9x10^4\times 533} = 0.185cm < \frac{80}{250} = 0.32cm$$

=>Vậy đảm bảo yêu cầu về độ võng.

I.2.4 4.3.1.2 Tính nẹp ngang.

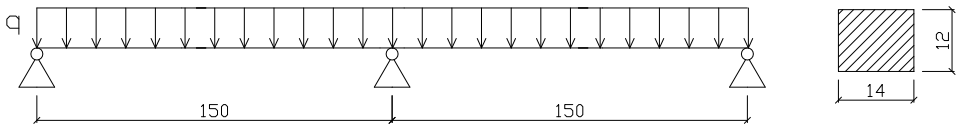
Nẹp ngang đ- ợc tính toán nh- 1 dầm liên tục kê trên các gối là các thanh nẹp đứng.

Tải trọng tác dụng lên ván đứng rồi truyền sang nẹp ngang.

Với khoảng cách nẹp ngang lớn nhất là 1.5m ta quy đổi tải trọng từ ván đứng sang nẹp ngang.

$q_{nẹp\ ngang} = q^{tt} l_1 = 2172.62 \times 0.8 = 1738.1$ (Kg/m)

Sơ đồ tính:



Mômen lớn nhất trong nẹp ngang:

$$M_{\max} = \frac{ql^2}{10} = \frac{1738.1\times 1.5^2}{10} = 391.07kgm$$

Chọn nẹp ngang kích th- ớc (12 × 14cm)

$$W = \frac{h.\delta^2}{6} = \frac{12\times 14^2}{6} = 392cm^3$$

Kiểm tra ứng suất:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{39107}{392} = 99.76kg/cm^2 \le 130kg/cm^2$$

✓*+Duyệt độ võng:*

$$f = \frac{1}{48}.\frac{q.l_2^3}{E.J}$$

$$J = \frac{b.h^3}{12} = \frac{12\times 14^3}{12} = 2744cm^4$$

$$q_{vong} = q^{tc}.l_1 = 1671\times 0.8 = 1336.8kG/m$$

$$f = \frac{1}{48}.\frac{q.l_2^3}{E.J} = \frac{1}{48}.\frac{13.368\times 150^3}{9x10^4\times 2744} = 0,0038cm < \frac{150}{250} = 0,6cm$$

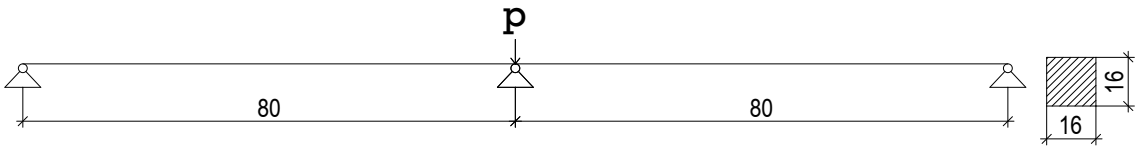
Kết luận: nẹp ngang đủ khả năng chịu lực

I.2.5 4.3.1.3 Tính nẹp đứng:

Nẹp đứng đ- ợc tính toán nh- 1 dầm đơn giản kê trên 2 gối, chịu lực tập trung đặt ở giữa nhịp do tải trọng từ nẹp ngang truyền xuống

$P_{tt} = q \times l_2 = 1738.1 \times 1.5 = 2607.15\,(kg)$

Sơ đồ tính toán:



Mômen

$$M_{max} = \frac{P.l}{6} = \frac{2607.15 \times 1.6}{6} = 695.24Kgm$$

Chọn nẹp đứng kích th- ớc (16x16) cm.

$$W = \frac{h\delta^2}{6} = \frac{16 \times 16^2}{6} = 682.7cm^2$$

Kiểm tra ứng suất:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{69524}{682.7} = 101kg/cm^2 \le 130kg/cm^2$$

Duyệt độ võng:

$$f = \frac{q.l^3}{48.E.J}$$

$$J = \frac{b.h^3}{12} = \frac{16 \times 16^3}{12} = 5461cm^4$$

$$q_{vong} = q^{tc} x l_2 = 1336.8x1.5 = 2005.2kG/m$$

$$f = \frac{q.l^3}{48.E.J} = \frac{20.05 \times 160^3}{48 \times 9x10^4 \times 5461} = 0,00348cm < \frac{160}{400} = 0,4cm$$

Kết luận: nẹp đứng đủ khả năng chịu lực

I.2.6 4.3.1.4 Tính thanh căng:

Lực trong dây căng : R = (p + q)l_2 x l_1 = (200+1800)x0.8x1.5 = 2400Kg

Khoảng cách thang căng: c = 1.5m

Dùng thăng căng là thép CT3 có R = 1900kg/cm^2.

