

20/85

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département Génie Civil

Thèse de Fin d'études

ATELIER DE MONTAGE
ET DE DEMONTAGE

PROPOSE PAR :
BATIMETAL

DIRIGE PAR :
M. CHENAF

ETUDIE PAR :
M. DALI BRAHAM
O. BOUKENDAKDJI

PROMOTION JAN 1985

SOMMAIRE

INTRODUCTION	
.PRESENTATION DE L'OUVRAGE	1
.CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	2
-ETUDE AU VENT	3
-PLANCHER	15
-PONTS-ROULANTS	22
-PANNEAU VENT	44
-ETUDE AU SEISME	50
-PORTIQUES	
.PROGRAMME STRESS	58
.EVALUATION DES CHARGES ET	
.DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	61
-CONTREVENTEMENT ET STABILITE	145
-ASSEMBLAGES	
.ANCRAGE D'UN POTEAU	158
.ASSEMBLAGE POTEAU - TRAVERSE	163
.ASSEMBLAGE POTEAU - CONSOLE	165
.JOINT DES TRAVERSES	166
.ASSEMBLAGE POUTRE - SOLIVE	167
- FONDATIONS	171

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'une construction composée d'un double hall servant comme Atelier de montage et de démontage, et de deux bâtiments à usage administratif d'ossature métallique. Le double hall est séparé aux bâtiments administratifs par des joints de dilatation.

Cette structure sera implantée dans la ville de Bouhamfia, zone de moyenne sismicité.

La structure a une :

- Longueur totale = 84 m
- Largeur totale = 73 m
- Hauteur totale = 15,735 m

Le double hall comporte des ponts roulants et des monorails suspendus à la traverse du portique.

Le bâtiment administratif de gauche est un R+1 avec un plancher mixte séparant les 2 étages.

Le plancher est constitué d'une dalle en béton armé sur des poutres et solives en Acier.

Notre structure, transversalement est composée de portiques, dans le sens longitudinal le contreventement est assuré par des palées de stabilité.

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISES

1° Acier :

On utilise l'acier E24, dont la limite d'élasticité est égale à $\sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2$ et $E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ daN/cm}^2$.

Les profilés utilisés sont les IPE - HEA - Cornières à ailes égales et UAP.

Pour les assemblages, on utilise des boulons à haute résistance (HR) du type HR10-9 avec $\sigma_e = 2800 \text{ daN/cm}^2$.

Acier pour le ferrailage des fondations :

à haute adhérence $\sigma_{en} = 4200 \text{ daN/cm}^2$ pour $\phi \leq 20 \text{ mm}$.

avec $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ daN/cm}^2$ sous SP1.

$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ daN/cm}^2$ sous SP2.

2° Béton :

Béton dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA 325 à contrôle atténué, $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$.

Contrainte admissible en compression simple

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{28}$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 270 = 67,5 \text{ bars sous SP1}$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5 \cdot 67,5 = 101,3 \text{ bars sous SP2}$$

Contrainte admissible en flexion simple

$$\bar{\sigma}'_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 270 = 135 \text{ bars sous SP1}$$

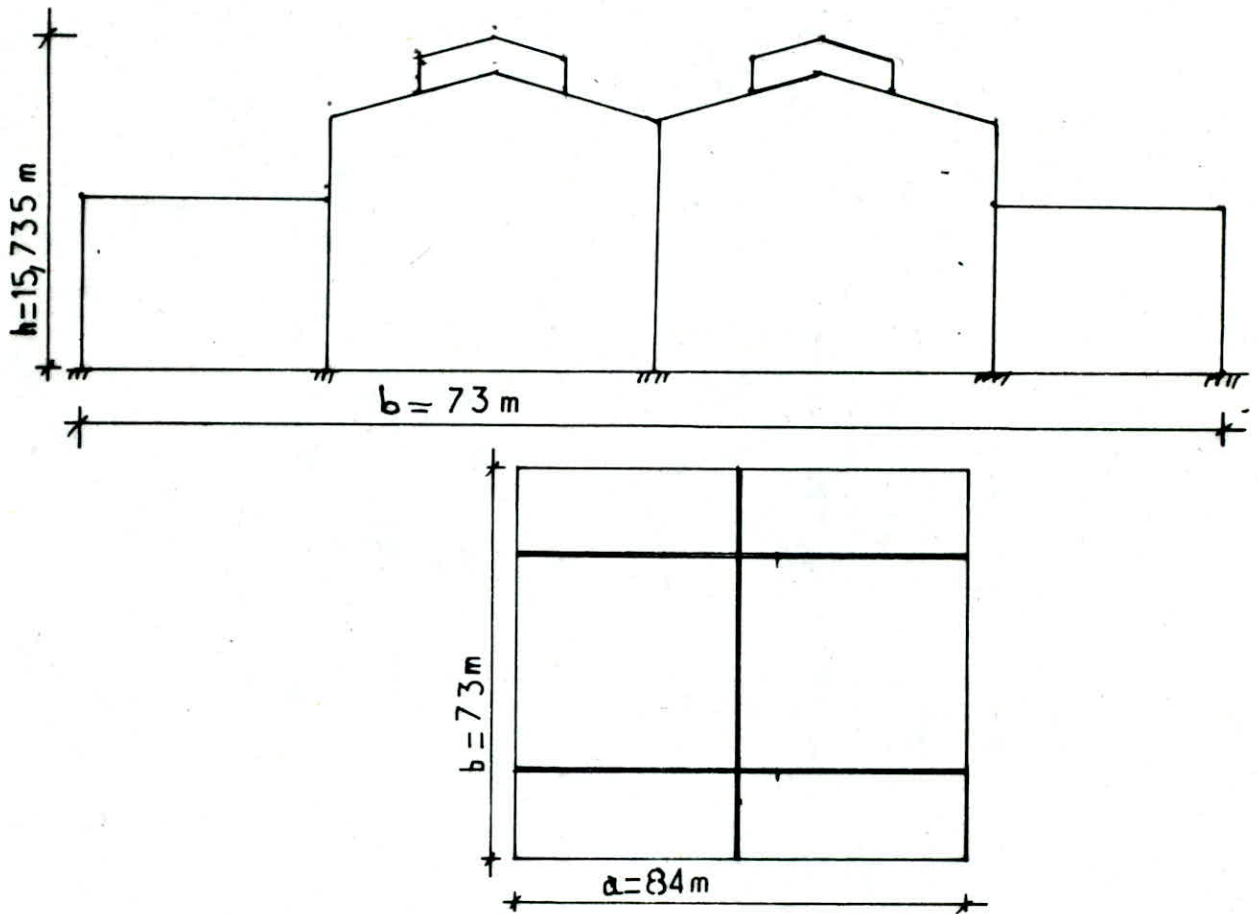
$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 135 = 202,5 \text{ bars sous SP2}$$

ETUDE AU VENT

L'étude du vent se fera conformément aux règlements en vigueur : Règles N. v 65 et annexes.

Le lieu d'implantation de l'ouvrage étant la région de Bouhanifia.

Nous avons une construction prismatique à base quadrangulaire dont les caractéristiques :



longueur $a = 84$ m.
 largeur $b = 73$ m
 hauteur totale $h = 15,735$ m
 pente des versants de toiture : 5% ($\alpha = 2,86^\circ$)

L'action du vent sera donnée par :

$$V = C \cdot C_e \quad \text{avec} \quad C_e = C_{pe} [k_m, k_s, k_d, \delta, \beta]$$

Les \pm facteurs de probabilité seront définis dans ce qui suit

1. Pression dynamique de cabot Q_c .1.1 Pression dynamique de base : Q_B .Zone II. Altitude : 240 m d'après NV 65 $\rightarrow Q_B = 70 \frac{\text{dan}}{\text{m}^2}$

1.2. Modification de la pression dyn. de base.

- Effet de masque : $K_m = 1,00$ - Effet de site : site normal (region II) $\rightarrow K_s = 1$

- Effet de la hauteur au dessus du sol.

Pour $h = 15,735 \text{ m}$ et $q_{10} = Q_B = 70 \frac{\text{dan}}{\text{m}^2} \rightarrow$

$$K_H = q_H / q_{10} = 1,11 \text{ (fig. C III.4. NV.65).}$$

- Effet de dimension δ .

$$\left. \begin{array}{l} L = 84 \text{ m} \\ h = 15,735 \text{ m} \end{array} \right\} \text{ (fig. R III.2. NV.65) } \rightarrow \delta = 0,71.$$

- Coef. dynamique $\beta = 1,00$.

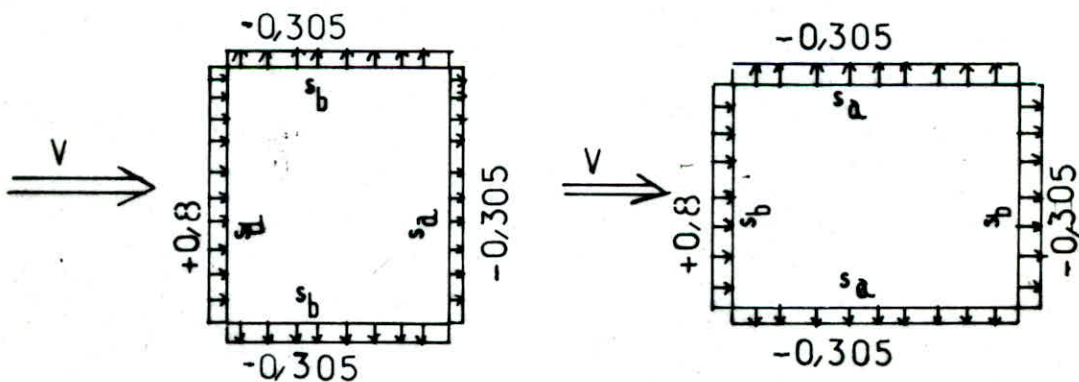
$$\rightarrow Q_c = Q_B \cdot K_m \cdot K_s \cdot K_H \cdot \delta \cdot \beta.$$

$$= 70 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,11 \cdot 0,71 \cdot 1 = 55,16 \frac{\text{dan}}{\text{m}^2}$$

- Vent // aux génératrices ($\perp s_b$)

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_0 = 0,85 \\ \alpha = 2,86^\circ \end{array} \right\} \text{ (fig R III.6 NV.65) } \rightarrow c_e = -0,285$$

* Schématisation.



b. Toiture. - Vent normal aux génératrices (\perp sa)

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 2,86^\circ \\ \gamma_0 = 0,85 \end{array} \right\} \text{(fig. R 6 NV 65)} \rightarrow \begin{array}{l} \text{au vent } c_e = -0,3 \\ \text{ss le vent } c_e = -0,26. \end{array}$$

Remarque : Pour la 1^{ère} toiture au vent et pour le dernier versant sous le vent, le coefficient c_e correspond à celui d'une toiture unique.

Pour les toitures intermédiaires et l'avant-dernier versant le coefficient c_e dans les parties abritées est le coefficient précédent réduit de 25% (paragraphe 3 des actions extérieures. N.V 65. Page 99).

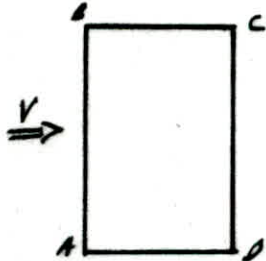
3. Actions intérieures.

Remarque : - lorsqu'on trouvera des coefficients compris entre -0,20 et 0 on prendra -0,20

- lorsqu'on trouvera des coefficients compris entre 0,0 et 0,15 on prendra 0,15.

a. Rappel des actions intérieures unitaires pour les constructions ne comportant pas de parois partiellement ouvertes.

*. Constructions fermées : ($\mu \leq 5$)



Les parois AB, BC, CD et AD on applique soit une surpression :

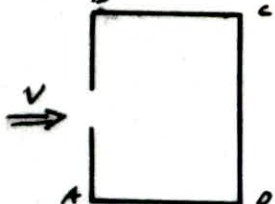
$$c_i = 0,6(1,8 - 1,3\gamma_0) = 0,417$$

soit une dépression :

$$-c_i = -0,6(1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,183$$

*. Constructions ouvertes comportant une paroi ouverte.

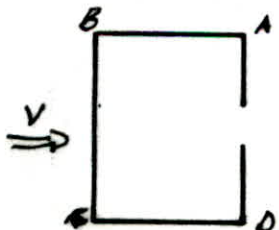
- Paroi ouverte au vent ($\mu \geq 35$).



Parois BC, CD et AD $c_i = 0,8$

$$\text{Paroi AB, } c_i = -0,6(1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,183$$

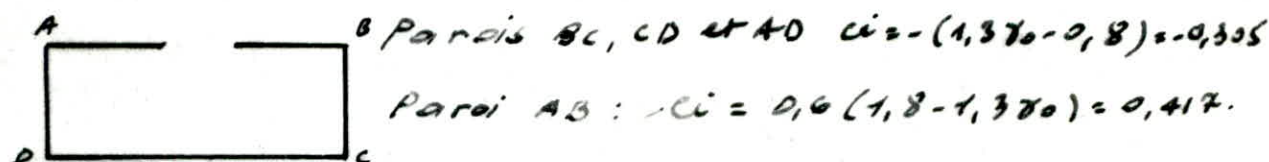
Paroi ouverte sous le vent, normale au vent.



$$\text{Parois BC, CD, AD } c_i = -(1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,305$$

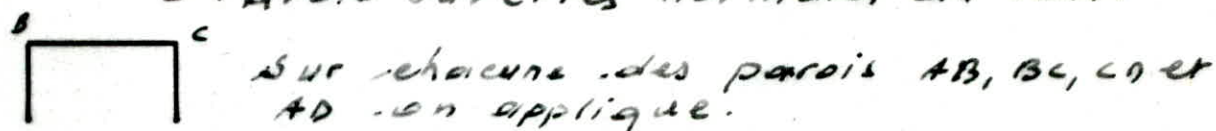
$$\text{Paroi AB : } c_i = 0,6(1,8 - 1,3\gamma_0) = 0,417$$

Paroi ouverte sous le vent, // au vent.



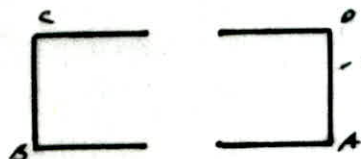
** - Constructions ouvertes comportant 2 parois ouvertes.

- Parois ouvertes normales au vent.



Soit une surpression : $c_i = 0,6(1,8 - 1,370) = 0,417$
 Soit une dépression : $c_i = -0,6(1,370 - 0,8) = -0,342$

- Parois ouvertes // au vent.



Sur chacune des parois AB, BC, CD et AD - on applique.

Soit une surpression : $c_i = 0,6(1,8 - 1,370) = 0,417$
 Soit une dépression : $c_i = -(1,370 - 0,8) = -0,570$

b. Pour les parois comportant des parois partiellement ouvertes.

La méthode de calcul sera la même que celle indiquée en Annexes 5, pages (243 - 245) du N.V. 65.

- Calcul des μ pour les 4 façades

$$\mu_i = \frac{\text{Section ouverte dans la paroi } i}{\text{section totale de la paroi } i}$$

façade 1-15 $\mu = 14,18 \%$

façade 15-1 $\mu = 14,04 \%$

façade A-R $\mu = 11,20 \%$

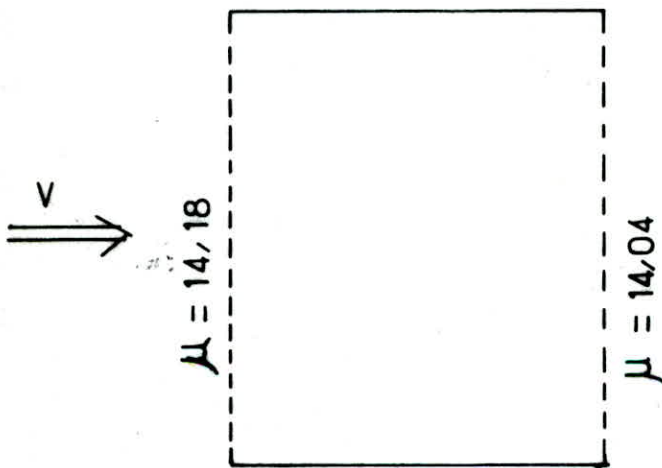
façade R-A $\mu = 10,00 \%$

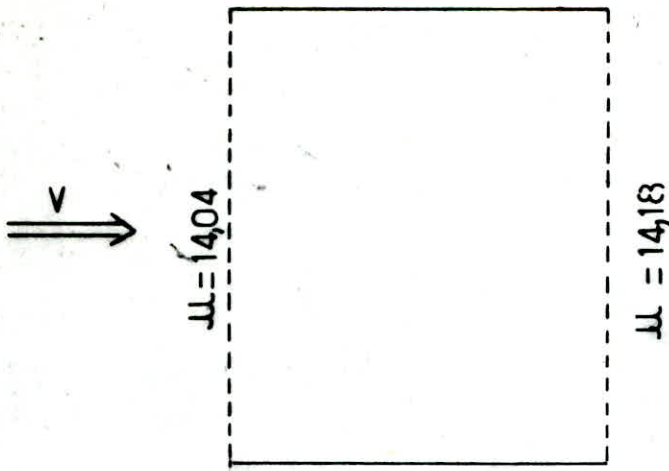
Remarque.

Notre bâtiment a 4 parois partiellement ouvertes, ce cas n'est pas visé par les règlements N.V.65, mais on peut le remplacer par un cas plus défavorable ayant deux parois partiellement ouvertes (au vent et sous le vent) et deux parois fermées (Parallèles au vent).

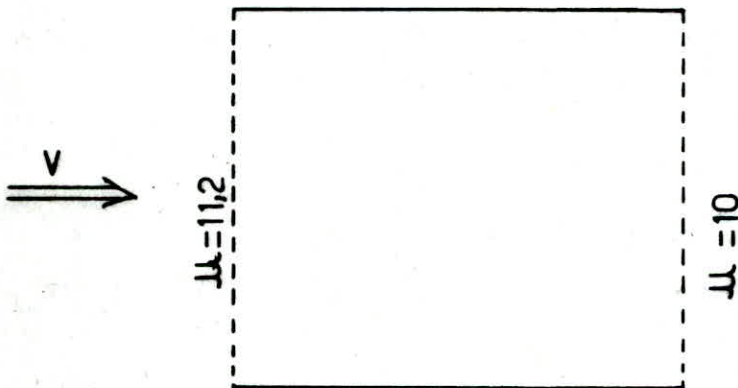
Donc on aura à étudier 4 cas possibles qui sont :