$\rightarrow$ Diện tích yêu cầu

$$F = \frac{S}{R} = \frac{2400}{1900} = 1.263cm^2$$

Dùng thanh căng Φ14 có F = 1.54 cm^2

I.2.7 4.3.2. Tính toán gỗ vành l□ợc.

Áp lực phân bố của bê tông lên thành ván: p_{bt} = 2.4×0.75=1.8(T/m^2)

Áp lực ngang do đầm bê tông: $p_đ$ = 0.2T/m^2

Tải trọng tổng hợp tính toán tác dụng lên ván:

$$q_v = (p_{tx} + p_d) \times 1.3 \times 0.5 = (1.8 + 0.2) \times 1.3 \times 0.5 = 1300 \text{Kg/m}^2$$

Lực xé ở đầu tròn:

$$T = \frac{q_v^{tt} \times D}{2} = \frac{1300 \times 3}{2} = 1950 \text{(Kg)}$$

Tính toán vành l- ợc chịu lực kéo T:

Kiểm tr a theo công thức: $\frac{T}{F} \le R_k$

Trong đó:

F: diện tích đã giảm yếu của tiết diện vành l- ợc

R_k : c- ờng độ chịu kéo của gỗ vành l- ợc R_k = 100kg/cm^2

=> F= $\delta.b \ge \frac{T}{R_k} = \frac{1950}{100} = 19.50 cm^2$

Từ đó chọn tiết diện gỗ vành l- ợc : $\delta = 4cm$,b=12cm. Có F= 4×12=48cm^2

I.3

I.4 CHƯƠNG 2 :THI CÔNG KẾT CẤU NHỊP.

I.5 *I. Yêu cầu Chung:*

-Sơ đồ cầu gồm (2x33) +(56+80+56) +(2x33)

- Chọn tổ hợp giá lao cầu để thi công lao lắp dầm .

-Với nội dung đồ án thi công nhịp 31m , mặt cắt ngang cầu gồm 6 dầm I chiều cao dầm H = 1.95m, khoảng cách giữa các dầm = 1.9m

I.6 *II. Tính toán sơ bộ giá lao nút thừa:*

Các tổ hợp tải trọng đ- ợc tính toán xem xét tới sao cho giá lao nút thừa đảm bảo ổn định, không bị lật trong quá trình di chuyển và thi công lao lắp, đồng thời đảm bảo khả năng chiu lực

- **Tr- ờng hợp 1:** Tổ hợp tải trọng bao gồm trọng l- ợng bản thân giá lao nút thừa . Trong quá trình di chuyển giá nút thừa bị hẫng ở vị trí bất lợi nhất. Phải kiểm tra tính toán ổn định trong tr- ờng hợp này.
- **Tr- ờng hợp 2:** Tổ hợp tải trọng tác dụng bao gồm trọng l- ợng bản thân gía lao nút thừa và trọng l- ợng phiến dầm. Trong quá trình lao lắp cần tính toán ổn định các thanh biên dàn

1.Xác định các thông số cơ bản của giá lao nút thừa:

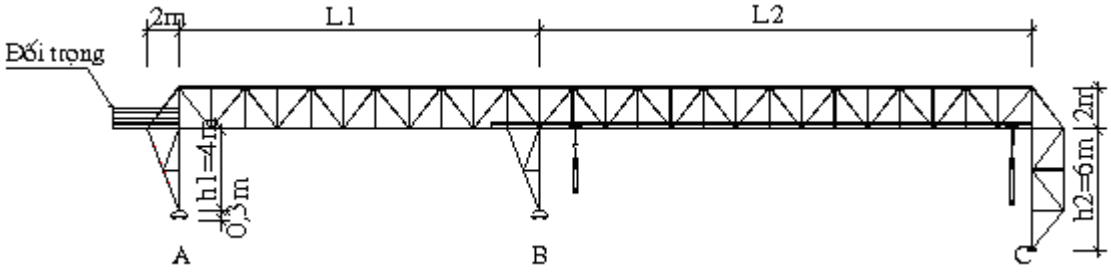
- Chiều dài giá lao nút thừa :

$L_1 = 2/3\ L_{dầm} = 22$ m

$L_2 = 1.1\ L_{dầm} = 1.1x33 = 36.3$ m $\rightarrow$ chọn $L_2 = 37$m.