1^{er} Cas Façade 1-15 au vent

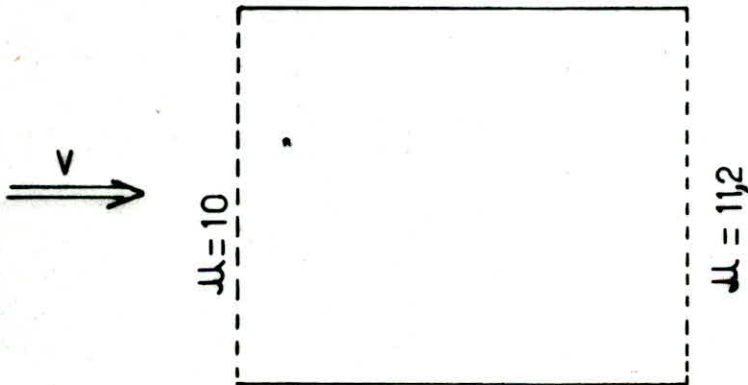




3^e Cas Façade A-R au vent

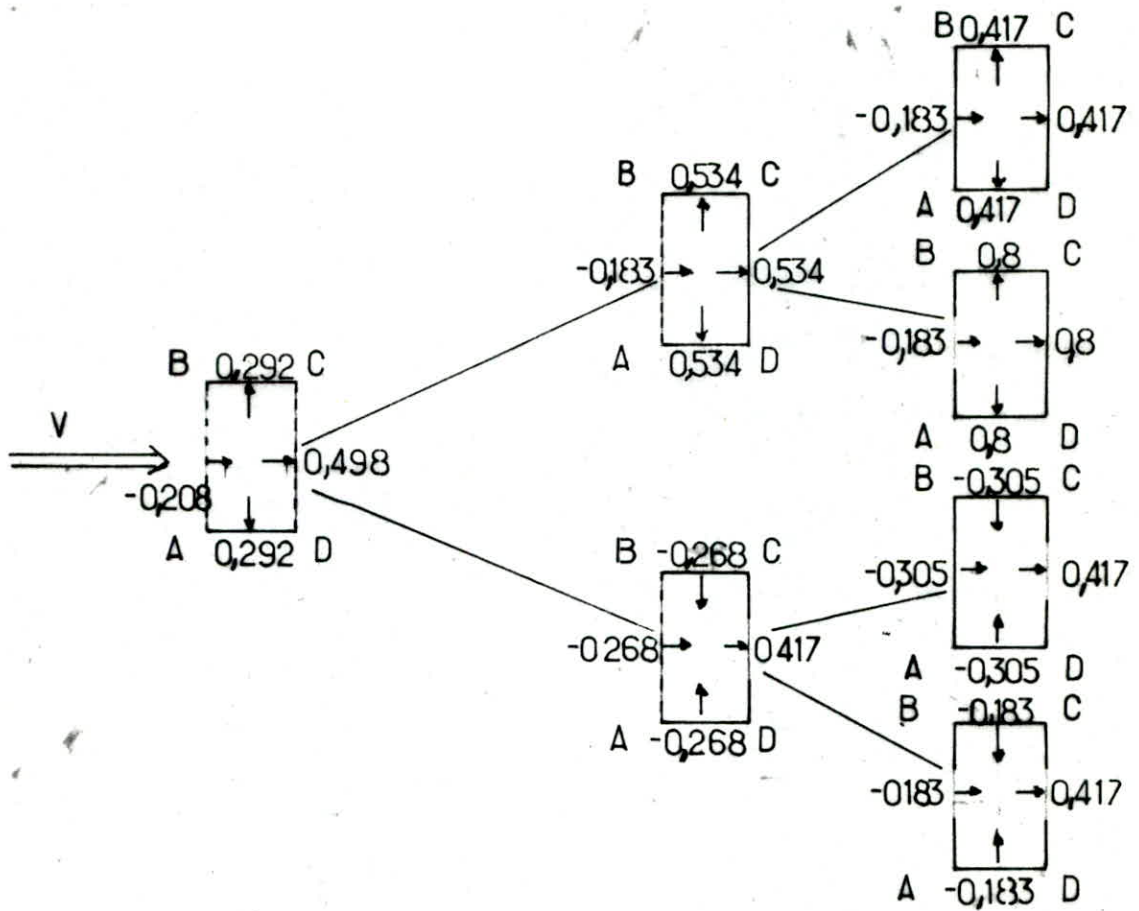


4^e Cas Façade R-A au vent

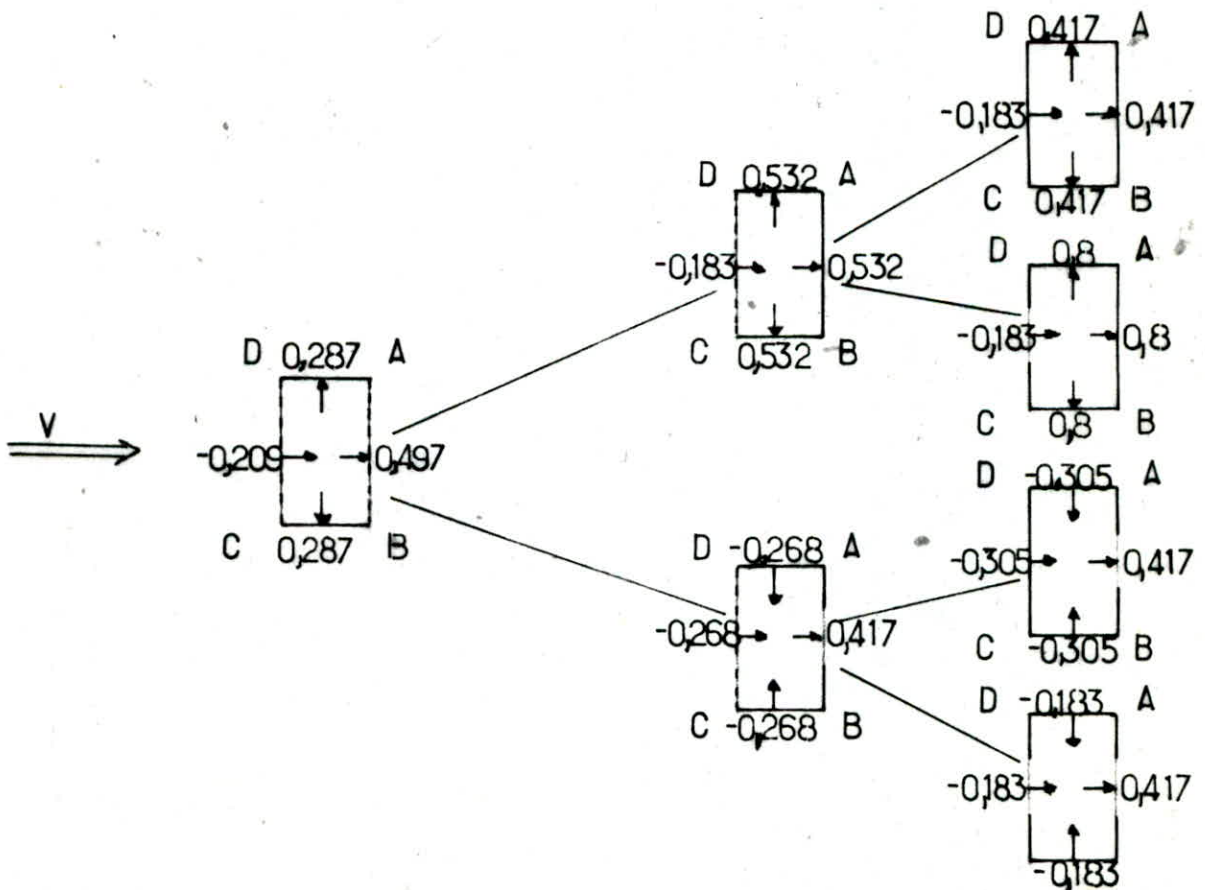


Donc nous allons étudier chacun de ces cas selon la méthode mentionnée en Annexe 5 du NV65

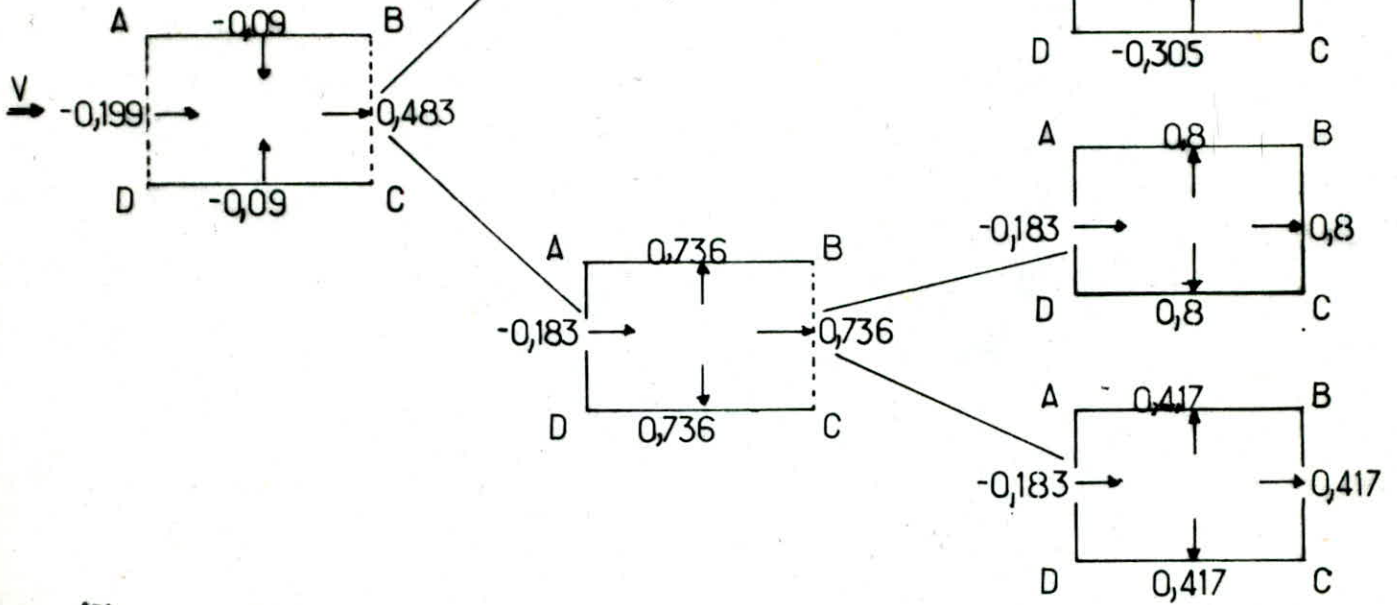
1 Cas Façade 1-15 au vent



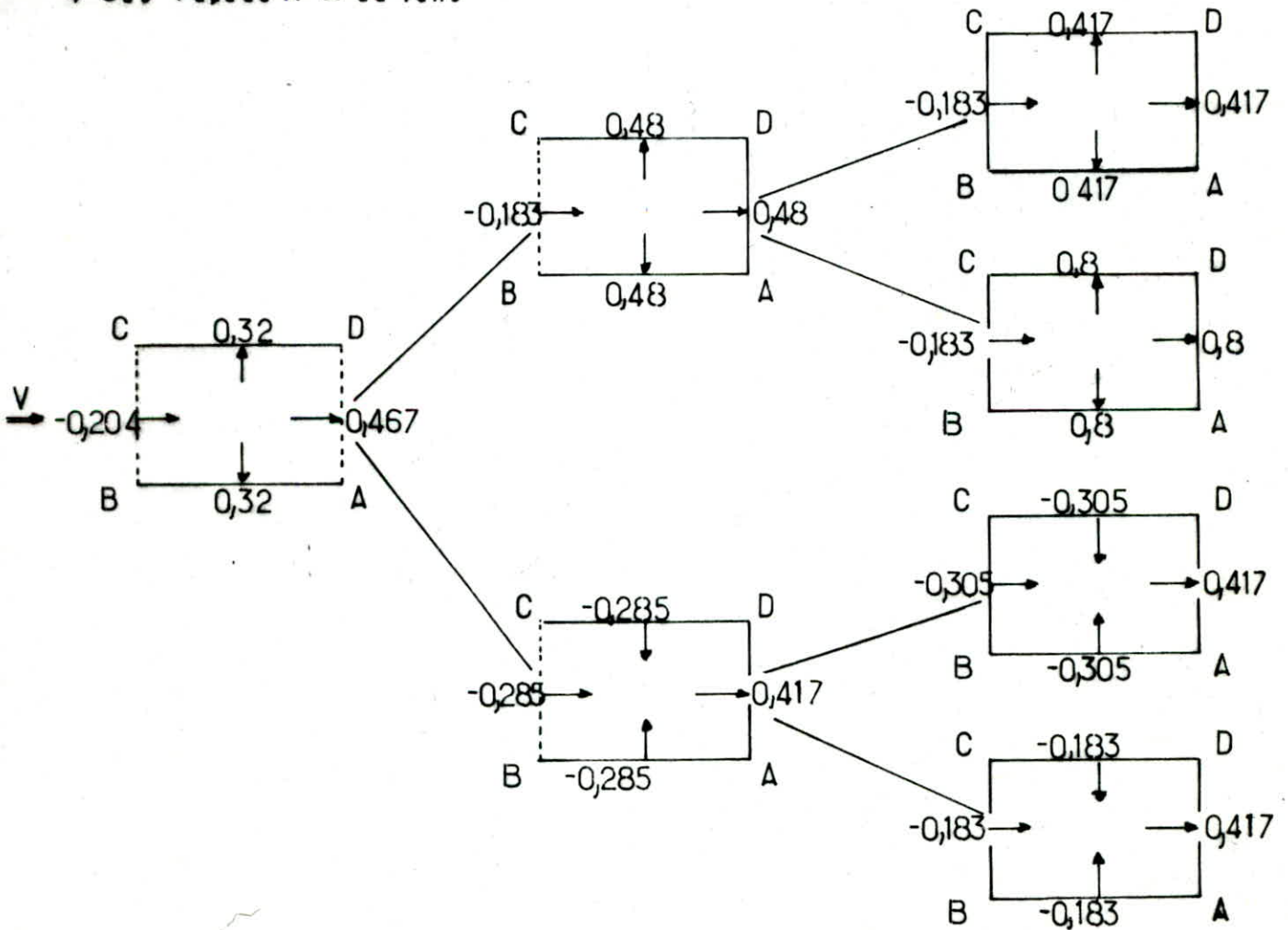
2 Cas Façade 15-1 au vent



3 Cas Façade A-R au vent



4 Cas Façade R-A au vent



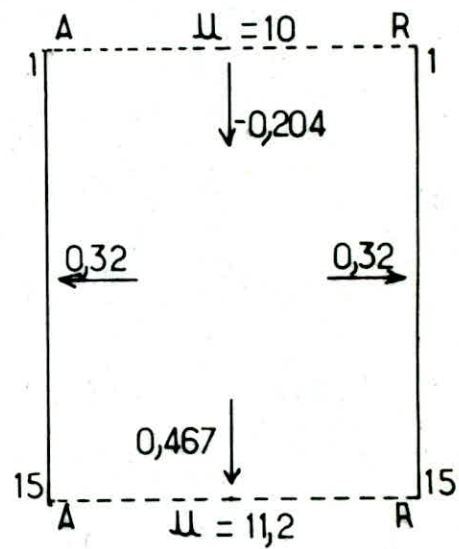
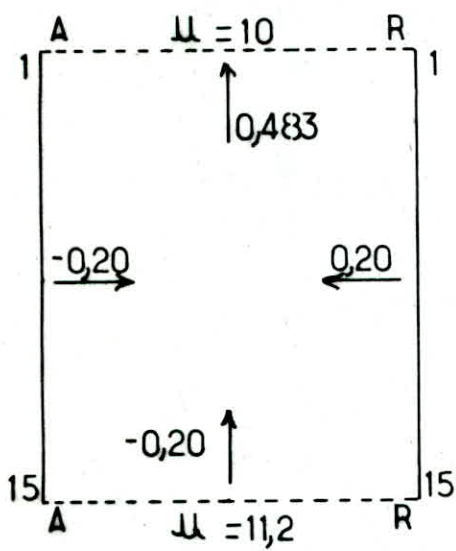
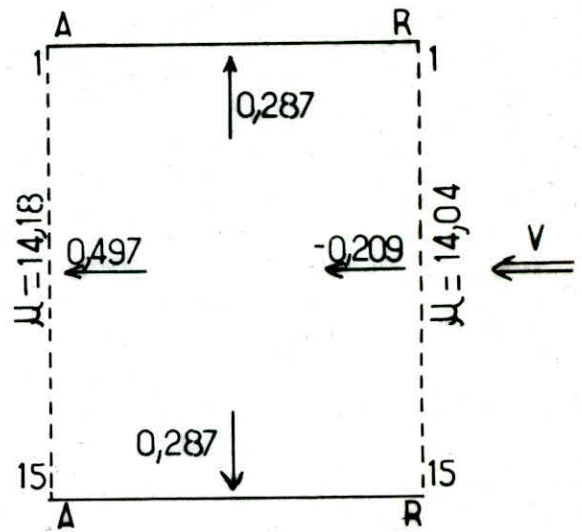
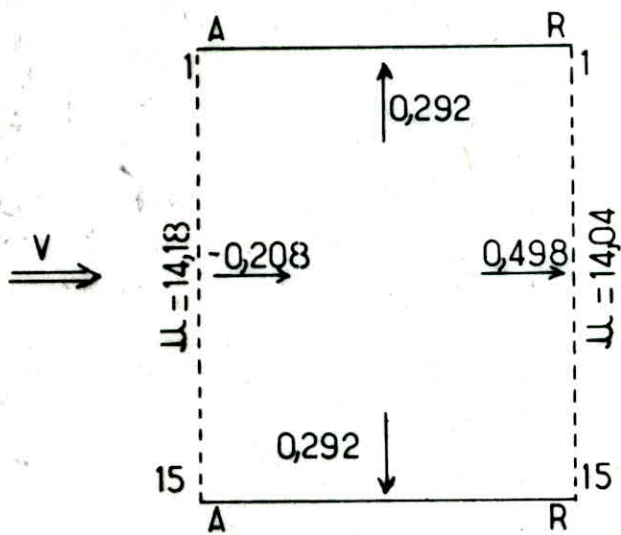
Resultats

Tableau des coefficients C_e, C_i, C des façades

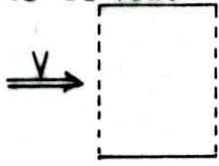
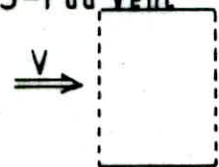
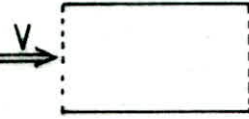

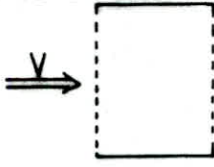
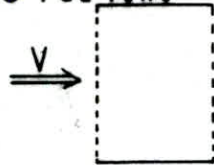
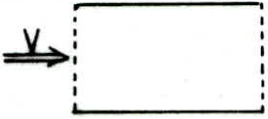
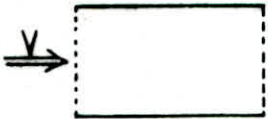
	Coefficients	FAÇADES			
		1-15	15-1	A-R	R-A
1-15 au vent 	C_e	0,8	-0,305	-0,305	-0,305
	C_i	-0,208	0,498	0,292	0,292
	$C=C_e-C_i$	1,08	-0,803	-0,597	-0,597
15-1 au vent 	C_e	-0,305	0,8	-0,305	-0,305
	C_i	0,497	-0,209	0,287	0,287
	$C=C_e-C_i$	-0,802	1,090	-0,592	0,592
A-R au vent 	C_e	-0,305	-0,305	0,8	-0,305
	C_i	-0,20	-0,20	-0,20	0,483
	$C=C_e-C_i$	-0,105	-0,105	1,00	-0,788
R-A au vent 	C_e	-0,305	-0,305	-0,305	0,800
	C_i	0,320	0,320	0,467	-0,204
	$C=C_e-C_i$	-0,625	-0,625	-0,772	1,040

Tableau donnant les coefficients C_e , C_i , C sur les versants de toitures

	Coefficient	Versant de toiture			
		AB-CD EF-KL	FG-LM -PQ	HI-NO	IJ
1-15 au vent 	C_e	-0,3	-0,26	-0,195	-0,225
	C_i	0,292	0,292	0,292	0,292
	$C=C_e-C_i$	-0,592	-0,552	-0,487	-0,517
15-1 au vent 	C_e	-0,3	-0,26	-0,195	-0,225
	C_i	0,287	0,287	0,287	0,287
	$C=C_e-C_i$	-0,587	-0,547	-0,482	-0,512
A-R au vent 	C_e	-0,285	-0,285	-0,285	-0,285
	C_i	-0,2 0,483	-0,2 0,483	-0,2 0,483	-0,2 0,483
	$C=C_e-C_i$	-0,768	-0,768	-0,768	-0,768
R-A au vent 	C_e	-0,285	-0,285	-0,285	-0,285
	C_i	-0,204	-0,204	-0,204	-0,204
	$C=C_e-C_i$	-0,752	-0,752	-0,752	-0,752

PLANCHER

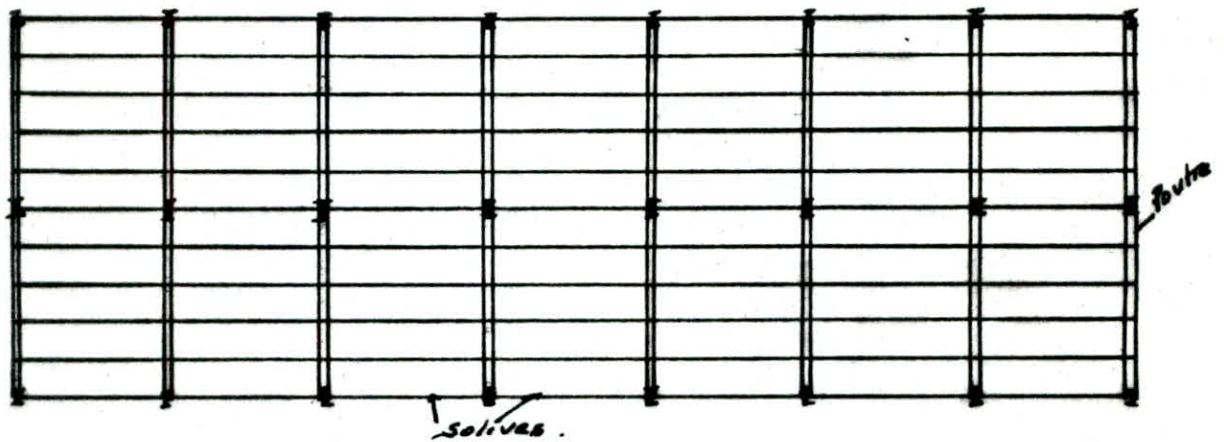
Etude du Plancher.

Le bâtiment administratif de gauche et un R+1 avec un plancher mixte séparant le rez-de-chaussée du 1^{er} étage. Notre plancher est étalé sur toute la surface horizontale du bâtiment.

La dalle en béton armé reposera sur une ossature métallique composée de poutres dans un sens et de solives (poutrelles) dans le sens Perpendiculaire.

L'entraxe des poutres est égale à 6m.

L'entraxe des poutrelles (solives) est égale à 1m.



Détermination des charges et sèches sur le Plancher

* Charges permanentes.

- Carrelage (2cm)	: 2000 · 0,02	→ 40 kg/m ²
- Sable (3cm)	: 1800 · 0,03	→ 54 — " —
- Dalle en BA (8cm)	: 2500 · 0,08	→ 200 — " —
- Ossature métallique (TN 40)		→ 40 — " —
- Faux-plafond placoplâtre		→ 28 — " —
- Mortier de pose (2cm)		→ 40 — " —
- Cloisons		→ 75 — " —

$$C_p = 477 \text{ kg/m}^2$$

* Sèches d'exploitation. La sèche d'exploitation est égale à $P = 500 \text{ kg/m}^2$ (bureaux).

Prédimensionnement de la solive.

Poids propre de la solive : 20 kg/ml , d'où la charge permanente sur la solive. $C_p = 477,1 + 20 = 497 \text{ kg/ml}$.

Combinaison : notre solive va travailler en flexion simple

$$q = 4/3 \cdot C_p + 3/2 \cdot P = 4/3 \cdot 497 + 3/2 \cdot 500 = 1413 \text{ kg/ml}$$

autre hypothèse : notre solive est encastree à ses deux extrémités.



Prédimensionnement de la flèche.

$$q' = C_p + P = 497 + 500 = 997 \text{ kg/ml}$$

Dans le cas d'une poutre biencastree la flèche est :

$$f = q' \cdot l^4 / 384 E I \leq \bar{f} = l / 300 = 600 / 300 = 2 \text{ cm}$$

$$f = 997 \cdot 60^4 \cdot 10^2 / 384 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot I \leq 2 \text{ cm}$$

$$\rightarrow I \geq 997 \cdot 60^4 \cdot 10^2 / 2 \cdot 384 \cdot 21 \cdot 10^6 = 801,16 \text{ cm}^4$$

$$f \leq \bar{f} \rightarrow I \geq 801,16 \text{ cm}^4$$

On peut prendre un IPE 160, mais pour des raisons de résistance, on prendra comme solive un IPE 200.

Vérifications.

* Vérif. à la résistance :

$$C_p = 477,1 + 22,4 = 499,4 \approx 500 \text{ kg/ml}$$

$$q = 4/3 \cdot C_p + 3/2 \cdot P = 4/3 \cdot 500 + 3/2 \cdot 500 = 1417 \text{ kg/ml}$$

Le moment max est le moment d'encastrement $M_{\text{max}} = M_{\text{enc}}$

$$M_{\text{max}} = q \cdot l^2 / 12 = 1417 \cdot 6^2 / 12 = 4251 \text{ m.dan}$$

$$\sigma_f = M_{\text{max}} / W_x = 4251 \cdot 10^2 / 194 = 2191 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{\text{be}} \text{ vérifié}$$

Vérif. au cisaillement.

$$T_y = q \cdot l / 2 = 1417.6 / 2 = 4251 \text{ dan.}$$

$$\tau_y = T_y \cdot S_{n-x} / S_n \cdot a = 4251.110 / 1943.0,56$$

$$\tau_d = 430 \text{ dan/cm}^2 < \tau_0 / 1,54 \text{ vérifiée.}$$

Vérif. à la rigidité.

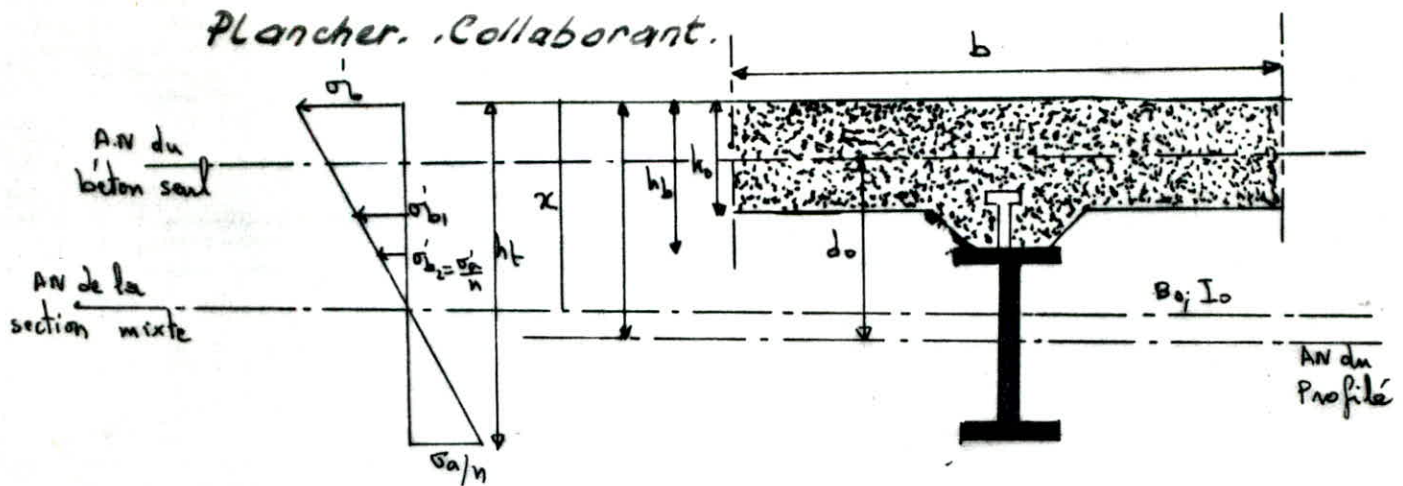
$$q' = q_p + p = 500 + 500 = 1000 \text{ kg/ml.}$$

$$f = q' \cdot l^4 / 384 EI = 1000 \cdot 10^4 \cdot 60^4 / 384 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 1943$$

$$= 0,83 \text{ cm} < \bar{f} = 2 \text{ cm} \text{ vérifiée.}$$

Vérif. au déversement.

Les deux semelles de l'IPE sont solidarisées par les couches constituant le plancher, donc il n'y a pas de risque de déversement.



Les relations entre les n paramètres sont définies comme suit :

$$\begin{aligned} h &= h_0/2 + d_0. \\ B &= b \cdot h_0. \\ B_0 &= B + nA. \\ I_b &= bh_0^3/12. \end{aligned}$$

2 cas possibles.

a. A.N. passe en dessous de la section du béton seul (dalle) $\rightarrow B/nA \leq 2(h-h_0)/h_0$.

$$\text{L'A.N. est : } x = h_0/2 + d_0 \cdot nA/B_0.$$

b. A.N. passe dans la dalle $\rightarrow B/nA \geq 2(h-h_0)/h_0$
et $x = 2h / (1 + (1 + 2bh/nA)^{1/2})$.

Application : $h_0 = 8 \text{ cm}$.

Poutrelle IPE 200 $\rightarrow h_p = 20 \text{ cm}$.

hauteur des nervures : 4 cm.

$$\rightarrow d_0 = h_0/2 + 4 + h_p/2 = 18 \text{ cm}.$$

$$h = h_0/2 + d_0 = 22 \text{ cm}.$$

b = largeur de la dalle collaborante.

$$b = \min \begin{cases} l'/2 & (l' : \text{entraxe des solives}) \\ l/10 & (l : \text{portée de la solive}) \\ 3/4 & (\text{distance rect. considérée à l'appui le plus proche}) \end{cases}$$

$$b = \min \begin{cases} 100/2 \\ 600/10 \\ 3/4 \cdot 100 \end{cases} \Rightarrow b = 50 \text{ cm}.$$

- largeur moyenne de la nervure du béton ou du renfortis : 8 cm
- les nervures du platelage orientées parallèlement aux portées

$$\text{pour } b = 50 \text{ cm} \rightarrow \frac{B/nA}{2(h-h_0)/h_0} = \frac{0,985 \cdot B/nA}{2(h-h_0)/h_0} < 1$$

donc l'A.N tombe en dessous de la dalle.

Section du renfortis. $4.8 = 82 \text{ cm}^2$

$$B_1 = B + 1A.$$

$$B = h_0 + 82 = 432 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 432 + 15.28,5 = 859,5 \text{ cm}^2$$

$$x = h_0/2 + d_0.1A/B_0 = 12,95 \text{ cm}$$

la transmission du forcen de glissement de la poutrelle vers le béton se fait par des connecteurs dont la capacité a été déterminée par des essais. Il existe plusieurs types de connecteurs les plus importants.

1. Goujon à tête cylindrique de capacité $\bar{Q} = 42d (d\sigma_j)^{1/2}$ avec d : diam. du goujon.

2. Cornières de capacité $\bar{Q} = 40(2+\sqrt{a}).\sqrt{d\sigma_j}$
 b : largeur de la cornière.
 d : épaisseur de l'aile.

Espacement des connecteurs (Art. 8.32. C.T.I.L.M.)

L'espacement des connecteurs ne peut en aucun cas dépasser 10 fois l'épaisseur de la dalle.

$$i.e. \leq 10h_0 = 80 \text{ cm.}$$

on utilisera des connecteurs goujon à tête cylindrique

$$\bar{Q} = 42d (d\sigma_j)^{1/2} \quad (1) \quad (\text{C.T.I.L.M. Art. 8.422})$$

avec d (en cm)

σ_j (en daN)

$$\sigma_j = 270 \text{ daN/cm}^2$$

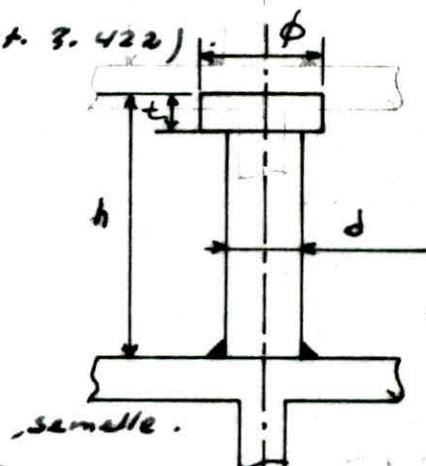
la relation (1) n'est valable que si les dimensions vérifient

$$1,0d \leq t \leq 3,2d.$$

$$0,6d \leq t \leq d.$$

$$h \geq 4d.$$

$$1,2d \leq \phi \leq 1,4d.$$



- les connecteurs offrent la même résistance dans les 2 sens

- la résistance de plusieurs connecteurs situés sur une même section n'additionnent & leurs écartements

- on prendra comme goujon.

$$d = 1,6 \text{ cm.}$$

$$h = 7 \text{ cm}$$

$$t = 1,2 \text{ cm}$$

$$\phi = 2 \text{ cm}$$

$$\bar{Q} = 42.1,6.(1,6.270)^{1/2} = 1336,7 \text{ daN}$$

Action de l'effort tranchant. (UTSCH. Art. 2.41)
 L'effort tranchant provoque un effort de glissement
 (de la dalle sur solive) par unité de largeur : T_1

$$T_1 = T \cdot S^* / I_0 \quad (2) \quad \text{si } \times 2 \text{ vo.}$$

$$\text{avec } S^* = d_0 \cdot n A_0 / b_0$$

Moment statique (à l'A.N) d'une partie à la
 section mixte située d'un côté de la ligne
 contact acier-béton.

$$I_0 = I_b + n I_a + S^* d_0 \quad \text{Moment d'inertie de la section homogénéisée (à l'A.N de la section mixte).}$$

$$I_b = b V_0^3 / 3 + b V_0^3 / 3 + (w e^2 / 12 + 48 V_0^2)$$

Moment d'inertie de la section du béton
 renforcé compris.

$I_a =$ moment d'inertie du profilé.

$$A = 28,5 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad I_b = 3262,74 \text{ cm}^4$$

$$B = b h_0 + 2 \cdot 4 = 452 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = B + n A = 859,5 \text{ cm}^2$$

$$I_a = 1943 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 3262,74 + 15 \cdot 1943 + 5^2 \cdot 18$$

$$S^* = 18 \cdot 15 \cdot 28,5 \cdot 432 / 859,5 = 3867,64 \text{ cm}^3$$

$$I_0 = 102025,26 \text{ cm}^4$$

$$T_1 = T S^* / I_0 \quad T = q \cdot l / R_{t,v} \quad q = (G + 1,2 P) b$$

$$q = 538,5 \text{ kg/m} \quad \rightarrow \quad T = 1346,25 \text{ dan.}$$

T_1 : effort de glissement = $T S^* / I_0 = 51 \text{ dan/m}$
 avec un espacement entre les goujons $t' = 25 \text{ cm}$.

Nous tirons l'effort tranchant rattaché à un goujon

$$= T_1 \cdot t' = 51 \cdot 25 = 1275 \text{ dan.} < \bar{q} = 1996,7 \text{ dan.}$$

donc il n'y aura pas de glissement entre la dalle
 et la solive.

Vérif. au cisaillement. (âme de solive IPE 200)

$$q = (G + 1,2P)b \text{ avec } b = 1 \text{ m (épaisseur de solive)}$$

$$q = 1077 \text{ kg/m.}$$

$$T_{\max} = q \cdot l / 2 = 3231 \text{ dan}$$

Contrainte τ engendré par T.

$$\tau_{\max} = T_{\max} \cdot S^* \cdot A_a^* / I_{xx} \cdot e_a \cdot A_a \text{ avec } A_a^* = h_a \cdot a = 8,9 \text{ cm}^2$$

dans l'âme de la solive nous disposons de 2 boulons

$$\phi 16 \rightarrow d_t = 17 \text{ mm. } \rightarrow A_a^* = A_a - 2d_t \cdot a = 6,99 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{\max} = 415,89 \text{ dan/cm}^2 < 96/1,54 \text{ vérifié.}$$

Vérif. des contraintes dans la section mixte.
1. Contr. dans le béton.

$$\sigma_b = M \cdot x / I_o. \quad M_{\max}: \text{moment d'appui au castrumant.}$$

$$M_{\max} = q \cdot l^2 / 8 = 3231 \text{ m dan}$$

$$\text{axe neutre. } x = 12,95 \text{ cm.}$$

$$\sigma_b = 41 \text{ dan/cm}^2 < 3/4 \cdot \bar{\sigma}_b. \text{ vérifié}$$

2. Contr. dans la semelle supérieure de la solive

$$\sigma_b = nM(x - h_b) / I_o = 45,12 \text{ dan/cm}^2 < 7/8 \cdot \bar{\sigma}_a \text{ vérifié.}$$

3. Contr. dans la semelle inférieure de la solive.

$$\sigma_a = nM(h_t - x) / I_o = 905 \text{ dan/cm}^2 < 3/4 \cdot \bar{\sigma}_a$$

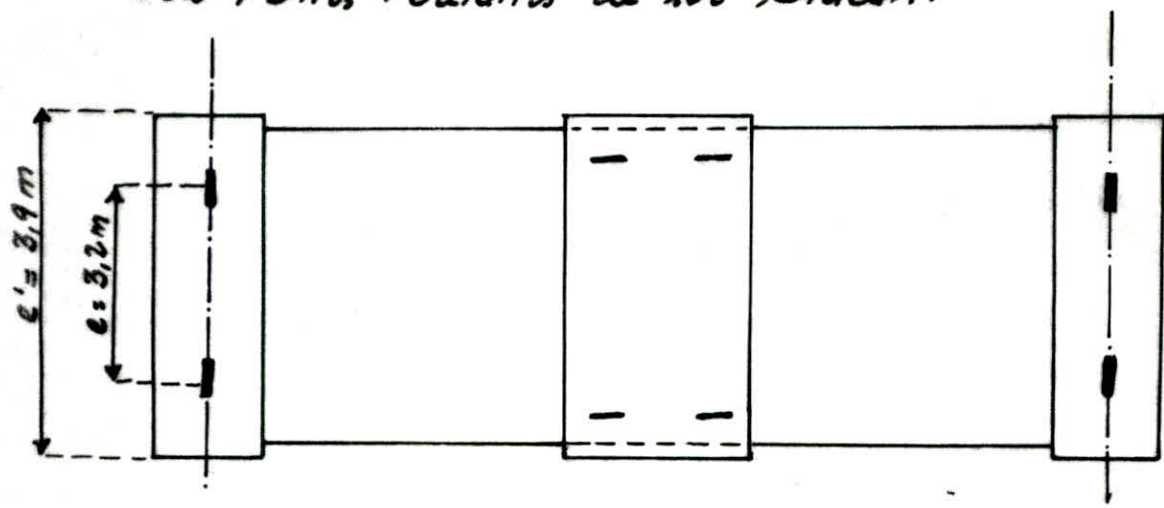
Vérifié.

**POUTRES' DE
ROULEMENTS'**

Etude des voies de Roulement

A. Voie de roulement n°1

* 02 Ponts roulants de lot, chacun.

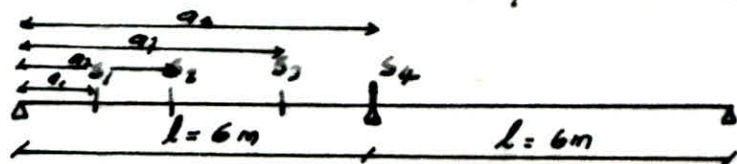


a. Charges Verticales.

* Calcul du Moment max dû aux charges R_{max}

On a deux (02) ponts roulants qui peuvent circuler dans la même voie et travailler ensemble, donc pour déterminer la position la plus défavorable qui donne un état critique, il faut étudier les réactions des 02 ponts roulants sur une poutre continue à 2 travées égales avec ($l = 6m$) et cela à l'aide des lignes d'influence.

La méthode consiste à calculer les moments max pour différentes sections de la poutre et prendre ensuite la section qui provoque le max des moments max. On étudiera 4 cas pour 4 sections différentes.

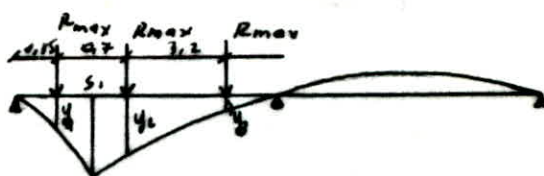


1^{er} cas - Section S_1 , avec $a_1 = 0,25l = 1,5 \text{ m}$.

$$R_{\max} = 8400 \text{ daN}$$

$$M_{\max S_1} = R_{\max} (y_1 + y_2 + y_3)$$

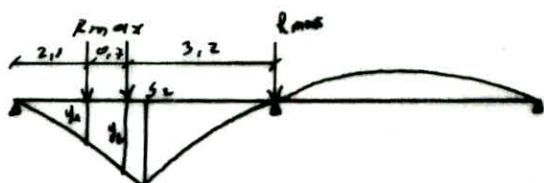
$$M_{\max S_1} = 15708 \text{ m.daN}$$



2^e cas. Section S_2 avec $a_2 = 0,5l = 3,0 \text{ m}$

$$M_{\max S_2} = R_{\max} (y_1 + y_2)$$

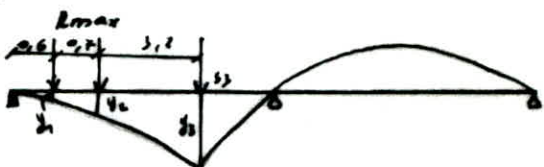
$$M_{\max S_2} = 16338 \text{ m.daN}$$



3^e cas. Section S_3 avec $a_3 = 0,75l = 4,5 \text{ m}$

$$M_{\max S_3} = R_{\max} (y_1 + y_2 + y_3)$$

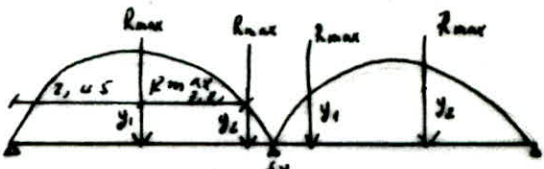
$$M_{\max S_3} = 7434 \text{ m.daN}$$



4^e cas. Section S_4 , avec $a_4 = l = 6 \text{ m}$.

$$M_{\max} = R_{\max} \cdot 2 (y_1 + y_2)$$

$$M_{\max S_4} = -11239,2 \text{ m.daN.}$$



conclusion: le moment max sur la poutre, de roulement
est au niveau de S_2 .

$$M_{\max} = M_{\max S_2} = 16338 \text{ m.daN.}$$

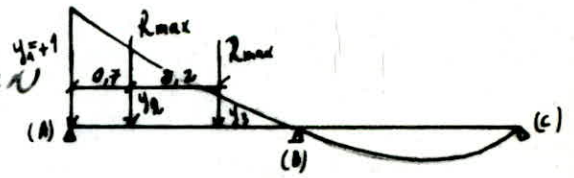
* Calcul de T_{\max} dû à R_{\max}

. On étudiera 02 sections différentes.

1^{er} cas : Section immédiatement après (A)

$$T_{\max A_d} = R_{\max} (y_1 + y_2 + y_3)$$

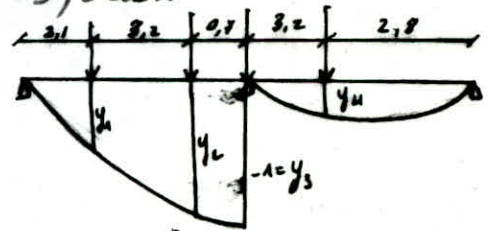
$$T_{\max A_d} = 8400 \cdot 2,11 = 17724 \text{ daN}$$



2^e cas : Section immédiatement avant (B)

$$T_{\max B_g} = R_{\max} (y_1 + y_2 + y_3 + y_4)$$

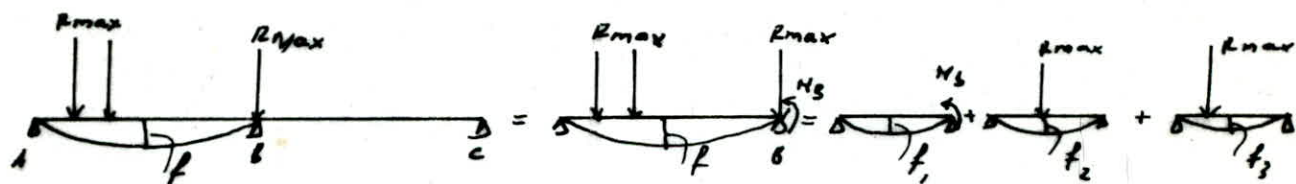
$$T_{\max B_g} = 8400 (-2,448) = -20563,2 \text{ daN}$$



Conclusion : L'effort tranchant max sur la poutre de roulement, dans la section immédiatement avant l'appui (B).

$$T_{\max} = T_{\max B_g} = -20563,2 \text{ daN.}$$

= Prédimensionnement de la poutre de roulement =
 On va prédimensionner notre poutre à la flèche sachant qu'on a le cas de charges suivant.



Calcul du Moment M_B par les lignes d'influence

$$M_B = R_{max} (y_1 + y_2) = 8400 (-0,46 - 0,667)$$

$$M_B = -9446,8 \text{ M.daN.}$$

Pour les flèches.

$$f = f_1 + f_2 + f_3.$$

$$f_1 = M_B \cdot l^3 / 16EI = -9446,8 \cdot 10^6 \cdot 6^3 / 16 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot I = -10143/I$$

$$f_2 = \frac{R_{max} \cdot x (3l^2 - 4x^2)}{48EI} = \frac{8400 \cdot 280 [3 \cdot 600^2 - 4 \cdot 280^2]}{48 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot I} = 17882,66/I$$

$$f_3 = \frac{8400 \cdot 210 [3 \cdot 600^2 - 4 \cdot 210^2]}{48 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot I} = 15813/I$$

$$\text{d'où } f = (-10143 + 17882,66 + 15813) / I$$

$$f = 23552,66 / I \leq \bar{f} = l / 750 = 0,8 \text{ cm.}$$

$$I \geq 23552,66 / 0,8 = 29440,82 \text{ cm}^4.$$

donc on choisira un HEA 360 avec $I_x = 33090 \text{ cm}^4$

*. Calcul des contraintes.

$$\sigma_s = M_{max} / W_x = 16558 \cdot 10^2 / 1890 = 864,44 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_{s1} = T_{max} \cdot S / a \cdot I = 20563,2 \cdot 1040 / 1 \cdot 33090 = 646,28 \text{ daN/cm}^2$$

Poids propre: $q = 97,2 + 32 = 129,6 \text{ kg/ml}$.

M_{oppmax} = Moment calculé par les L.I

$$M_{oppmax} = -q \cdot (S_1 + S_2)$$

avec $S_1 = S_2 = -l^2/16$

$$M_{oppmax} = -q \cdot l^2/8 = -129,6 \cdot 6^2/8 = -583,2 \text{ m dan}$$

et $T_{max} = T$ calculé par les L.I

$$S_1 = -3/16 \cdot l \quad \text{et} \quad S_2 = -l/16$$

$$T_{pmax} = q(S_1 + S_2) = -\frac{10}{16} \cdot q \cdot l = -\frac{10}{16} \cdot 129,6 \cdot 6 = -486 \text{ dan}$$

d'où les contraintes dues au poids propre de la poutre

$$\begin{cases} \sigma_p = M_{oppmax} / W_x = 583,2 \cdot 10^2 / 1840 = 50,85 \text{ dan/cm}^2 \\ \tau_p = S \cdot T_{pp,max} / a \cdot I = 486 \cdot 1040 / 1.33090 = 15,27 \text{ — — —} \end{cases}$$

b. Charges horizontales.

n charge transversale. $M_{ft} = R_{max} \cdot e_0 + H_t \cdot c$

$$M_{ft} = 8400 \cdot 1,5 + 1220 \cdot 6,5 = 20530 \text{ cm dan}$$

$$H_t^* = H_t + M_{ft}/h = 1220 + \frac{20530}{35} = 1806,57 \text{ dan}$$

$$M_{max} = H_t^* \cdot h = 1806,57 \cdot 35 = 63230 \text{ cm dan}$$

Dimensionnement de la poutre de freinage.

charge. P^* propre $\approx 20 \text{ kg/ml}$.

P^* de la moitié de la passerelle $\approx 100 \text{ kg/ml}$.