- Chiều cao chọn $h_1 = 4$ m, $h_2 = 6$ m

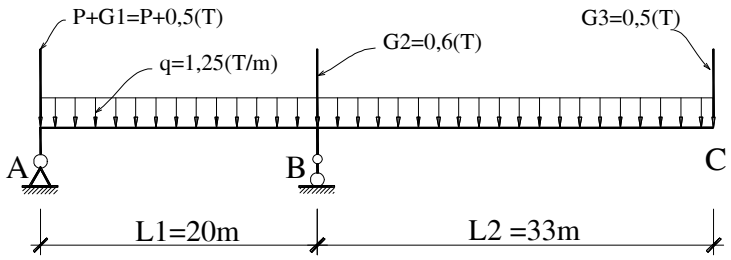
Sơ đồ giá lao nút thừa



- Trọng l- ợng giá lao nút thừa trên 1 m dài = 1.25T/m
- Trọng l- ợng bản thân trụ tính từ trái sang phải là : $G_1 = 0.5$ T

  $G_2 = 0.6$ T
- Trọng l- ợng bản thân trụ phụ đầu nút thừa : $G_3 = 0.5$ T

Khi tổ hợp giá lao cầu di chuyển từ nhịp này sang nhịp khác trụ phụ của giá lao cầu chuẩn bị hạ xuống mũ trụ . Khi đó dầm tự hẫng Sơ đồ xác định đối trọng P nh- sau:



2.Kiểm tra điều kiện ổn định của giá lao nút thừa quay quanh điểm B:

Ta có $M_1 \leq 0.8\ M_{cl}$ (1)

+ $M_1 = G_3 \times L_2 + qxL_2xL_2/2 = 0.5x37 + 1.25x37^2/2 = 874.125$(T.m)

+ $M_{cl} = (P+ 0.5) \times L_1 + qxL^2_1/2 = (P+0.5)x22 + 1.25x\ 22^2/2 = 22P+313.5$(T.m)

Thay các dữ kiện vào ph- ơng trình (1) ta có :

$874.125 \leq 0.8 \times (22P + 313.5) \Rightarrow P \geq 28.333$ T

chọn P = 30 T

- Xét môm lớn nhất tại gối B : $M_B = 874$ (T.m)
- Lực dọc tác dụng trong các thanh biên :

$$N_{max} = \frac{M^B_{max}}{h} = \frac{874}{2} = 437 \text{ T}$$

(h=2 chiều cao dàn)

Kiểm tra điều kiện ổn định của thanh biên:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi * F} \leq R_0 = 1900(kg/cm^2)$$

Trong đó : N là lực dọc trong thanh biên N = 437 T

φ : hệ số uốn dọc phụ thuộc vào độ mảnh λ

với $\lambda = l_0 / r_{min}$: l_0 chiều dài tính toán theo hai ph- ơng làm việc = 2 m

Chọn thanh biên trên dàn đ- ợc gép từ 4 thanh thép góc (250x160x18) (M_{201})

Diện tích : $F = 4 \times 71.1 = 284.4\ cm^2$

Bán kính quán tính $r_x = 7.99$, $r_y = 4.56$ chọn $r_{min} = r_y = 4.56$ cm

$$\lambda_{max} = \frac{l_0}{r_{min}} = \frac{200}{4.56} = 43.86$$: Tra bảng có $\varphi = 0.868$

Thay vào công thức : $\sigma_{max} = \frac{N}{\varphi * F} = \frac{437000}{0{,}868 * 284{,}4} = 1770.24$ (kG/cm^2)

Vậy $\sigma_{max} \leq$ R = 1900 Kg/cm^2 đảm bảo.

I.7 III. Trình tự thi công kết cấu nhịp:

- Lắp dựng tổ hợp giá lao nút thừa, lắp dựng hệ thống đ- ờng ray của tổ hợp giá lao nút thừa và xe goòng vận chuyển

- Di chuyển tổ hợp giá lao nút thừa đến vị trí trụ T_1

- Đánh dấu tim dầm, sau đó vận chuyển dầm BTCT bằng xe goòng ra vị trí sau mố để thực hiện lao lắp dầm ở nhịp 1

- Vận chuyển dầm đến tổ hợp giá lao nút thừa dùng balăng , kích nâng dầm và kéo về phía tr- ớc (vận chuyển dầm theo ph- ơng dọc cầu)

- Khi dầm đến vị trí cần lắp đặt dùng hệ thống bánh xe và balăng xích đặt lên 2 dầm ngang của tổ hợp giá lao nút thừa, di chuyển dầm theo ph- ơng ngang cầu và đặt vào vị trí gối cầu

Trong quá trình đặt dầm xuống gối cầu phải th- ờng xuyên kiểm tra hệ thống tim tuyến dầm và gối càu. Công việc lao lắp dầm đ- ợc thực hiện thứ tự từ ngoài vào trong

- Sau khi lắp xong toàn bộ số dầm trên nhịp 1 tiến hành liên kết tạm chúng với nhau và di chuyển giá lao để lao lắp nhịp tiếp theo. Trình tự thi công lao lắp tiến hành tuần tự nh- nhịp 1

- Sau khi lao lắp xong toàn bộ cầu thì tiến hành lắp đặt ván khuôn,côt thép đổ bêtông mối nối và dầm ngang

- Lắp đặt ván khuôn , cốt thép thi công gờ chắn xe , làm khe co giãn các lớp mặt đ- ờng và lan can