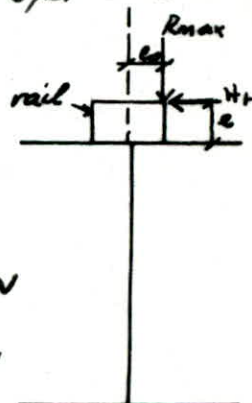
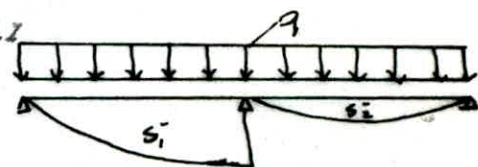
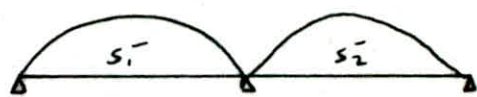
$$q = 120 \text{ kg/ml. d'où } M_{max} = q \cdot l^2/8 = 120 \cdot 6^2/8 = 540 \text{ m dan}$$

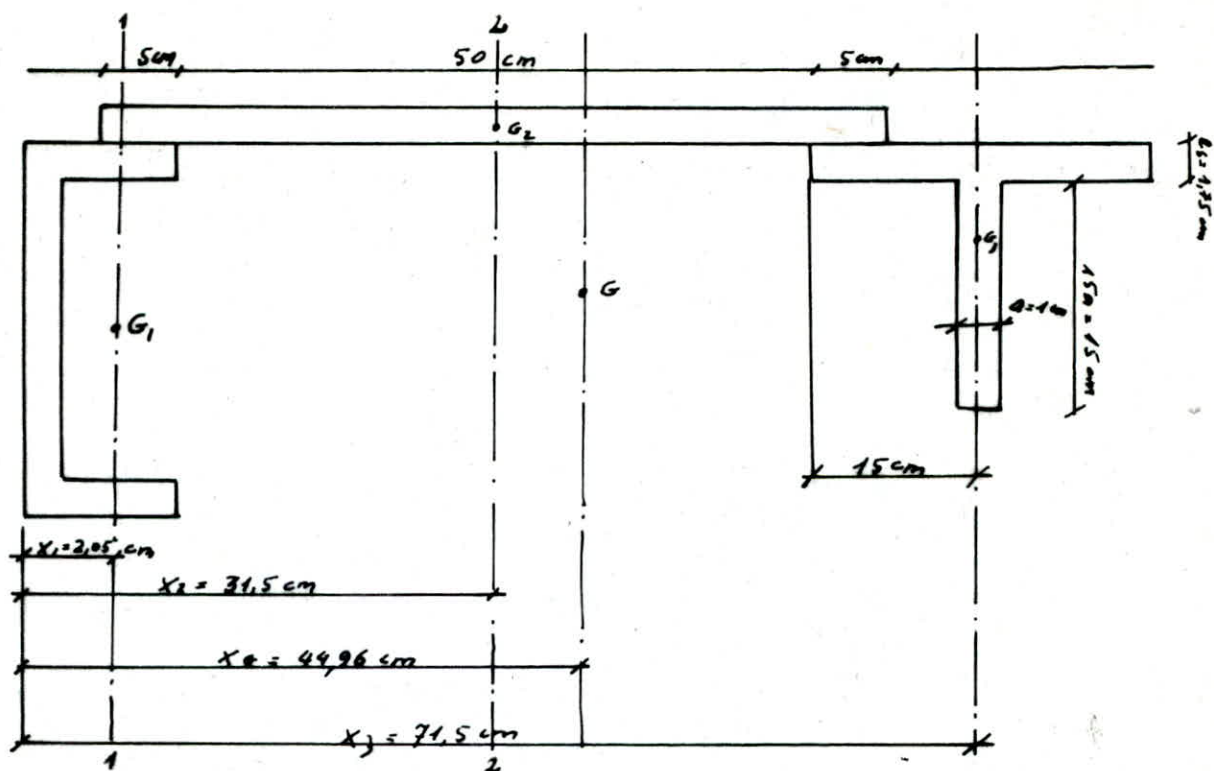
Prédimensionnement de la poutre de freinage à la flèche

$$f = 5/384 \cdot q l^4 / EI = 5/384 \cdot 120 \cdot 6^4 \cdot 10^6 / 2,1 \cdot 10^6 I \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = 2 \text{ cm}$$

$$f = 964 / I \geq 2 \Rightarrow I \geq 482 \text{ cm}^4$$

On choisira un UAP. 150 avec $I_x = 797 \text{ cm}^4$.





$$x_1 = 2,05 \text{ cm}$$

$$x_2 = 31,5 \text{ cm}$$

$$x_3 = 71,5 \text{ cm}$$

$$A_1 = 22,9 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 60,0 \text{ cm}^2$$

$$A_3 = 30,175 + 1,5 \cdot 15 = 67,5 \text{ cm}^2$$

$$x_G = \frac{x_1 A_1 + x_2 A_2 + x_3 A_3}{A_1 + A_2 + A_3} = \frac{2,05 \cdot 22,9 + 31,5 \cdot 60 + 71,5 \cdot 67,5}{22,9 + 60 + 67,5} = 44,96 \text{ cm}$$

$$J_1 = A_1 (x_G - x_1)^2 = 22,9 (44,96 - 2,05)^2 = 42165 \text{ cm}^4$$

$$J_2 = A_2 (x_G - x_2)^2 = 60 (44,96 - 31,5)^2 = 10870,29 \text{ cm}^4$$

$$J_3 = A_3 (x_3 - x_G)^2 = 67,5 (71,5 - 44,96)^2 = 47545 \text{ cm}^4$$

$$I_y = I_{tot} = J_1 + J_2 + J_3 = 100580,29 \text{ cm}^4$$

$$W_y = I_y / x_G = 100580,29 / 44,96 = 2237,1 \text{ cm}^3$$

$$\text{et } S_{y-y} = A_1 (x_G - x_1) + A_2' (x_G - x_2) = 22,9 (44,96 - 2,05) + 1 \cdot \frac{(44,96 - 1,5)^2}{2}$$

$$S_{y-y} = 1927 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } M_{\max} = 63230 \text{ cm} \cdot \text{don}$$

$$T_{\max} = 14 \bar{C} (J_1 + J_2 + J_3 + J_4) = 1806,57 \cdot 2,448 = 4422,48 \text{ don}$$

$$\text{d'où } \sigma_{12} = M_{\max} / W_y = 63230 / 2237,1 = 28,26 \text{ don/cm}^2$$

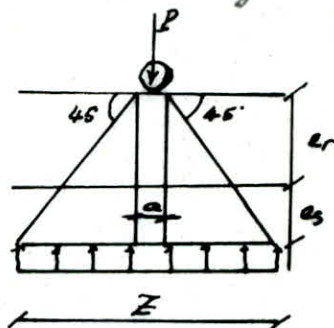
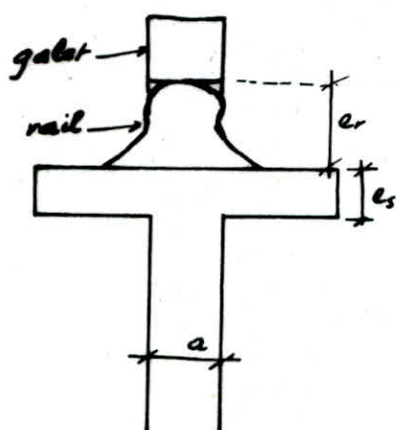
$$\bar{C}_{12} = T_{\max} \cdot S_{y-y} / C \cdot I_y = \frac{4422,48 \cdot 1927}{1 \cdot 100580,29} = 84,73 \frac{\text{don}}{\text{cm}^2}$$

* Charge Longitudinale.

$$H_L = 1670 \text{ daN (Pour 1 seul pont)}$$

$$\text{Pour 2 ponts. } \sigma_{s1} = \frac{2 \cdot H_L}{A_s + 15a^2} = \frac{2 \cdot 1670}{30,145 + 15 \cdot 1^2} = 29,48 \text{ daN/cm}^2$$

$\tau_{s1} = 0$, car σ_{s1} est une contrainte de compr. simple
Contraintes secondaires (due aux chges localis es)



$$a = 50 \text{ mm}$$

$$e_r = 65 \text{ mm} \rightarrow Z = a + 2(e_r + e_s) = 50 + 2(65 + 17,5) = 21,5 \text{ cm}$$

$$e_s = 17,5 \text{ mm}$$

Recommandation du CTCM.

$$\sigma_y = \gamma_f \cdot P / e_{ax} ; P = 3/2 R_{max} = 3/2 \cdot 8400 = 12600 \text{ kg}$$

$$\gamma_f: \text{Coef. de fatigue} \rightarrow \gamma_f = 1,15$$

$$\sigma_y = 1,15 \cdot 12600 / 21,5 \cdot 1 = 674 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_y = 0,2 \cdot \sigma_y = 0,2 \cdot 674 = 134,8 \text{ daN/cm}^2$$

Vérifications.

- Vérif.   la résistance

$$4/3 \cdot \gamma_c \cdot \sigma_p + 3/2 \cdot (\gamma_{s1} + \sigma_{s2} + \tau_{s1}) \leq \sigma_e$$

$$\gamma_c: \text{coef. de choc} = 1,1$$

$$\gamma: \text{coef. dynamiques} = 1,25$$

$$4/3 \cdot 1,1 \cdot 39,85 + 3/2 (1,25 \cdot 904,44 + 28,26 + 29,48) = 1782,68 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e \quad \text{OK}$$

- Vérif. de la contrainte de pression localis e.

$$\sigma_y = 674 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e \text{ v erifi e.}$$

$$\text{- Vérif. au cisaillement. } 4/3 \cdot \gamma_c \cdot \tau_p + 3/2 (\tau_{s1} + \sigma_{s2} + \tau_{s1}) \leq \sigma_e / 1,54$$

$$4/3 \cdot 1,1 \cdot 15,27 + 3/2 (1,25 \cdot 646,28 + 84,73 + 0) = 1361,26 \text{ daN/cm}^2 < \frac{\sigma_e}{1,54} \text{ OK}$$

* Contraintes multiples.

$$\sigma = (\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3\tau^2)^{\frac{1}{2}} \leq 4200$$

$$\sigma_x = \gamma_p \sigma_p + \gamma_p \sigma_{s1} + \sigma_{s2} + \sigma_{s3}$$

$$\sigma_x = 1,1 \cdot 39,85 + 1,15 \cdot 864,44 + 28,26 + 49,48 = 1105,78 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_y = 674 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau = \gamma_p \tau_p + \gamma_p \tau_{s1} + \tau_{s2} + \tau_{s3} = 1,1 \cdot 15,27 + 1,15 \cdot 646,28 + 84,73 + 0$$

$$\tau = 844,75 \text{ daN/cm}^2$$

$$\rightarrow \sigma = [(1105,78)^2 + 674^2 - (1105,78)(674) + 3(844,75)^2]^{\frac{1}{2}}$$

$$\sigma = 1752,86 \text{ daN/cm}^2 < 1,2 \cdot \sigma_e \text{ vérifié.}$$

Vérification de la flèche horizontale.

Même procédé que pour la flèche verticale en remplaçant R_{max} par H_e^* .

Calcul du moment M_B par les L.I

$$M_B = H_e^* (y_1 + y_2) = 1806,57 (-0,46 - 0,667) = -2036 \text{ mdaN}$$

$$f = f_1 + f_2 + f_3$$

$$-f_{H_1} = \frac{M_B \cdot l^3}{16EI} = \frac{-2036 \cdot 6^3 \cdot 10^6}{16 \cdot 2,1 \cdot 10^8 \cdot 33090} = -0,066 \text{ cm.}$$

$$-f_{H_2} = \frac{H_e^* \cdot x (3l^3 - 4x^3)}{48EI} = \frac{1806,57 \cdot 2,7 \cdot 10^2 \cdot (3 \cdot 600^3 - 4 \cdot 280^3)}{48 \cdot 2,1 \cdot 10^8 \cdot 33090} = 0,116 \text{ cm}$$

$$-f_{H_3} = \frac{1806,57 \cdot 2,4 \cdot 10^2 \cdot (3 \cdot 600^3 - 4 \cdot 210^3)}{48 \cdot 2,1 \cdot 10^8 \cdot 33090} = 0,102 \text{ cm}$$

$$f_H = f_{H_1} + f_{H_2} + f_{H_3} = 0,152 \text{ cm} < \bar{f}_H = l/2000 = 0,3 \text{ cm} \text{ vérifiée}$$

* Vérif. au voilement.

$$\text{On vérifiera que } (\sigma/\tau)^2 + \tau^2 \leq 0,015 \left(\frac{1000 \cdot e_a}{h_a} \right)^4$$

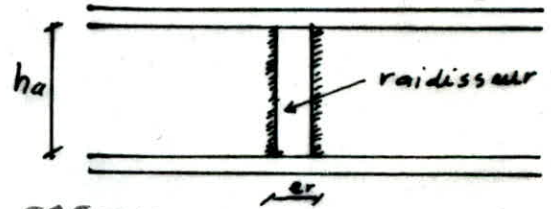
$$\left(\frac{17,82}{7} \right)^2 + (13,61)^2 = 191,7 < 0,015 \left(\frac{1000 \cdot 10}{315} \right)^4 = 15235,23 \text{ vérifiée}$$

Pas de risque de voilement, donc raidisseurs inutiles. Mais par construction on adoptera des raidisseurs à l'appui et en travée distants de 1 m.

Étude des raidisseurs.

* à l'appui.

longueur des raidisseurs



$$br \geq ha/30 + 40 = 315/30 + 40 = 50,5 \text{ mm}$$

$$Br \geq 180 \div 200.$$

$$\text{Soit } Br = 250 \text{ mm} \Rightarrow br = 120 \text{ mm}$$

$$\text{Épaisseur des raidisseurs: } er \geq Br/30 = 250/30 = 8,33 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } er = 10 \text{ mm.}$$

condition de non écrasement

$$T/er \cdot Br \leq 1,5 \sigma_e \text{ avec } T = 4/3 \cdot \gamma_2 \cdot T_P + 3/2 \cdot \gamma_1 \cdot T_M$$

$$T = 4/3 \cdot 1,1 \cdot 486 + 3/2 \cdot 1,25 \cdot 20563,2 = 39268,8 \text{ daN}$$

$$T/er \cdot Br = 39268,8 / 1,25 = 1570,75 \text{ daN/cm}^2 < 1,5 \sigma_e \text{ vérifié.}$$

On adoptera les mêmes raidisseurs en travée.

* Vérification des cordons de soudures.

$$\text{on prendra: } a = 6 \text{ mm} \quad a_x = 5,6 \text{ mm}$$

On a des cordons latéraux donc il faut vérifier:

$$T/0,75 a_x \ell_{li} \leq \sigma_e \text{ avec } \ell_{li} = 2 \cdot 31,5 = 63 \text{ cm.}$$

$$39268,8 / 0,75 \cdot 0,56 \cdot 63 = 1484 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e \text{ vérifiée.}$$

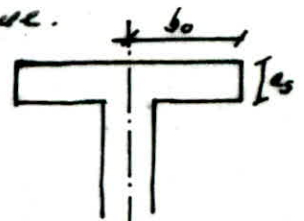
* Vérification de la contrainte critique.

$$\sigma_{cr} = 80 \cdot (100 \cdot e_s / b_0)$$

$$e_s = 1,75 \text{ cm}$$

$$b_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\sigma_{cr} = 80 \cdot \frac{100 \cdot 1,75}{15} = 946 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e \text{ vérifié}$$



Conclusion: Toutes les vérifications faites, on adoptera comme poutre de roulement (poutre continue à 2 travées égales) un HEA 360; et comme poutre de freinage un UAP 150 B. Voie de roulement n° 2.

On a un pont suspendu à la traverse.

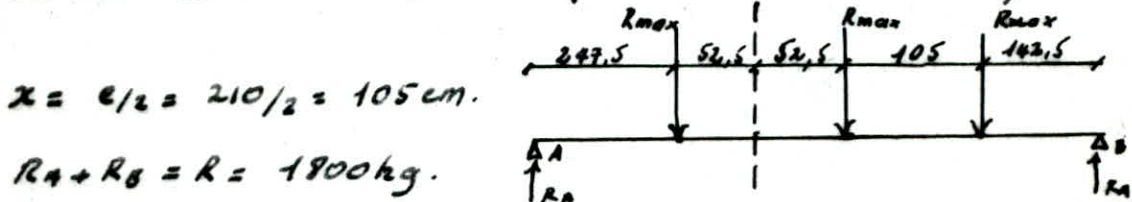
Caractéristiques du Pont.

- charge nominale: $N = 1t$
- portée: $9m$
- Distance entre galets: $e = 2,10m$
- $R_{max} = 900kg$.
- $R_{min} = 360kg$.

* Schéma statique de la poutre de roulement

On a une poutre isostatique de $l = 6m$ de portée.

Calcul de M_{max} et T_{max} (Théorème de Barré).



$$x = e/2 = 210/2 = 105cm.$$

$$R_A + R_B = R = 1800kg.$$

$$R_A = R/2 (l/2 - e/4) = 1800/600 (600/2 - 210/4) = 742,5kg.$$

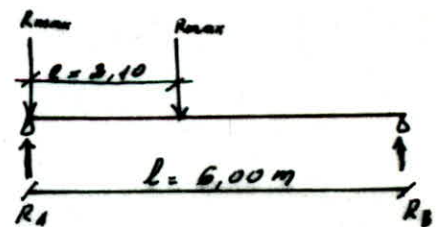
$$R_B = R - R_A = 1800 - 742,5 = 1057,5kg$$

$$M_{max} = R_A (l/2 - e/4) = 742,5 (600/2 - 210/4) = 183769 \text{ cm} \cdot \text{kg}.$$

$$T_{max} = R_A \text{ avec}$$

$$R_A = R_{max} \left(\frac{2l - e}{l} \right) = 900 \cdot \left(\frac{2 \cdot 6 - 2,10}{6} \right)$$

$$T_{max} = R_A = 1485 \text{ daN}.$$



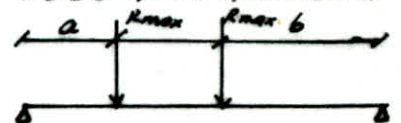
* Prédimensionnement de la poutre de roulement à la flèche

$$f_{tot} = f_1 + f_2 = \frac{R_{max} \cdot a (3l^2 - 4a^2) + R_{max} \cdot b (3l^2 - 4b^2)}{48EI}$$

$$A.N \quad a = l/2 - e/4 = 3 - 0,525 = 2,475m$$

$$b = l/2 - 3e/4 = 3 - 0,7875 = 2,2125m$$

$$R_{max} = 900kg.$$



$$f_T = f_1 + f_2 = 900 / (2 \cdot 2,1) \pi [2,475(3,6^2 - 4 \cdot 2,475^2) + 1,425(3,6^2 - 4 \cdot 1,425^2)]$$

$$f_T = 3116 / \pi \leq l / 750 = 600 / 750 = 0,8$$

$$\rightarrow I \geq 3116 / 0,8 = 3895 \text{ cm}^4.$$

On prendra un HEA 220 avec $I_x = 5410 \text{ cm}^4$. $W_x = 515 \text{ cm}^3$

$$\text{d'où } \sigma_{s1} = M_{\text{max}} / W_x = 183769 / 515 = 357 \text{ dan/cm}^2.$$

$$\tau_{s1} = \tau_{s1} = T_{\text{max}} \cdot S / I_x \cdot e = 1485 \cdot 284 / 5410 \cdot 0,7 = 111 \text{ dan/cm}^2$$

* Poids propre.

$$P.P. = 50,5 + 32 = 82,5 \text{ kg/ml.}$$

$$M_{\text{ppmax}} = P \cdot l^2 / 8 = 82,5 \cdot 6^2 \cdot 10^2 / 8 = 37125 \text{ cm.dan.}$$

$$\sigma_p = M_{\text{ppmax}} / W_x = 37125 / 515 = 72 \text{ dan/cm}^2.$$

$$T_p = P \cdot l / 2 = 82,5 \cdot 6 / 2 = 247,5 \text{ dan.}$$

$$\tau_p = T_p \cdot S / I_x \cdot e = 247,5 \cdot 284 / 5410 \cdot 0,7 = 18,56 \text{ dan/cm}^2.$$

Charges transversales:

$$H_e = 0,1 \cdot P_{\text{max}} = 0,1 \cdot T_{\text{max}} \text{ avec } T_{\text{max}} = R_{\text{max}} \left(\frac{2l-e}{2} \right) = 1485 \text{ kg}$$

$$H_e = 148,5 \text{ kg.}$$

$$M_t = 1485 \cdot 1,5 + 148,5 \cdot 6,5 = 3192,75 \text{ cm.dan.}$$

$$H_e^* = H_e + M_t / h = 148,5 + 3192,75 / 21 = 300,53 \text{ kg.}$$

$$M_{\text{max}} = H_e^* \cdot h = 300,53 \cdot 21 = 6311 \text{ cm.dan.}$$

$$T_{\text{max}} = H_e \cdot (2l-e) / l = 148,5 \cdot (2 \cdot 6 - 2,1) / 6 = 245 \text{ dan.}$$

$$\sigma_{s2} = M_{\text{max}} / W_y = 6311 / 178 = 35,45 \text{ dan/cm}^2.$$

$$\tau_{s2} = T_{\text{max}} \cdot S_y / (e \cdot I_y) \text{ avec } S_{yp} = \frac{b \cdot a^2 \cdot e}{3} = \frac{22 \cdot 0,9^2 \cdot 1,1}{3} = 66,48 \text{ cm}^3$$

$$\tau_{s2} = 245 \cdot 66,48 / 11 \cdot 1985 = 7,57 \text{ dan/cm}^2.$$

* Charge longitudinale: $H_e = P_{\text{max}} / 7 = 1485 / 7 = 212 \text{ kg.}$

$$\sigma_{s3} = H_e / A_s + 150^2 = 212 / (22 \cdot 1,1 + 15 \cdot 0,9^2) = 6,72 \text{ dan/cm}^2$$

$$\tau_{s3} = 0 \text{ (Hp: Compression simple).}$$

Contraintes secondaires.

$$\begin{aligned} a &= 50 \text{ mm.} \\ e_1 &= 65 \text{ mm} \\ e_2 &= 11 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z &= a + 2(e_1 + e_2) \\ &= 50 + 2(65 + 11) = 202 \text{ mm.} \end{aligned}$$

$$\sigma_y = \gamma_f \cdot P / Z \cdot e_a$$

$$P = 3/2 \cdot R_{\max} = 3/2 \cdot 900 = 1350 \text{ kg}$$

$$\sigma_y = 1,15 \cdot 1350 / 20,2 \cdot 0,7 = 109,8 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_y = 0,2 \sigma_y = 22 \text{ daN/cm}^2$$

- Vérif. à la résistance

- Contrainte de flexion.

$$4/3 \cdot \gamma_2 \cdot \sigma_p + 3/2 (\gamma_1 \cdot \sigma_{s1} + \sigma_{s2} + \tau_{s3}) \leq \sigma_e$$

$$4/3 \cdot 1,1 \cdot 72 + 1,5 (1,25 \cdot 357 + 35,45 + 6,72) = 838 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e \text{ (vérifié)}$$

* Contrainte de pression localisée.

$$\sigma_y = 109,8 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e \text{ (vérifié)}$$

* Contrainte de cisaillement.

$$4/3 \cdot \gamma_2 \cdot \tau_p + 3/2 (\gamma_1 \cdot \tau_{s1} + \tau_{s2}) \leq \sigma_e / 1,54$$

$$4/3 \cdot 1,1 \cdot 18,56 + 3/2 (1,25 \cdot 111 + 7,57) = 246,7 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} < \frac{\sigma_e}{1,54} \text{ (vérifié)}$$

* Contraintes multiples.

$$\sigma = (\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3\tau^2)^{1/2} \leq 1,2 \sigma_e$$

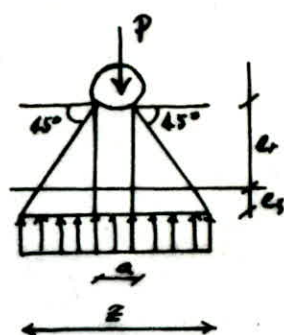
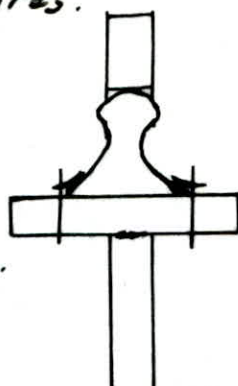
$$\sigma_x = \gamma_2 \sigma_p + \gamma_1 \sigma_{s1} + \sigma_{s2} + \tau_{s3} = 1,1 \cdot 72 + 1,25 \cdot 357 + 35,45 + 6,72 = 532 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_y = 109,8 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau = \gamma_2 \tau_p + \gamma_1 \tau_{s1} = 1,1 \cdot 18,56 + 1,25 \cdot 111 = 148 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma = [532^2 + 109,8^2 - 532 \cdot 109,8 + 3 \cdot 148^2]^{1/2} = 550 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} < 1,2 \sigma_e$$

Vérifié;

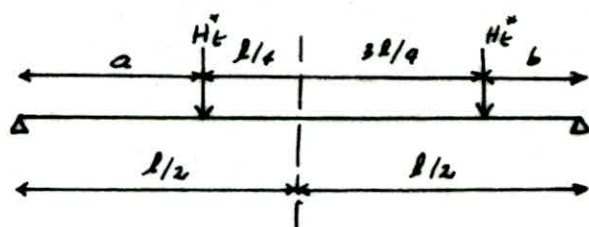


flèche horizontale.

$$e = 210 \text{ cm.}$$

$$a = l/2 - 2l/4 = 600/2 - 210/4 = 247,5 \text{ cm}$$

$$b = l/2 - 3l/4 = 600/2 - 3 \cdot 210/4 = 142,5 \text{ cm}$$



$$H_e^* = 300,53 \text{ kg.}$$

$$f_H = (H_e^* / 48EI) \cdot [a(3l^2 - 4a^2) + b(3l^2 - 4b^2)].$$

$$= (300,53 / 48 \cdot 21 \cdot 5410) \cdot [2,475(3 \cdot 6^2 - 4 \cdot 2,475^2) + 1,425(3 \cdot 6^2 - 4 \cdot 1,425^2)]$$

$$f_H = 0,19 < l/2000 = 600/2000 = 0,3 \text{ (vérifié).}$$

Vérif. au ~~voilement~~.

$$(\sigma/7)^2 + \tau^2 \leq 0,015 (1000 \cdot ea / l^2)^4 ?$$

$$(8,38/7)^2 + (2,467)^2 \leq 0,015 (1000 \cdot 7 / 188)^4 ?$$

$$7,52 \leq 28830,5 \text{ (vérifiée).}$$

- donc pas de risque de voilement \Rightarrow raidisseurs inutiles mais par construction on adoptera des raidisseurs en travée distants de 1m.

- Contrainte critique: $\sigma_{cr} = 81 \cdot 100 \text{ es} / b_0$

$$\left. \begin{array}{l} e_s = 1,1 \text{ cm} \\ b_0 = b/2 = 11 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow \sigma_{cr} = 81 \cdot 100 \cdot 1,1 / 11 = 810 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e \text{ vérifié.}$$

Etude des raidisseurs.

$$b_r \geq h_a / 10 + 40 = 188 / 10 + 40 = 46,27 \text{ mm.}$$

$$B_r = 200 \text{ mm} \Rightarrow b_r = 96,75 \text{ mm.}$$

épaisseur des raidisseurs.

$$e_r \geq B_r / 30 = 200 / 30 = 6,67 \text{ mm.}$$

$$\text{on prend } e_r = 8 \text{ mm.}$$

Condition de non écrasement: $T / e_r \cdot b_r \leq 1,5 \cdot \sigma_e$

T: réaction d'appui.

$$T = 4/3 \cdot 1,1 \cdot 247,5 + 3/2 \cdot 1,25 \cdot 1485 = 3147,4 \text{ daN.}$$

$$T/er.Br = 3147,4 / 0,8 \cdot 20 = 196,7 \text{ daN/cm}^2 \leq 1,5 \sigma_e \text{ vérifié}$$

On adoptera les mêmes raidisseurs en travée.

Vérif. des cordons de soudure.

$$\text{soit } a = 6 \text{ mm} \rightarrow a_s = 5,6 \text{ mm.}$$

$$(T/0,75 \cdot a_s \cdot 2l_i) \leq \sigma_e$$

$$2l_i = 2 \cdot 18,8 = 37,6 \text{ cm.}$$

$$3147,4 / 0,75 \cdot 0,56 \cdot 37,6 = 199,3 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e \text{ vérifié}$$

C. voie de roulement n° 3.

On a un pont suspendu à la traverse qui pour caractéristiques :

- charge nominale : $N = 1t$
- portée : $4,30 \text{ m}$
- distance entre galets : $e = 8,10 \text{ m}$
- $R_{\max} = 720 \text{ kg}$.
- $R_{\min} = 290 \text{ kg}$.

schéma statique de la poutre de roulement

On a une poutre isostatique de $l = 6 \text{ m}$ de portée

Calcul de M_{\max} et T_{\max} dus à R_{\max} (Th. de Barré)

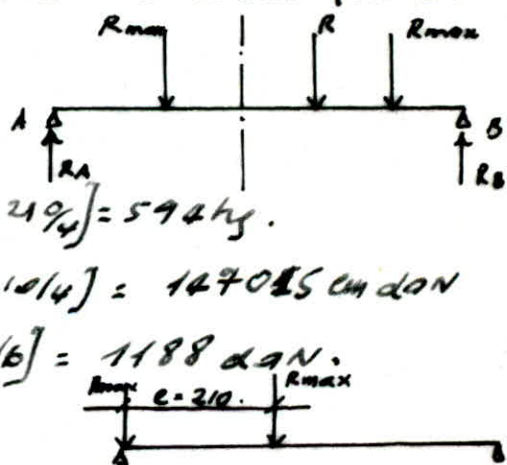
$$x = e/2 = 210/2 = 105$$

$$R_A + R_B = R = 2 \cdot 720 = 1440$$

$$R_A = R/2 [l/2 - e/4] = 1440/600 [600/2 - 210/4] = 594 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = R_A [l/2 - e/4] = 594 [600/2 - 210/4] = 147085 \text{ cm daN}$$

$$T_{\max} = R_{\max} [2l - e] : 720 (2 \cdot 6 - 21/6) = 1188 \text{ daN}$$



• Prédimensionnement de la poutre de roulement à la flèche.

$$f_T = f_1 + f_2 = \frac{R_{\max} \cdot a (3l^2 - 4a^2) + R_{\max} \cdot b (3l^2 - 4b^2)}{48EI}$$

$$A.N \quad a = l/2 - e/4 = 2,475 \text{ m.} \quad b = 1,425 \text{ m.}$$

$$R_{\max} = 720 \text{ kg} \rightarrow f_T = 2493/8 \leq l/250 = 0,8 \Rightarrow I \geq 2493/0,8 = 3116 \text{ cm}^4$$

On prendra un HEA 200 - avec $I = 3692 \text{ cm}^4$
 $w_x = 389 \text{ cm}^3$
 d'où $\sigma_s = M_{\max} / w_x = \frac{147015}{389} = 378 \frac{\text{dan}}{\text{cm}^2}$

$$\sigma_{s1} = T_{\max} \cdot s / e_a \cdot I = 1188 \cdot 215 / 0,65 \cdot 3692 = 106,5 \frac{\text{dan}}{\text{cm}^2}$$

* Poids propre.

$$P.P = 22,3 + 32 = 74,3 \text{ kg/ml.}$$

$$M_{p \max} = P l^2 / 8 = 74,3 \cdot 6^2 / 8 = 33435 \text{ cm dan}$$

$$T_p = P l / 2 = 74,3 \cdot 6 / 2 = 223 \text{ dan.}$$

$$\sigma_p = M_{p \max} / w_x = 33435 / 389 = 86 \frac{\text{dan}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{p1} = T_p \cdot s / e_a \cdot I = 223 \cdot 215 / 0,65 \cdot 3692 = 20 \frac{\text{dan}}{\text{cm}^2}$$

* Charges transversales.

$$M_t = P_{\max} \cdot e_0 + H_t \cdot c$$

$$H_t = 0,1 \cdot P_{\max} = 0,1 \cdot T_{\max} \text{ avec } T_{\max} = R_{\max} \left(\frac{2l - e}{2} \right) = 1188 \text{ dan}$$

$$H_t = 118,8 \text{ kg} \approx 119 \text{ kg}$$

$$M_t = 1188 \cdot 1,5 + 119 \cdot 6,5 = 2555,5 \text{ cm. dan}$$

$$H_t^* = H_t + M_t / h = 119 + 2555,5 / 19 = 253,5 \text{ kg.}$$

$$M_{\max} = H_t^* \cdot h = 253,5 \cdot 19 = 4816,5 \text{ cm. dan.}$$

$$T_{\max} = H_t (2l - e) / e = 119 \cdot (2 \cdot 6 - 2,1) / 6 = 196,35 \text{ dan}$$

$$\sigma_{s2} = M_{\max} / w_y = 4816,5 / 134 = 36 \frac{\text{dan}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{s2} = T_{\max} \cdot s_y / e_s \cdot I_y$$

$$s_{yy} = \frac{b^3 \cdot e^3 \cdot e}{8} = \frac{20^3 \cdot 0,65^3 \cdot 1,0}{8} = 50 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{s2} = 196,35 \cdot 50 / 1,0 \cdot 1936 = 7,35 \frac{\text{dan}}{\text{cm}^2}$$

* charge longitudinale.

$$H_L = P_{\max} / 7 = 1188 / 7 = 170 \text{ kg.}$$

$$\sigma_{s3} = H_L / A_s + 15 d^2 = 170 / 20 \cdot 1 + 15 \cdot 0,65^2 = 6,45 \frac{\text{dan}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{s3} = 0 \text{ (compression simple).}$$

- Contraintes secondaires.

- Contraintes secondaires dues aux charges localisées.

$$\begin{aligned} a &= 50 \text{ mm} \\ e_r &= 65 \text{ mm} \\ e_s &= 10 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z &= a + 2(e_r + e_s) \\ &= 50 + 2(65 + 10) = 200 \text{ mm} \end{aligned}$$

Recommandations du CTICM

$$\sigma_y = \varphi_p \cdot P / z \cdot a$$

$$P = 3/2 \cdot R_{\max} = 3/2 \cdot 720 = 1080 \text{ kg}$$

$$\sigma_y = 1,15 \cdot 1080 / 20 \cdot 0,05 = 95,5 \text{ daN/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_y = 0,2 \cdot \sigma_y = 19,1 \text{ daN/cm}^2$$

Vérif. de la résistance.

* Contrainte de flexion.

$$4/3 \cdot \varphi_2 \cdot \sigma_p + 3/2 (\varphi \cdot \sigma_1 + \sigma_{s2} + \sigma_{s2}) \leq \sigma_e$$

$$4/3 \cdot 1,1 \cdot 86 + 3/2 (1,25 \cdot 378 + 36 + 6,45) = 898,5 \text{ daN/cm}^2 < 2400 \text{ vérifié.}$$

* Contrainte de pression localisée.

$$\sigma_y = 95,5 < 1,5 \cdot \sigma_e = 3600 \text{ daN/cm}^2 \text{ vérifié}$$

* Contrainte de cisaillement.

$$4/3 \cdot \varphi_2 \cdot \bar{\sigma}_p + 3/2 (\varphi \cdot \bar{\sigma}_M + \bar{\sigma}_M) \leq \sigma_e / 1,54$$

$$4/3 \cdot 1,1 \cdot 20 + 3/2 (1,25 \cdot 106,5 + 7,35) = 240 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e / 1,54 \text{ vérif.}$$

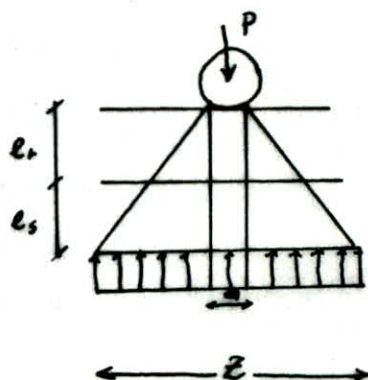
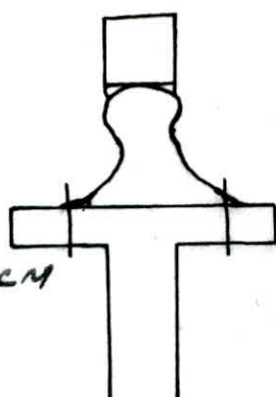
* Contraintes multiples.

$$\sigma = (\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3\tau^2)^{1/2} \leq 1,2 \sigma_e$$

$$\sigma_x = \varphi_2 \cdot \sigma_p + \varphi \cdot \sigma_1 + \sigma_{s2} + \sigma_{s2} = 1,1 \cdot 86 + 1,25 \cdot 378 + 36 + 6,45$$

$$\sigma_x = 571,75 \text{ daN/cm}^2 ; \quad \sigma_y = 95,5 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau = \varphi_2 \cdot \bar{\sigma}_p + \varphi \cdot \bar{\sigma}_s = 1,1 \cdot 20 + 1,25 \cdot 106,5 = 144,5 \text{ daN/cm}^2$$



$$\sigma = \left[(571,75)^2 + (95,5)^2 - 571,75 \cdot 95,5 + (144,5)^2 \right]^{1/2} = 586,6 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma < 1,2 \cdot 2400$ vérifié.

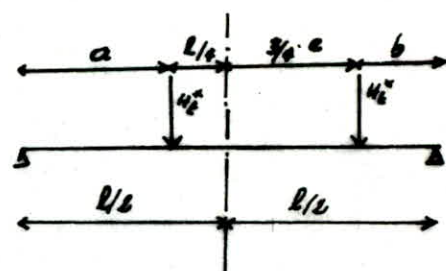
* flèche horizontale.

$$e = 2,10 \text{ m.}$$

$$a = l/2 - e/4 = 6/2 - 2,1/4 = 2,475 \text{ m.}$$

$$b = l/2 - 3e/4 = 6/2 - 3 \cdot 2,1/4 = 1,425 \text{ m}$$

$$H_e^* = 253,5 \text{ kg.}$$



$$F_H = f_{1H} + f_{2H} = \frac{H_e^*}{48EI} [a(3l^2 - 4a^2) + b(3l^2 - 4b^2)].$$

$$= 253,5 / (48 \cdot 2,1 \cdot 3692) [2,475(3 \cdot 6^2 - 4 \cdot 2,475^2) + 1,425(3 \cdot 6^2 - 4 \cdot 1,425^2)]$$

$$F_H = 0,24 < l/2000 = 0,3 \text{ cm} \text{ vérifié.}$$

verif. au voilement.

$$(\sigma/7)^2 + \tau^2 \leq 0,015 \cdot (1000 \cdot e_a/4a)^4$$

$$(808,5/7)^2 + 240^2 \leq 0,015 \cdot (1000 \cdot 6,5/70)^4 ?$$

$$174 \leq 32059 \text{ vérifié.}$$

Donc pas de risque de voilement \Rightarrow raidisseurs inutiles, mais par mesure constructive, on adoptera des raidisseurs à l'appui en travée distants de 1m contraintes critiques.

$$\sigma_{cr} = 81(100 \cdot 4/60) \text{ avec } e_s = 1 \text{ cm, } b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$\sigma_{cr} = 81 \cdot 100/10 = 810 \text{ daN/cm}^2$$

* Etude des raidisseurs.

- à l'appui : largeur des raidisseurs (b_r)

$$b_r \geq h_a/30 + 40 = 170/30 + 40 = 46 \text{ mm.}$$

$$b_r \geq 180 \div 200 \text{ soit } b_r = 200 \text{ mm (} b_r = 95 \text{ mm)}$$

Épaisseur des raidisseurs. $e_r \geq b_r/30 = 6,67 \text{ mm}$ (soit $e_r = 8 \text{ mm}$)

Condition de non écrasement.

$$T/(\sigma_r \cdot b) \leq 1,5 \sigma_c \quad (T: \text{reaction d'appui})$$

$$T = 413,4 \cdot 74,3 \cdot \frac{6}{2} + \frac{3}{2} \cdot 1,25 \cdot 1188 = 2554,42 \text{ dan.}$$

$$T/0,8 \cdot 20 = 159,65 \text{ dan/cm}^2 < 1,5 \cdot 2400 \text{ vérifiée.}$$

- On adoptera les mêmes raidisseurs en travée.

* Vérif. des cordons de soudures.

$$\text{on prend } a = 6 \text{ mm} \rightarrow a_x = 5,6 \text{ mm.}$$

- on a des cordons latéraux.

il faut vérifier $T/0,75 a_x \cdot z_{li} \leq \sigma_{en}$

$$z_{li} = 2 \cdot 17 = 34 \text{ cm.}$$

$$2554,42 / 0,75 \cdot 5,6 \cdot 34 = 179 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{en} \text{ vérifié.}$$

D. Voie de roulement n° 4.

On a un mono rail suspendu à la traverse qui a pour caractéristiques.

- charge nominale $N = 9,5 \text{ t.}$
- distance entre galets: $e = 1 \text{ m}$
- $R_{max} = 550 \text{ kg.}$

* Schéma statique de la poutre de roulement.

- on a une poutre isostatique de $l = 6 \text{ m}$ de portée.

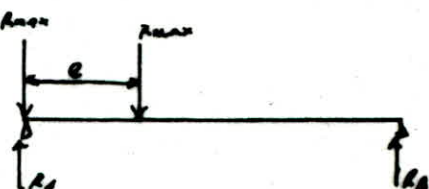
Calcul de M_{max} et T_{max} dus à R_{max} (Th. Barré)

$$x = l/2 = 600/2 = 300 \text{ cm.}$$

$$R_A = R/e (l/2 - e/4) = 504 \text{ kg}$$

$$M_{max} = R_A (l/2 - e/4) = 504 (600/2 - 100/4) = 138600 \text{ dan.}$$

$$T_{max} = R_{max} \left[\frac{2l - e}{2} \right] = 504 \left(\frac{2 \cdot 6 - 1}{2} \right) = 1008 \text{ dan}$$



Prédimensionnement de la poutre à la flèche.

$$f_T = [R_{\max} \cdot a(3l^2 - 4a^2) + R_{\max} \cdot b(3l^2 - 4b^2)] / 48EI \leq \bar{f} = \frac{l}{750}$$

$$f_T = 2244 / I \leq 0,8 \Rightarrow I \geq 2244 / 0,8 = 2805 \text{ cm}^4$$

On choisira un HEA 200 avec $I_x = 3692 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{s1} = M_{\max} / W_x = 1586 / 389 = 356,3 \text{ dan/cm}^2$$

$$\tau_{s1} = T \cdot s / e_a \cdot I = 1008 \cdot 215 / 3692 \cdot 0,65 = 90,3 \text{ dan/cm}^2$$

* Poids propre.

$$\text{HEA 200} = 42,3 + 32 = 74,3 \text{ kg/ml}$$

$$M_{p\max} = P \cdot l^2 / 8 = 74,3 \cdot 6^2 / 8 = 33435 \text{ dan.cm}$$

$$\sigma_p = M_{p\max} / W_x = 33435 / 389 = 86 \text{ dan/cm}^2$$

$$\tau_p = T_p \cdot s / e_a \cdot I = 74,3 \cdot 6 \cdot 215 / (2 \cdot 0,65 \cdot 3692) = 20 \text{ dan/cm}^2$$

* Charges transversales.

$$M_t = P_{\max} \cdot e_0 + H \cdot e \quad \text{avec } H_t = 0$$

$$P_{\max} = R_{\max} \left(\frac{2l - e}{2} \right) = 550 \left(\frac{2 \cdot 6 - 1}{2} \right) = 1008 \text{ kg}$$

$$M_t = 1008 \cdot 1,5 = 1512 \text{ dan.cm}$$

$$H_e = M_t / h = 1512 / 190 = 8 \text{ dan}$$

$$M_{\max} = M_t = 1512 \text{ dan.cm}$$

$$\sigma_{s2} = M_{\max} / W_y = 1512 / 389 = 4 \text{ dan/cm}^2$$

$$\tau_{s2} = T_{\max} \cdot s / e_s \cdot F_y \quad \text{avec } T_{\max} = H_e \cdot \frac{2l - e}{2} = 0 \quad (H_e = 0)$$

$$\tau_{s2} = 0$$

* Charges longitudinales.

$$H_e = P_{\max} / 7 = 1008 / 7 = 144 \text{ kg}$$

$$\sigma_{s3} = H_e / A_s + 15 \cdot \sigma^2 = 144 / (20,1 + 15 \cdot 0,65^2) = 5,5 \text{ dan/cm}^2$$

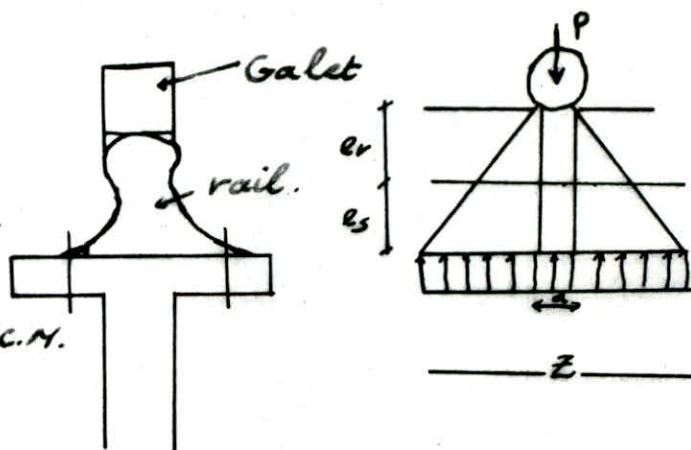
$$\tau_{s3} = 0$$

Contraintes Secondaires.

- Contraintes secondaires dues aux charges localisées.

$$\begin{aligned} a &= 50 \text{ mm} \\ e_r &= 65 \text{ mm} \\ e_s &= 10 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bar{x} &= a + 2(e_r + e_s) \\ &= 50 + 2(65 + 10) = 200 \text{ mm} \end{aligned}$$



* Recommandations du C.T.I.C.M.

$$\sigma_y = \gamma_p \cdot P / 2 \cdot e_a$$

$$P = 3/2 \cdot R = 3/2 \cdot 550 = 825 \text{ kg}$$

$$\sigma_y = 1,15 \cdot 825 / 20 \cdot 0,65 = 73 \text{ daN/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_y = 0,2 \cdot \sigma_y = 0,2 \cdot 73 = 14,6 \text{ daN/cm}^2$$

Vérifications de la Résistance.

* Contrainte de flexion.

$$4/3 \cdot \gamma_2 \cdot \sigma_p + 3/2 \cdot (\gamma_1 \cdot \sigma_{s1} + \sigma_{s2} + \sigma_{s3}) \leq \sigma_e$$

$$4/3 \cdot 1,1 \cdot 86 + 3/2 \cdot (1,25 \cdot 356,3 + 4 + 5,5) = 808,5 \text{ daN/cm}^2$$

$$808,5 < \sigma_e \quad (\text{Vérifié})$$

* Contrainte de Pression localisée.

$$\sigma_y = 73 < 1,5 \cdot \sigma_e = 3600 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{Vérifié.}$$

* Contrainte de cisaillement.

$$4/3 \cdot \gamma_2 \cdot \bar{\sigma}_p + 3/2 \cdot (\gamma_1 \cdot \bar{\sigma}_{s1} + \bar{\sigma}_{s2}) \leq \sigma_e / 1,54$$

$$4/3 \cdot 1,1 \cdot 20 + 3/2 \cdot (1,25 \cdot 40,3) = 198,6 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e / 1,54 \quad \text{Vérif.}$$

* Contraintes multiples.

$$\sigma = [\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau^2]^{1/2} \leq 1,2 \sigma_e$$

$$\sigma_x = \gamma_2 \cdot \sigma_p + \gamma_1 \cdot \sigma_{s1} + \sigma_{s2} + \sigma_{s3}$$

$$\sigma_x = 1,1 \cdot 86 + 1,15 \cdot 356,3 + 4 + 5,5 = 514 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_y = 73 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma = \gamma_s \cdot \bar{\sigma}_p + \gamma_f \cdot \bar{\sigma}_s = 1,1 \cdot 20 + 1,15 \cdot 90,3 = 126 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma = (514^2 + 73^2 - 514 \cdot 73 + 3 \cdot 126^2)^{1/2} = 528,8 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma < 1,2 \cdot \sigma_e \text{ vérifié.}$$

*. flèche horizontale.

$$a = 1 \text{ m}$$

$$a = l/2 - e/4 = 6/2 - 1/4 = 2,75 \text{ m}$$

$$b = l/2 - 3e/4 = 6/2 - 3/4 = 2,25 \text{ m}$$

$$H_e'' = 8 \text{ kg}$$

$$f_H = H_e'' / 48 E I_z \cdot [a(3l^2 + a^2) + b(3l^2 - 4b^2)]$$

$$f_H = 8 / (48 \cdot 21 \cdot 3692) \cdot [2,75(3 \cdot 6^2 + 4 \cdot (2,75)^2) + 2,25(3 \cdot 6^2 - 4 \cdot (2,25)^2)]$$

$$f_H = 9 \cdot 10^{-3} \text{ cm} < l/2000 = 0,3 \text{ cm} \text{ vérifié.}$$

Vérif. au voilement.

$$(\sigma/f)^2 + \sigma^2 \leq 0,015 (1000 \cdot e_a / h_a)^4$$

$$(808,5/f)^2 + (198,6)^2 = 5,28 (\text{dan/mm}^2)^2 < 0,015 (1000 \cdot 6,5 / 170)^4$$

$$5,28 < 32059 \text{ vérifié.}$$

Donc pas de risque de voilement \Rightarrow raidisseurs non nécessaires mais pour des mesures constructives on adoptera des raidisseurs à l'appui et entravé distant de 1 m.

contraintes critiques.

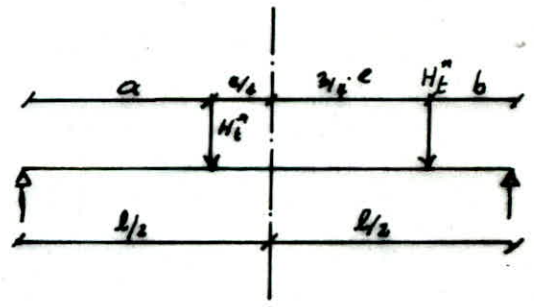
$$\sigma_{cr} = 81 \cdot (100 \cdot e_s / b_0) \text{ avec } e_s = 10 \text{ m}; b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$\sigma_{cr} = 81 \cdot 100 \cdot 1 / 10 = 810 \text{ dan/cm}^2$$

Étude des raidisseurs.

à l'appui: Longueur des raidisseurs (b_r)

$$b_r \geq (h_a / 30) + 40 = 170 / 30 + 40 = 46 \text{ mm}$$



$B_r \geq 180 \div 200 \text{ mm}$. Soient. $B_r = 200 \text{ mm}$
 $b_r = 95 \text{ mm}$.

Épaisseur des raidisseurs.

$$e_r \geq B_r / 30 = 200 / 30 = 6,67 \text{ mm}.$$

$$\text{Soit } e_r = 8 \text{ mm}.$$

Condition de non écrasement.

$$T / e_r \cdot B_r \leq 1,56 \sigma_c$$

T : réaction d'appui.

$$T = 413 \cdot 1,1 \cdot 74,3 \cdot 6/2 + 3/2 \cdot 1,25 \cdot 808,5 = 1843 \text{ dan}.$$

$$T / e_r \cdot B_r = 1843 / 9,8 \cdot 20 = 115,2 \text{ dan/cm}^2 < 1,56 \sigma_c \text{ Vérif.}$$

On adoptera les mêmes raidisseurs en travée.

Vérif. des cordons de soudures.

$$\text{On prend } a = 6 \text{ mm} \rightarrow a_r = 5,6 \text{ mm}.$$

on a des cordons Patéraux.

il faut vérifier. $T / (0,75 \cdot a_r \cdot 2 l_i) \leq \sigma_{cu}$.

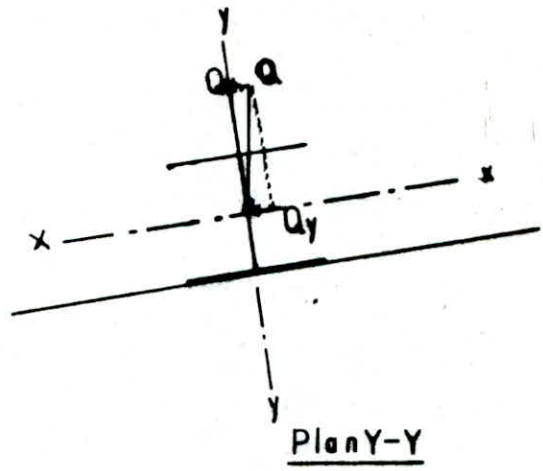
$$2 l_i = 2 \cdot 17 = 34 \text{ cm}.$$

$$1843 / (0,75 \cdot 0,56 \cdot 34) = 129 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_c \text{ vérifié}$$

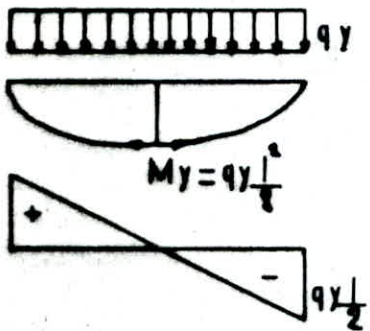
PINNE

Pannes des versants inclinés

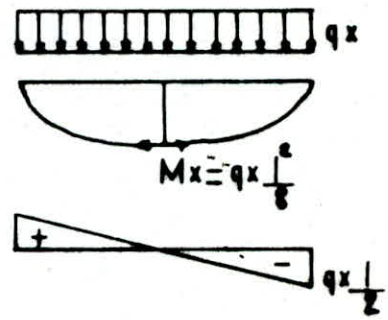
Schéma statique



Plan X-X



Plan Y-Y



Évaluation des charges et surcharges.

a. Charges permanentes.

- Poids propre de la panne ----- 20 kg/ml
 - Poids de couverture + étanchéité ----- 40 --||--
(20.2 = 40 kg/ml)
 - Poids d'éléments divers: 20 kg/m² ----- 40 --||--
(20.2 = 40 kg/ml)
- C_p = 100 kg/ml.

b. Surcharges climatiques.

- Neige normale: 45 kg/m² → N_n = 45.2 = 90 kg/ml.
- Neige extrême: 75 kg/m² → N_e = 75.2 = 150 --||--

Vent sur toiture.

- Vent normal. (e-u). α_c = -0,768.55,16 = -42,36 kg/m²
- V_n = -42,36.2 = -84,72 kg/ml ≈ -85 kg/ml.
- V_e = 1,75 V_n = -148,75 kg/ml.

Recherche de la combinaison la plus défavorable.

$$4/3 \cdot C_p + 3/2 \cdot N_n = 4/3 \cdot 100 + 3/2 \cdot 90 = 268,33 \text{ kg/ml.}$$

$$C_p + 5/2 \cdot V_n = 100 - 5/2 \cdot 85 = -27,5 \text{ kg/ml.}$$

$$C_p + N_e = 100 + 150 = 250 \text{ kg/ml.}$$

$$C_p + V_e = 100 - 148,75 = -48,75 \text{ kg/ml}$$

finalement la combinaison la plus défavorable est

$$4/3 \cdot C_p + 3/2 \cdot N_n = 268,33 \text{ kg/ml.}$$

d'où $q = 268,33 \text{ kg/ml.}$

$$q_x = q \cdot \cos \alpha = \cos 2,86^\circ \cdot 268,33 = 267,66 \text{ kg/ml.}$$

$$q_y = q \cdot \sin \alpha = \sin 2,86^\circ \cdot 268,33 = 13,57 \text{ kg/ml.}$$

$$\alpha = \arctan 0,05 = 2,86^\circ.$$

$$M_{y \max} = q_y \cdot l^3 / 8 = 13,37 \cdot 6^3 / 8 = 60,16 \text{ kg.m.}$$

$$M_{x \max} = q_x \cdot l^3 / 8 = 267,66 \cdot 6^3 / 8 = 1204,47 \text{ kg.m.}$$

$$T_x \max = q_x \cdot l / 2 = 267,66 \cdot 6 / 2 = 803 \text{ kg}$$

$$T_y \max = q_y \cdot l / 2 = 13,37 \cdot 6 / 2 = 40,11 \text{ kg.}$$

Dimensionnement de la panne.

Notre panne est soumise à la flexion déviée, on calculera

la panne par la méthode dite "méthode η " avec $n=7$.

$$\sigma = \frac{M_{x \max}}{W_x} + \frac{M_{y \max}}{W_y} \leq \sigma_c.$$

$$W_x^{\text{req}} \geq \frac{M_{x \max} \left(1 + \eta \cdot \frac{M_y}{M_x}\right)}{\sigma_c} = \frac{1204,47 \cdot \left(1 + 7 \cdot \frac{60,16}{1204,47}\right)}{2400}$$

$$W_x^{\text{req}} \geq 67,73 \text{ cm}^3. \quad \text{On choisira un IPE 140.}$$

$$\text{IPE 140.} \quad I_x = 511 \text{ cm}^4 \quad S^{\text{ax}} = 44,2 \text{ cm}^3$$

$$W_x = 77,5 \text{ cm}^3 \quad m = 12,9 \text{ kg/ml}$$

$$A = 16,4 \text{ cm}^2 \quad e = 6,9 \text{ mm}$$

$$J = 2,54 \text{ cm}^4 \quad W_y = 12,3 \text{ cm}^3.$$

Vérifications.

$$q_p = 12,9 + 2 \cdot 40 = 95,8 \text{ kg/ml}$$

$$q = 4/3 \cdot q_p + 5/2 \cdot N_n = 4/3 \cdot 95,8 + 5/2 \cdot 90 = 258,87 \text{ kg/ml}$$

$$q_x = 258,54 \text{ kg/ml} \quad q_y = 12,92 \text{ kg/ml.}$$

$$M_x = 1168,43 \text{ kg.m.dan} \quad M_y = 58,12 \text{ kg.m.dan}$$

$$T_x = 775,62 \text{ kg.dan} \quad T_y = 38,76 \text{ dan.}$$

a. Vérification de la résistance.

$$\sigma = M_x / W_x + M_y / W_y = 1168,43 / 77,5 + 58,12 / 12,3 = 1977,6 \text{ dan}$$

$$\sigma = 1977,6 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_c = 2400. \quad \text{Vérifié.}$$

b. Vérification au cisaillement.

$$\bar{\tau}_x = T_x \cdot S^{xy} / I_y \cdot a \quad \text{et} \quad \bar{\tau}_y = T_y \cdot S^{xy} / I_x \cdot a$$

avec : $S^{xy} = 2 \frac{(b-a)}{2} \cdot e \left(\frac{b-a}{4} + \frac{a}{2} \right) = (73-47) \cdot 6,9 \left(\frac{73+47}{4} \right) = 9154 \text{ cm}^3$

$$\bar{\tau}_x = 775,62 \cdot 9154 / 44,9 \cdot 2 \cdot 9,69 = 114,58 \text{ dan/cm}^2$$

$$\bar{\tau} = \bar{\tau}_0 / 1,54 \quad \text{donc} \quad \bar{\tau}_x < \bar{\tau} \quad \text{vérifiée}$$

$$\bar{\tau}_y = 38,76 \cdot 44,2 / 541 \cdot 0,47 = 6,73 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\tau}_0 / 1,54 \quad \text{vérifiée}$$

c. Vérification à la rigidité.

Les flèches réelles sont calculées en utilisant toujours les caractéristiques brutes et les surcharges non pondérées d'après le CM66 et la RDM pour un chargement uniformément réparti. $f = 5/384 \cdot q' \cdot l^4 / EI \leq \bar{f}$

- avec $E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ dan/cm}^2$

$$\bar{f} = l / 200$$

Calcul de la charge q' (non pondérée).

$$q' = C_p + N_n = 32,4 + 150 = 182,9 \text{ kg/ml}$$

$$q'_x = q' \cdot \cos \alpha = 182,9 \cdot \cos 2,86 = 182,67 \text{ kg/ml}$$

$$q'_y = q' \cdot \sin \alpha = 182,9 \cdot \sin 2,86 = 9,12 \text{ — — —}$$

flèche suivant x

$$f_x = 5/384 \cdot q'_x \cdot l^4 / E \cdot I_x = 5/384 \cdot \frac{182,67 \cdot 6^4 \cdot 10^6}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 97,9} = 2,79 \text{ cm} < \bar{f} = 3 \text{ cm}$$

flèche suivant y.

$$f_y = 5/384 \cdot q'_y \cdot l^4 / E \cdot I_y = 5/384 \cdot \frac{9,12 \cdot 10^6 \cdot 6^4}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 44,9} = 1,63 \text{ cm} < \bar{f} = 3 \text{ cm}$$

d. Vérification au déversement : La semelle supérieure de la poutre ne peut déverser à cause de sa solidarité avec la tole de la couverture.

Reste à vérifier le déversement de la semelle inférieure avec une force ascendante q'' .

$$\text{ou } \left. \begin{aligned} q'' &= C_p + 3/2 \cdot U_n = 92,9 - 3/2 \cdot 85 = -34,6 \\ q'' &= C_p + U_e = 92,9 - 148,75 = -55,85 \end{aligned} \right\} \Rightarrow q'' = -55,85 \text{ kg/ml.}$$

Vérification préliminaire.

$$d = 3,5 l / b = 3,5 \cdot 600 / 7,3 = 287,67.$$

$$d = 287,67 \text{ (tableau 1.P.211 CM66)} \rightarrow K_y = 12,7$$

$$\sigma_p = q'' \cdot l^2 / 8 \omega_n = \frac{55,85 \cdot 6^2 \cdot 10^2}{8 \cdot 77,3} = 325,13 \text{ daN/cm}^2$$

$$K_y \cdot \sigma_p = 12,7 \cdot 325,13 = 4129,15 \text{ daN/cm}^2 > \sigma_e.$$

on passe à la vérification exacte.

On est dans le cas de pièces symétriquement chargées et appuyées.

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^6 \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{h^2}{l^2} (D-1) B \cdot C \text{ (daN/cm}^2 \text{)}.$$

$$\text{avec } D = \left(1 + 0,156 \cdot \frac{J \cdot l^2}{I_y \cdot h^2} \right)^{1/2} = \left(1 + 0,156 \cdot \frac{2,54 \cdot 600^2}{44,9 \cdot 14^2} \right)^{1/2}$$

$$D = 4,148$$

$$C = 1,132 \text{ (charge uniformément répartie - Tableau. P.91. CM66)}$$

$$B = 1 \text{ (Tableau. P.95 CM66)}.$$

Notre charge uniforme est appliquée au niveau de la membrure inférieure mais aussi ascendante, donc

$$B = \left[1 + \left(0,405 \cdot \frac{B \cdot C}{D} \right)^2 \right]^{1/2} - 0,405 \cdot \frac{B \cdot C}{D}$$

$$B = \left[1 + \left(0,405 \cdot \frac{1 \cdot 1,132}{4,148} \right)^2 \right]^{1/2} - 0,405 \cdot \frac{1 \cdot 1,132}{4,148} = 0,896$$

$$\text{d'où } \sigma_d = 4 \cdot 10^6 \cdot \frac{44,9}{541} \cdot \left(\frac{14}{600} \right)^2 \cdot 5,148 \cdot 0,896 \cdot 1,132 = 577,1 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_d = 577,1 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e.$$

on ne peut rien dire ...

On continue, en calculant d_0 .

$$d_0 = \frac{p}{h} \left[\frac{4.2x}{0.6.54} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_c} \right) \right]^{\frac{1}{2}} = \frac{600}{14} \left[\frac{4.541}{0.896.1.132.44,9} \left(1 - \frac{577,1}{2400} \right) \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$d_0 = 257,47 \text{ (CM 66. P. 211)} \rightarrow K_0 = 10,23.$$

$$K_d = K_0 / \left(1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_c} (K_0 - 1) \right) = 10,23 / \left(1 + \frac{577,1}{2400} (10,23 - 1) \right)$$

$$K_d = 3,177. \quad \text{avec } \sigma_f = 325,13 \text{ dan/cm}^2$$

On vérifiera $K_d \cdot \sigma_f = 3,177 \cdot 325,13 = 1033 \text{ dan/cm}^2$

$K_d \cdot \sigma_f = 1033 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_c$ vérifié.

Donc il n'y aura pas de déversement de la semelle inférieure de la panne.

Conclusion.

Pour les versants inclinés de toiture
On adoptera des pannes du type.

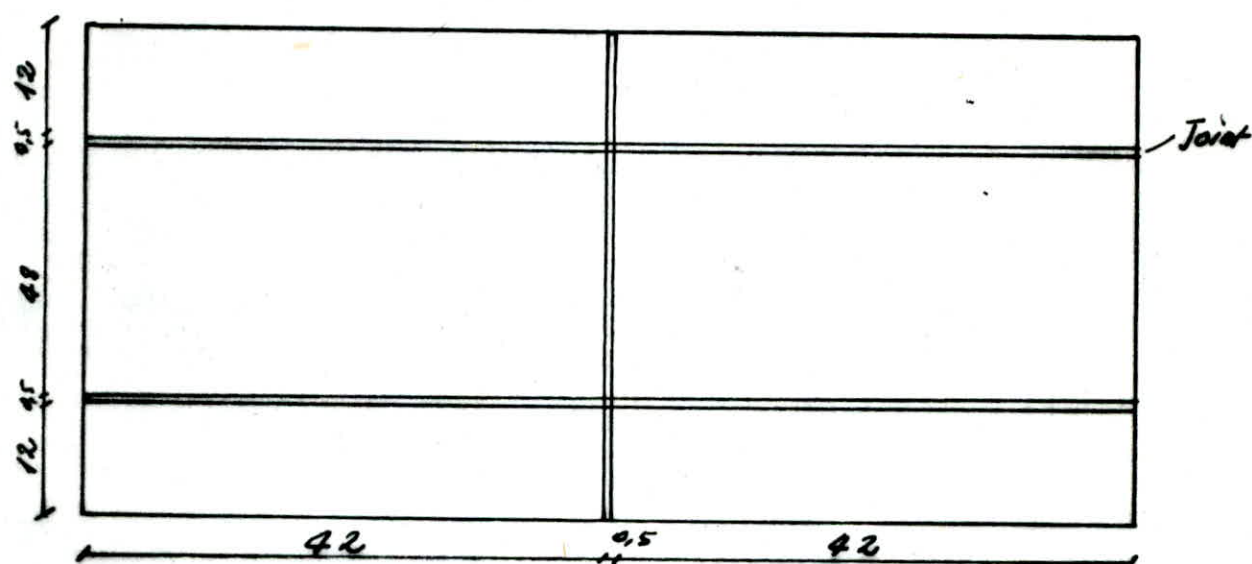
IPE. 140

S'EISME

-- Etude Sismique --

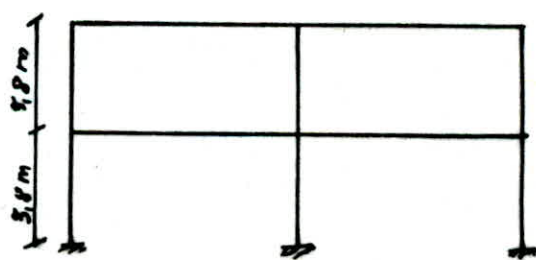
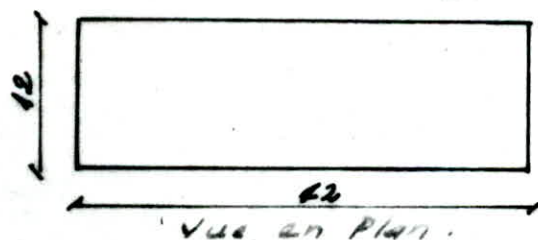
Notre étude au séisme va être faite selon les règles en vigueur. RPA. 81.

Notre structure comprend 1 hall et 2 blocs administratifs disposés de part et d'autre du hall dans le sens transversal. On a prévu un joint de dilatation sur la mi-longueur de la structure comme c'est indiqué sur le schéma-dessous.



Nous allons étudier séparément les blocs administratifs et le hall central.

a. Bloc administratif de gauche.



*. Force sismique minimale (formule de base).

$$V = A.D.B.Q.VV.$$

les coef. A, D, B et V sont identiques pour les blocs administratifs de gauche et de droite.

A: coef. d'accélération des zones A.

Il dépend du gpe d'usage de la structure et de la zone sismique. Notre bâtiment est à usage de bureaux donc du gpe d'usage 2. (Annexe 1. RPA 81). et il sera implanté dans la région de Bouhanifia, donc dans la zone sismique (II. fig. 3 P. 15. RPA 81). d'où la valeur de A est (Tableau 1. P. 16. RPA 81)

$$\underline{A = 0,15}$$

D: facteur d'amplification dynamique moyen.

Il est fonction des dimensions de la structure et de la nature du sol.

Dans notre cas la hauteur du bâtiment est de :

($H = 7,6 \text{ m}$) et la longueur est de ($L = 42 \text{ m}$).

$$\rightarrow T = 0,09H / \sqrt{L} \quad (3-14) \quad (P. 20 \text{ RPA 81})$$

$$T = 0,09 \cdot 7,6 / \sqrt{42} = 0,105 \text{ s}$$

Avec un sol ferme, on tire la valeur de D de la fig. 4. P. 17 RPA 81. $\underline{D = 2}$

Dans le sens transversal $L = 12 \text{ m} \rightarrow 0,09 \cdot 7,6 / \sqrt{12} = 0,25$

$$\rightarrow \underline{D = 2}$$

B: facteur de comportement de la structure.

Il dépend du type de la structure et de la nature de ses contreventements. Notre struct. est un portique autostable. (Tabl. 2 P. 22) $\rightarrow \underline{B = 0,25}$

Q: facteur de qualité. Le facteur de qualité du système de contreventement d'une structure

donnée est fonction de : - l'hyperstaticité, - la surabondance en Plan, - la symétrie en élévation, - le contrôle de la qualité des matériaux et le contrôle de la qualité de la construction.

La valeur Q devra être déterminée par la formule (3-5. RPA 81). $Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$.

où P_q est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q , et donc du tableau 3. P. 26 du RPA 81. On tire les valeurs de P_q .

1. Conditions minimales des files portées non vérifiées $\rightarrow P_1 = 0,1$.
2. Surabondance en plan non vérifiée $\rightarrow P_2 = 0,1$.
3. Symétrie en plan vérifiée $\rightarrow P_3 = 0$
4. Régularité en élévation vérifiée $\rightarrow P_4 = 0$
5. Contrôle de la qualité des matériaux vérifié $\rightarrow P_5 = 0$
6. Contrôle de la qualité de la construction vérifié $\rightarrow P_6 = 0$

$$\sum_{q=1}^{q=6} P_q = 0,2.$$

d'où la valeur de Q . $Q = 1 + 0,2 = 1,2$.

- W : Poids de la structure.

Le poids total w comprend la totalité des charges permanentes et 25% des charges d'exploitation Niveau 1. Plancher.

- * Pds Propre du Plancher $447 \text{ kg/m}^2 \rightarrow 447 \cdot 12 \cdot 42 = 240408 \text{ kg}$
- * " " " des solives $30,7 \text{ " " " } \rightarrow 30,7 \cdot 42 \cdot 12 = 16762 \text{ " " "}$
- * " " " des poutres $105 \text{ " " " } \rightarrow 105 \cdot 8 \cdot 12 = 10080 \text{ " " "}$
- * " " " des poteaux $57,1 \text{ " " " } \rightarrow 57,1 \cdot 3,8 \cdot 24 = 5207,52 \text{ " " "}$

* Pds propre des lisses de bardages UAP 200 $\rightarrow 25,1 \text{ kg/ml}$.

$$\rightarrow 25,1 \cdot 3(42+12) \cdot 2 = 8132,5 \text{ kg.}$$

* P. Propre de la Couverture des parois extérieures, doubles

cloisons en briques creuses. $150 \text{ kg/m}^2 \rightarrow 150 \cdot 2 \cdot 3,8(42+12)$

$$= 61560 \text{ kg.}$$

* Charges d'exploitation du plancher $S = 500 \cdot 12 \cdot 42 = 252000 \text{ kg.}$

$$\text{d'où } W_1 = P_1 + 0,25S = 405,15 \text{ t.}$$

Niv. 2. traverse.

* P. Propre des poteaux (2PG 360): $57,1 \text{ kg/ml}$

$$57,1 \cdot 3,8 \cdot 24 = 5207,52 \text{ kg.}$$

* traverses (HEA 260): $68,2 \text{ kg/ml} \rightarrow 68,2 \cdot 12 \cdot 8 = 6547,2 \text{ kg.}$

* lisses de bardages UAP 200: $25,1 \text{ kg/ml}$.

$$25,1 \cdot 3(42+12) \cdot 2 = 8132,5 \text{ kg.}$$

* Couverture des parois extérieures.

- Mur en maçonnerie à $1,1 \text{ m}$ du sol avec 400 kg/m^2 .

$$400 \cdot 1,1 \cdot 2(42+12) = 48520 \text{ kg.}$$

- Double cloisons en brique creuse avec 150 kg/m^2 .

$$150 \cdot 2 \cdot (3,8 - 1,1)(42+12) = 43740 \text{ kg.}$$

* Charges d'exploitation: 100 kg/m^2 .

$$S = 100 \cdot 12 \cdot 42 = 50400 \text{ kg} \rightarrow 0,25 \cdot S = 12600 \text{ kg.}$$

$$W_2 = 123747 \text{ kg} = 124 \text{ t.}$$

$$W_{\text{tot}} = W_1 + W_2 = 405,15 + 124 = 529,15 \text{ t.}$$

$$V = ADBQ \cdot W = 0,15 \cdot 2 \cdot 0,25 \cdot 1,2 \cdot 529,15 = 47,62 \text{ t (dans les 2 directions)}$$

Distribution des forces latérales.

$V = F_0 + \sum_{i=1}^n F_i$ avec
dans notre cas $F_0 = 0$ ($T < 0,75$ et $n = 2$).

$$\Rightarrow V = \sum_{i=1}^n F_i \quad F_k = V \cdot W_k \cdot h_k / \sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i$$

Niv. 1 Plancher:

$$W_1 = 405,15 \text{ t} \quad \left. \begin{array}{l} \rightarrow F_1 = \frac{47,62 \cdot 405,15 \cdot 3,8}{405,15 \cdot 3,8 + 124 \cdot 7,6} = 29500 \text{ daN} \\ h_1 = 3,8 \text{ m} \end{array} \right\}$$

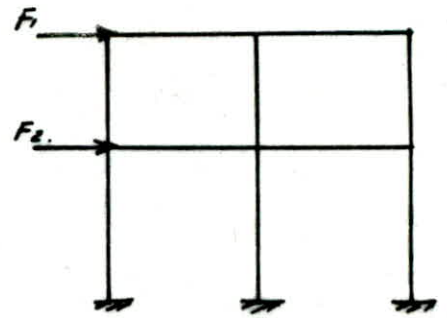
$$W_2 = 124 \text{ t} \quad \left. \begin{array}{l} \rightarrow F_2 = \frac{47,62 \cdot 124 \cdot 7,6}{405,15 \cdot 3,8 + 124 \cdot 7,6} = 18100 \text{ daN} \\ h_2 = 7,6 \text{ m} \end{array} \right\}$$

Séisme sens transversal.

sur un Portique intermédiaire.

$$F_1 = f_1/8 = 29,5/8 = 3600 \text{ dan}$$

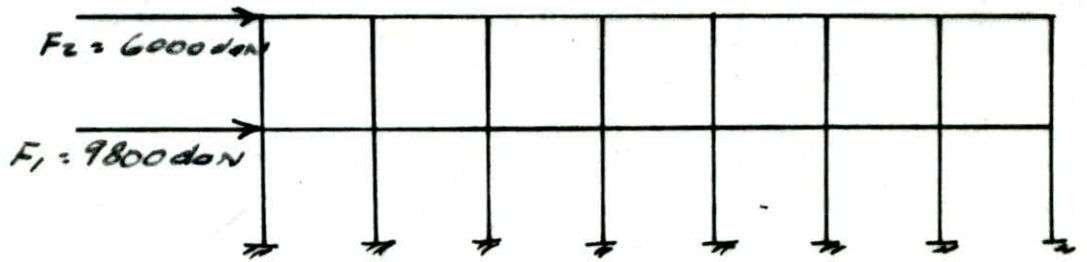
$$F_2 = f_2/8 = 18,1/8 = 2300 \text{ dan.}$$



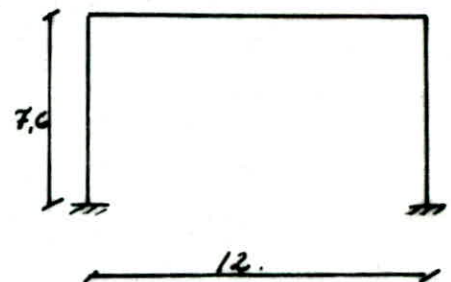
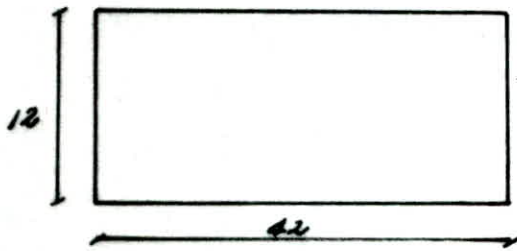
Séisme sens longitudinal.

$$F_1 = F_1/3 = 29,5/3 = 9800 \text{ dan}$$

$$F_2 = F_2/3 = 18,1/3 = 6000 \text{ dan.}$$



b. Étude sismique du bloc administratif de droite.



ce qui change dans la formule de base pour le bloc de droite, c'est uniquement w (Pds propre de la structure).

* Pds propre de la toiture.

- TV 40 $\rightarrow 20 \text{ kg/m}^2 \rightarrow 20 \cdot 12 \cdot 42 = 10080 \text{ kg.}$

- pannes $\rightarrow 12,9 \text{ --} \rightarrow 12,9 \cdot 42 \cdot 2 = 3793 \text{ --}$

- faux plafond $\rightarrow 28 \text{ kg/m}^2 \rightarrow 28 \cdot 12 \cdot 42 = 14112 \text{ kg.}$

* traverse $\rightarrow \text{HEA 260} \rightarrow 68,2 \text{ kg/ml}$

$$68,2 \cdot 12 \cdot 8 = 6547,2 \text{ kg.}$$

* poteaux: HEA 500.

$$155 \text{ kg/ml. } 155 \cdot 7,6 \cdot 16 = 18848 \text{ kg.}$$

* lisses de bardages $\rightarrow 25,1 \text{ kg/ml}$

$$25,1 \cdot 6 \cdot 2 \cdot (42 + 12) = 16265 \text{ kg.}$$

* Couverture des parois extérieures.

- Maçonnerie $400 \text{ kg/m}^2 \rightarrow 400 \cdot 1,1 (42+12) = 23760 \text{ kg}$
- Double cloison $150 \text{ kg/m}^2, 150 \cdot (2 \cdot 7,6 - 1,1) (42+12) = 114210 \text{ kg}$
- + Cloisons intérieures $75 \text{ kg/m}^2 \rightarrow 75 \cdot 12 \cdot 42 = 37800 \text{ kg}$.
- * Selles. $0,25 \cdot 5 = 12600 \text{ kg}$.

$$W = 258000 \text{ kg.}$$

$$V = ADBQW = 0,15 \cdot 2 \cdot 0,25 \cdot 1,2 \cdot 258000 = 23220 \text{ dan}$$

$$\text{- d'où } F = V = 23220 \text{ dan.}$$

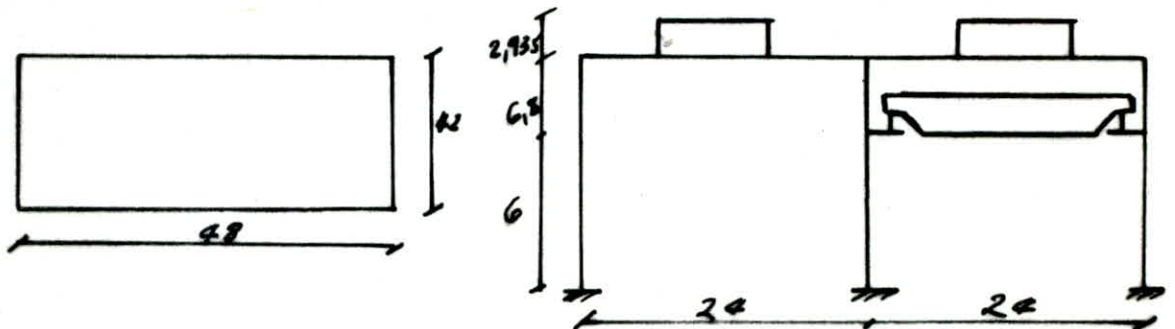
Sens transversal.

$$F = F/8 = 2902,5 \text{ dan} \quad F_i = 2902,5 \text{ dan.}$$

Sens longitudinal.

$$F = F/2 = 23220/2 = 11610 \text{ dan.}$$

C. Etude sismique, du bloc central.



formule de base.

$$V = ADBQW. \quad A = 0,15.$$

$D = ? \quad H = 15,735 \text{ m}$ - sens longit. $L = 42 \text{ m} \rightarrow T = 0,2185$
 - sens transv. $L = 48 \text{ m} \rightarrow T = 0,2046$

Dans les 2 cas, on trouve $D = 2,00$.

$$B = 0,25.$$

$$Q = 1,2 \quad W = \text{poids total de la structure.}$$

1. Poids des 2 lanternes.

$$TN40 \rightarrow 20 \cdot 24 \cdot 36 = 17280 \text{ kg.}$$

$$\text{Pannes} \rightarrow 12,9 \cdot 16 \cdot 36 = 7430 \text{ kg.}$$

$$\text{Traverses (IPE 200)} \rightarrow 2,4 \cdot 7 \cdot 24 = 3768 \text{ kg.}$$

$$\text{Pieds droits (IPE 200)} \rightarrow 22,4 \cdot 7 \cdot 2,4 = 3500 \text{ kg.}$$

$$\text{Vitrages } 20 \text{ kg/m}^2 \rightarrow 20 \cdot 4 \cdot 2,4 \cdot 36 = 6912 \text{ kg.}$$

$$\text{Lisses} \rightarrow 30,7 \text{ kg/ml} \rightarrow 30,7 \cdot 3 \cdot 36 \cdot 4 = 13262 \text{ kg.}$$

$$W_L = 51657 \text{ kg.}$$

Poids du lanterneau revenant à un Portique.

$$W_L = W_L / 7 = 7379,5 \text{ kg.}$$

2. Poids de la structure principale.

TN 40	→	20.42.24	=	20160	kg
Pannes	→	19,9.42.12.	=	6500	-11-
traverses	→	155.8.480	=	59520	-11-
Poteaux	→	155.12,8.3.8	=	47616	-11-
Potelets	→	693.12.12,8	=	9262	-11-
Lisses	→	30,7[48.6+2.42.3]	=	15578	-11-
couverture bardage. TN 40, 20 kg/m ² .					
20[48.12,8+2.42.5,2] = 21024 kg.					
Maçonnerie → 400 kg/m ³ à 1,1 m du sol.					
400.1,1.48 = 21120 kg.					

d'où W de la structure principale.

$$W_s = 201780 \text{ kg.}$$

Poids revenant à un portique : $W'_s = W_s / 8 = 25222,5 \text{ kg}$

Niv. 1 (traverse). $W_i = W'_s + W'_L = 32602 \text{ kg.}$

Voies de roulement.

Voie n° 1. Par Portique.

- Poutre de roulement (HEA 360) + rail → 144 kg/m

$$144.42.2/8 = 1512 \text{ kg.}$$

- Pont + chariot. PP = 2 (R_{max} + R_{min}) = 2 (8400 + 3430) - 10000 = 13660 kg.

4AP130 + Passerelle = $\frac{13,7 + 7800.60.10^{-4}}{8} \cdot 2.42 = 635,25 \text{ kg.}$

Schge S = 10000 kg → $W_v = 25807,25 \text{ kg.}$

Voie n° 2. $\left. \begin{array}{l} PP = 3906,25 \text{ kg} \\ S = 2000 \text{ kg} \end{array} \right\} \rightarrow W_{v2} = 5906,25 \text{ kg.}$

Voie n° 3. $\left. \begin{array}{l} PP = 3600,3 \text{ kg} \\ S = 2000 \end{array} \right\} \rightarrow W_{v3} = 5600,3 \text{ kg.}$

Voie n° 4. $\left. \begin{array}{l} PP = 1980,15 \text{ kg} \\ S = 1000 \text{ kg} \end{array} \right\} \rightarrow W_{v4} = 2980,15 \text{ kg}$

Remarque: On ne surchargera notre structure qu'avec le pont roulant de $N = 10t$, les autres étant négligeables, la présence de toutes les surcharges sur un seul portique lors d'un séisme étant improbable.

Niv. 2. $W_2 = 25807 \text{ kg}$.

$$\text{-d'où } W = W_1 + W_2 = 32602 + 25807 = 58409 \text{ kg}$$

$$\rightarrow V = ADBQW = 0,15 \cdot 2 \cdot 0,25 \cdot 1,2 \cdot 58409 = 5256 \text{ dan}$$

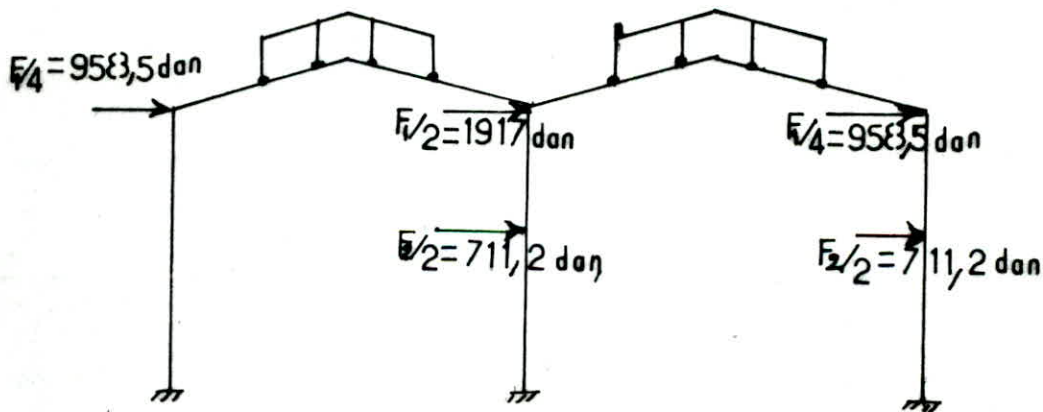
Distribution des forces latérales.

Niv. 1. (Traverse).

$$F_1 = V \cdot W_1 \cdot h_1 / (W_1 h_1 + W_2 h_2) = \frac{5256 \cdot 32602 \cdot 12,8}{32602 \cdot 12,8 + 25807 \cdot 6} = 3834 \text{ dan}$$

$$F_2 = V \cdot W_2 \cdot h_2 / (W_1 h_1 + W_2 h_2) = \frac{5256 \cdot 25807 \cdot 6}{32602 \cdot 12,8 + 25807 \cdot 6} = 1422,4 \text{ dan}$$

et la répartition des forces dans les nœuds sera:



PORTIQUES

PROGRAMME STRESS

Stress est un programme permettant de résoudre sur ordinateur des problèmes de structure. Il fait une analyse linéaire de structures élastiques composées des barres droites (à section constante) représentant deux axes de symétrie se coupant suivant leurs lignes moyennes; soumises à des charges statiques, les structures peuvent être planes ou spatiales avec nœuds rigides ou articulés.

Le programme donne comme résultats:

- * Les efforts tranchants, normaux et les moments aux nœuds.
- * Les efforts en travées des ponts à des abscisses voulues.
- * Les déplacements et les rotations des nœuds.

Ces résultats seront obtenus par l'étude de la matrice de rigidité des éléments constituant la structure étudiée.

Le langage est - Langage fortran.

- Langage d'assemblage

- Programme moniteur version (2)

Structure portique plan:

Les charges sont dans le plan (plan frame), 3 degrés de liberté, 2 déplacements proportionnels aux vecteurs unitaires du plan de coordonnées, une rotation proportionnelle au plan de vecteurs de coordonnées.

Caractéristiques géométriques et mécaniques des portiques:

Chaque nœud sera introduit avec des coordonnées (abscisse x ; ordonnée y) selon un système de coordonnées global choisi à l'avance, ce système impose les signes de toutes les charges introduites que ce soit dans les travées ou dans les nœuds.

On commence par la numérotation des nœuds (joints) selon un ordre choisi, puis on numérote les bannes (poteaux et traverses) de façon que chaque bane sera définie par deux chiffres, gauche et droite (cas des poutres) et haut et bas (cas des poteaux).

Poids Propre: on déduit pour chaque travée la part qui lui revient en poids propre et pour chaque niveau "G" étant une force uniformément répartie ou concentrée (cas de consoles) dirigée vers le bas donc négative.

Les résultats seront donnés par des tableaux avec le schéma du pontique.

Dans ce qui suit, on trouvera, pour chaque pontique à part, dans des tableaux, les valeurs recueillies de M, N et T sous les différents chargements G, N_n , V_n , S: H et T et sous les différentes combinaisons du 1^{er} et du 2^{ème} genre.

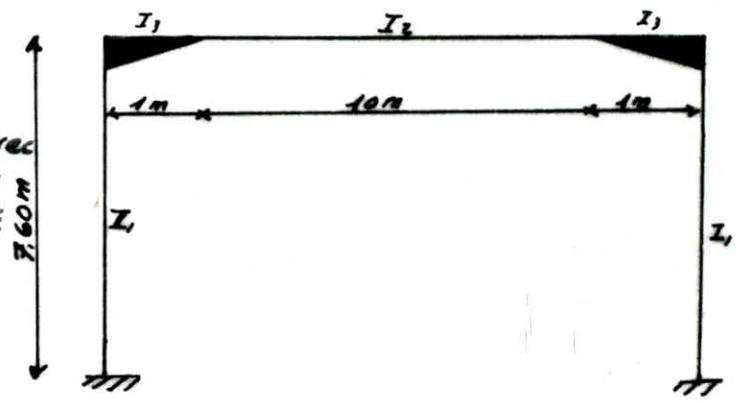
Exemple de programmation (SRESS)

MEMB	STRUCTURE	IBT	STANDARD	ENIAL	LOAD 5 VENT EXTREME SUIVANT -X
	TYPE PLANE		FRAME		MEMB LOAD
	NUMBER OF		JOINT	7	1 FORC X UNIF -4.65
	NUMBER OF		SUPP	2	2 FORC X UNIF -6.31
	NUMBER OF		MEMB	6	3 THRU 6 FORC Y UNIF 3.4
	NUMBER OF		LOAD	10	LOAD 6 SEISME SUIVANT X
	JOINT		COOR		JOINT LOAD
1	0	0		S	3 FORC X 1451.
2	1200	0		S	7 FORC X 1451.
3	0	730			LOAD 7
4	100	760			COMB 1 1.33 2 1.5
5	600	760			LOAD 8
6	1100	760			COMB 1 1. 5 1. 3 0.5
7	1200	730			LOAD 9
MEMB	INCI				COMB 1 1. 6 1.2
1	1	3			LOAD 10
2	2	7			COMB 1 1. 6 -1.2
3	3	4			PROBLEME CORRECTLY SPECIFIED
4	4	5			EXECUTION TO PROCEED.
5	5	6			NUMBER OF RECORDS OF THE
6	6	7			FILE 810
MEMB	PROP	PRIS			
1 THRU 2	Ax	97.3	1213	670.	
3	Ax	101.	1245	326.	
4 THRU 5	Ax	76.8	1277	63.	
6	Ax	101.	1245	326.	
CONSTANTE	E	2100000.	ALL		
TAIBU	ALL				
LOAD 1	CHARGES	PERMANENTES			
MEMB	LOAD				
3 THRU 6	FORC	Y UNIF	-5.33		
LOAD 2	NEIGE	NORMALE			
MEMB	LOAD				
3 THRU 6	FORC	Y UNIF	-2.7		
LOAD 3	NEIGE	EXTREME			
MEMB	LOAD				
3 THRU 6	FORC	Y UNIF	-4.5		
LOAD 4	VENT	NORMAL	SUIVANT -X		
MEMB	LOAD				
1	FORC	X UNIF	-2.65		
2	FORC	X UNIF	-3.61		
3 THRU 6	FORC	Y UNIF	1.94		

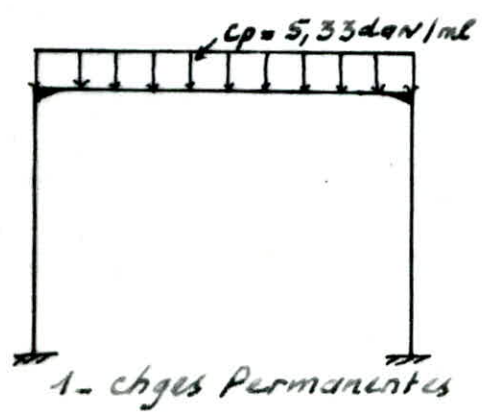
= Etude des portiques =

a. Portique du bâtiment administratif de droite.

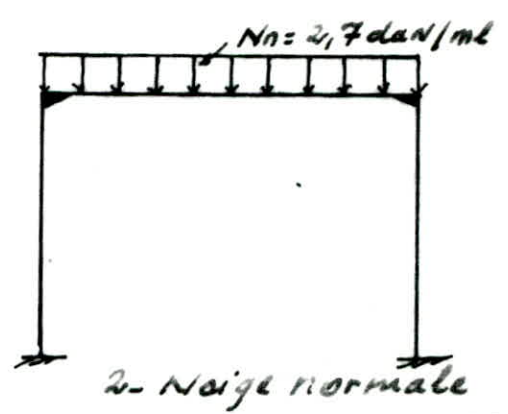
Nous avons un portique à 1 niveau et une travée encastré à la base et au niveau de la traverse, avec renforcement de la traverse aux extrémités par des Jarrés



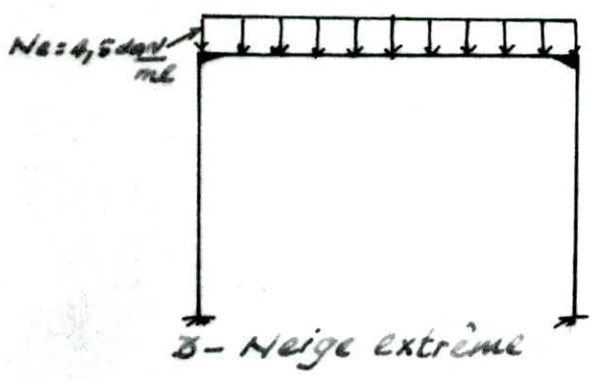
* forces extérieures qui entrent dans le calcul du Portique.



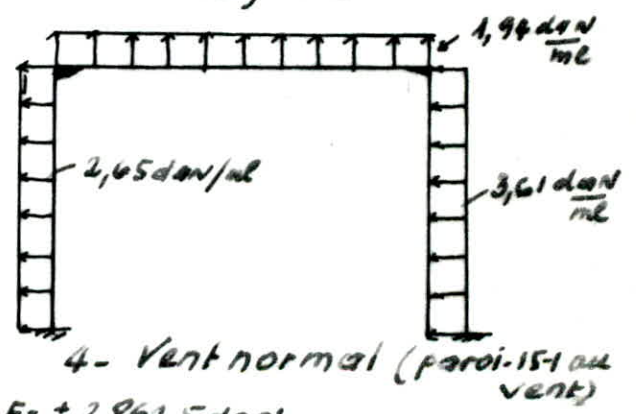
1- chges Permanentes



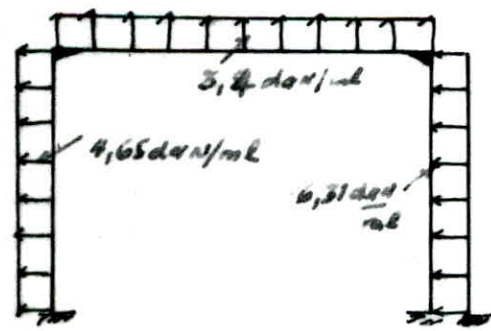
2- Neige normale



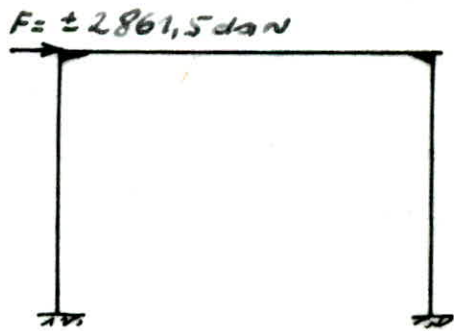
3- Neige extrême



4- Vent normal (paroi 151 au vent)



5- Vent extrême (paroi 151 au vent)



6- Seisme.

Memb	Noeud	G			Nn		
		N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
1	1	3198	-1198	-302904	1620	-607	-153441
	3	-3198	1198	-571784	-1620	607	-2839647
2	2	3198	1198	302925	1620	607	153452
	7	-3198	-1198	5718300	-1620	-607	2839654
3	3	2067	2719	5717837	1047	1377	2839648
	4	-2067	-2162	-316974	-1047	-1095	-160568
4	4	1358	2665	316979	688	1350	160571
	5	-1358	0	349266	-688	0	176927
5	5	1358	0	-349266	688	0	-176927
	6	-1358	2665	-316986	-688	1350	-160575
6	6	2067	2665	-316986	-688	1350	-160575
	7	-2067	2719	-5718300	-1047	1377	-2839652

		V _n (sens X)			S _i H(sens X)		
M emb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
1	1	770	436	110281	-661	1429	646721
	3	1164	-436	2083085	661	-1429	396305
2	2	1471	-436	-110227	661	1429	646730
	7	1164	436	-208153	-661	-1429	396321
3	3	-752	-989	-208096	-191	-633	-396357
	4	752	787	115346	191	633	330237
4	4	-494	-970	-115347	0	-661	-330260
	5	494	0	-127125	0	661	0
5	5	-494	0	127125	0	-661	0
	6	494	-970	115402	0	661	-330258
6	6	-752	787	-115409	190	-633	330246
	7	752	-989	208151	-190	633	-396310

		G +1,2 SI (sens X)			G +1,2 SI (sens-X)		
Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
1	1	2405	516	473161	3991	-2913	-10783969
	3	-2405	-516	-96219	-3991	2913	-1047350
2	2	3991	2913	1079001	2405	-516	-1079001
	7	-3991	-2913	10473635	-2405	516	96215
3	3	18337	1959	96157	2296	3479	1047415
	4	-18337	-1402	79311	-2296	-2922	-713259
4	4	1358	1872	-79311	1359	3458	713291
	5	-1358	793	349268	-1359	-793	349265
5	5	1358	-793	-349268	1359	793	-349265
	6	-1358	3458	-713296	1359	1872	79324
6	6	2295	-2922	713296	-18339	-1403	-79294
	7	-2295	3478	-1047371	-18339	1959	-96227

		4/3 G+3/2 N _n			G + V _{ext} + N _{ext,red}		
Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
1	1	66833	-2504	-633024	5903	-940	-237496
	3	-66833	2504	-1194944	-2508	940	-448471
2	2	66833	2504	633069	7114	940	237620
	7	-66833	-2504	1194976	-2508	-940	448375
3	3	4319	5682	1194950	1621	2132	448472
	4	-4319	-4519	-662428	-1621	-1696	-248629
4	4	28388	5569	662430	1065	2090	248633
	5	-28388	0	729914	-1065	0	273909
5	5	28388	0	-729914	1065	0	-273909
	6	-28386	5569	-662440	-1065	0	-248549
6	6	4319	-4519	662487	1621	-1696	248559
	7	-4319	568	-1194960	-1621	2132	-448375

* Dimensionnement - du Portique.

- Poteaux. On dimensionnera les poteaux, avec les efforts max. des deux

$$N_{max} = 1194976 \text{ en. dan}$$

$$N_{cor} = 6683 \text{ dan.}$$

$$T_{max} = 2913 \text{ dan.}$$

On prendra dans ces calculs la longueur de flambé égale à la longueur du profilé avec degré d'encastrement égal à 1 dans les 2 extrémités.

$$(CM.66. P. 157. §. 5,134).$$

Vérif. à la stabilité.

$$l_p = l_0 = 760 \text{ cm.}$$

Pour le poteau, on prend un HEA 260.

$$\sigma = N/A = 6683 / 86,8 = 76,99 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_f = M/W_x = 1194976 / 836 = 1429,39 \text{ dan/cm}^2$$

$$n_y = I_z/I_y = 760 / 6,5 = 116,92 \rightarrow \sigma_k = 1516 \text{ dan/cm}^2$$

$$\rightarrow \mu = \sigma_k / \sigma = 1516 / 76,99 = 19,69.$$

$$K_1 = (\mu - 1) / (\mu - 1,3) = (19,69 - 1) / (19,69 - 1,3) = 1,016$$

On vérifiera la stabilité du poteau avec la formule enveloppe.

$$9/8 \cdot (K_1 \sigma + \sigma_f) \leq \sigma_e.$$

$$9/8 \cdot (1,016 \cdot 76,99 + 1429,39) = 1696 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e \text{ vérifiée}$$

Vérif. au déversement.

Le poteau est solidaire de la tôle nervurée TN40 et l'autre poteau solidaire de la brique, donc les semelles ne peuvent déverser.

Vérif. au cisaillement.

$$\tau_{max} = T_{max} \cdot S / I_x \cdot e \leq \sigma_e / 1,54$$

$$\tau_{max} = 2913 \cdot 660 / 10460 \cdot 1,25 = 102,48 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e / 1,54 \text{ vérifiée.}$$

* Traverse.

$$N_{\max} = 729914 \text{ daN.}$$

$$T_{\max} = 5569 \text{ daN.}$$

La poutre est renforcée et ses extrémités par les jarrêts de longueur 1m chacun. donc la longueur de la traverse se réduit à $l_0 = 10\text{m}$.

On vérifiera le profilé HEA. 240.

* Vérif. au déversement.

La traverse supporte des pannes qui l'empêchent de déverser, donc pas de risque de déversement de la traverse.

* Vérif. à la résistance (Flexion simple).

La traverse est prémunie de tout déversement donc on vérifiera la formule qui suit.

$(\sigma_f / \psi) \leq \sigma_e$ avec ψ : coef. d'adaptation plastique.

$$\psi = 1,064 \text{ (Graphique de l'annexe 13.42. p. 193).}$$

$$\sigma_f = N_{\max} / A_n = 729914 / 675 = 1081,35 \text{ daN/cm}^2.$$

$$\sigma_f / \psi = 1081,35 / 1,064 = 1016,21 \text{ daN/cm}^2 \leq \sigma_e \text{ vérifié.}$$

* Vérif. au cisaillement.

$$\tau_{\max} = T_{\max} \cdot S / 0,1 \cdot I = 5569 \cdot 372 / 1163 \cdot 1,2 = 222,38 \leq \tau_e / 1,54 \text{ vérif.}$$

* Vérif. des jarrêts.

$$M_{\max} = 1194960 \text{ cm. daN.}$$

$$N_{\text{arr}} = 4319 \text{ daN}$$

$$T_{\max} = 5682 \text{ daN.}$$

$$A = 2b \cdot e + (h - 2e) \cdot a = 2 \cdot 24 \cdot 12 + (52,5 - 2 \cdot 12) \cdot 7,5$$

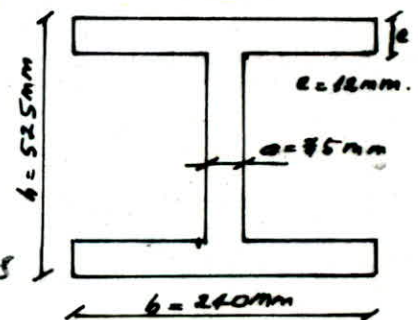
$$A = 95,17 \text{ cm}^2$$

$$I = \left[\frac{b e^3}{12} + b e \left(\frac{h - e}{2} \right)^2 \right] \cdot 2 + 2 \frac{(h - 2e)^3}{12}$$

$$I = \left[\frac{24 \cdot 12^3}{12} + 24 \cdot 12 \cdot (52,5 - 12)^2 / 2 \right] \cdot 2 + 0,75 (52,5 - 2 \cdot 12)^3 / 12$$

$$I = 45763 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = N / A = 4319 / 95,17 = 45,38 \text{ daN/cm}^2$$



$$\sigma_f = M \cdot h / I \cdot z = 1194960 \cdot 52,5 / 45763,2 = 685,43 \text{ dan/cm}^2$$

* vérif. à la résistance.

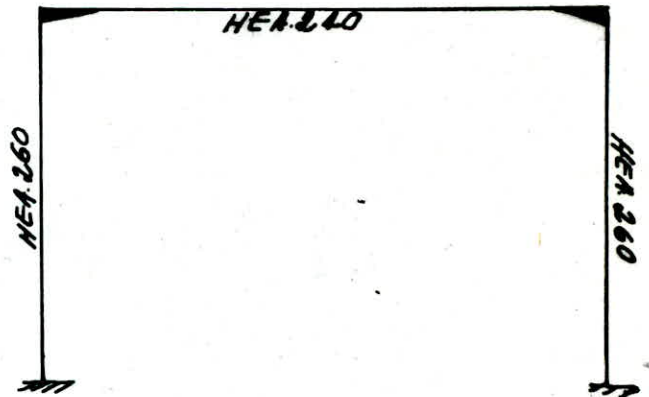
$$N/A + Mh/I \cdot z = 45,38 + 685,43 = 730,81 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e \text{ vérifié}$$

* vérif. au cisaillement.

$$\tau_{\max} = T_{\max} / A_a = 5682 / (52,5 - 2,4) \cdot 0,75 = 151,21 \text{ dan/cm}^2 < \tau_{q,9} \text{ vérifié.}$$

Conclusion:

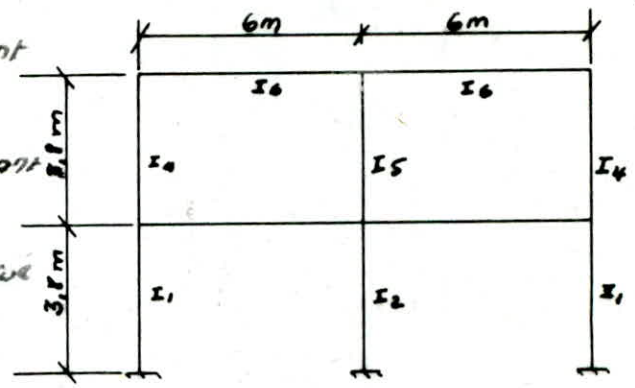
Après dimensionnement notre portique sera comme suit.



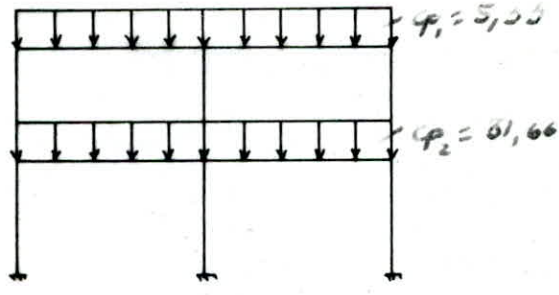
b. Etude du portique administratif de gde.

Le portique du bâtiment gde est constitué de 2 niveaux (R+1) avec un plancher en BA séparant les 2 niveaux.

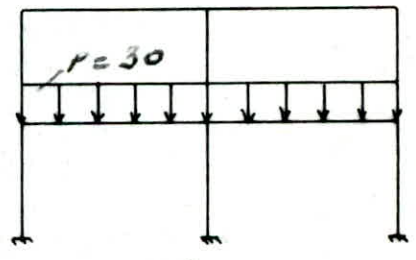
Notre portique est supposé encasturé partout.



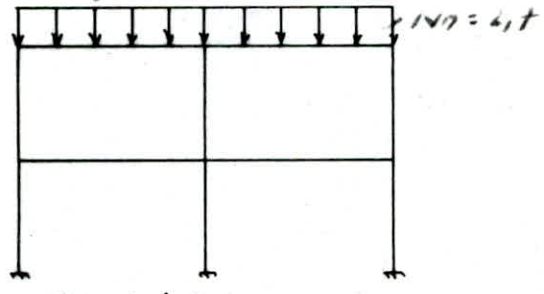
Forces extérieures qui entrent dans le calcul du portique



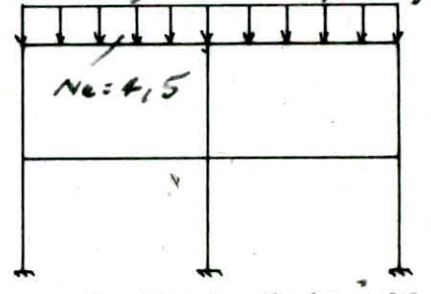
1. charges permanentes



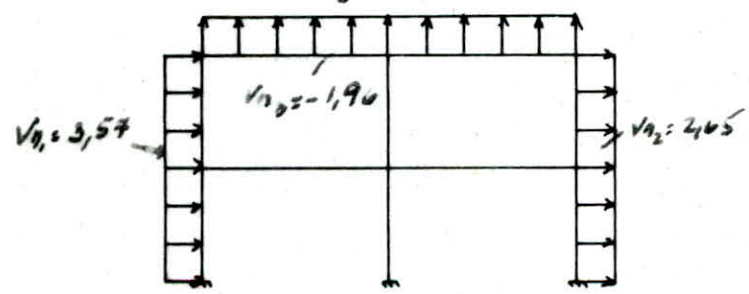
2. charges d'expl.



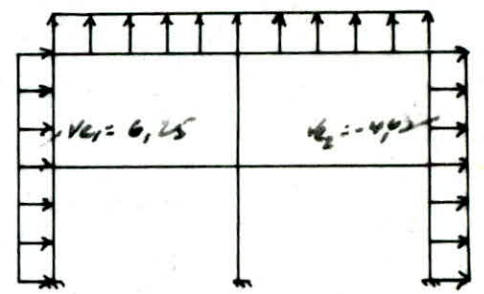
3. Neige normale



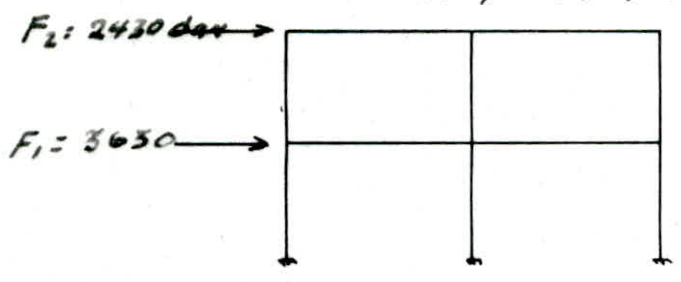
4. Neige extrême



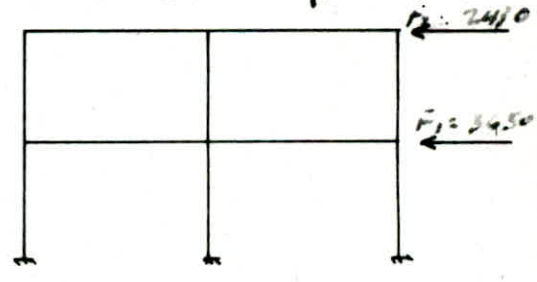
5. Vent normal (P. 15 au vent)



6. Vent extr. (P. 15 au vent)



7. séisme suite a



8. séisme suite a

		G			P		
Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
1	1	9989	-1375	-173781	7986	-1367	-172419
	4	-9989	1375	-348794	-7986	1367	-346973
2	2	24409	0	0	20027	0	0
	6	-24409	0	0	-20027	0	0
3	3	9989	1375	173781	7986	1367	172419
	8	-9989	-1375	348794	-7986	-1367	346973
4	4	5888	8447	513007	1018	7924	456006
	5	-5888	1051	596391	-1018	1076	571173
5	5	5888	-1051	-596391	1018	-1076	-571173
	6	-5888	10549	-1143609	-1018	10076	-1101647
6	6	5888	10549	1143609	1018	10076	1101647
	7	-5888	-1051	596391	-1018	-1076	571173
7	7	5888	1051	-596391	1018	1076	-571173
	8	-5888	8447	-513006	-1018	7924	-456006

		G			P		
Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
8	4	1542	-787	-164212	63	-349	-109033
	9	-1542	787	-134893	-63	349	-23440
9	6	3311	0	0	-125	0	0
	11	-3311	0	0	125	0	0
10	8	1542	787	164212	63	349	109033
	13	-1542	-787	134893	-63	-349	23440
11	9	787	1542	134893	349	63	23440
	10	-787	56	88025	-349	-63	-4656
12	10	787	-56	-88025	349	63	4656
	11	-787	1655	-168757	-349	-63	14127
13	11	787	1665	168757	349	63	-14127
	12	-787	-56	88025	-349	63	-4656
14	12	787	56	-88025	349	-63	4656
	13	-787	1542	-134893	-349	63	23440

		Nn			SiH		
Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
1	1	791	34	4143	-1580	2349	542056
	4	-791	-34	8803	1583	-2349	350561
2	2	1658	0	0	16	1388	261599
	6	-1658	0	0	-16	-1388	265776
3	3	791	-34	-4143	1564	2324	536422
	8	-791	34	-8803	-1564	-2324	346864
4	4	-246	43	16092	2021	-1238	512617
	5	246	-43	-3235	-2021	1238	141148
5	5	-246	43	3235	2021	-1238	-141148
	6	246	-43	9623	-2021	1238	230320
6	6	-246	-43	-9623	1590	-1225	-227743
	7	246	43	-3235	-1590	1225	-139804
7	7	246	43	-3235	-1590	1225	-139804
	8	246	43	-16092	-1590	1225	-507351

		N _n			S _{iH}		
Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm de n)	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
8	4	748	-212	-24895	-342	741	162056
	9	-748	212	-55802	342	-741	119560
9	6	1744	0	0	3	955	192287
	11	1744	0	0	-3	-955	170890
10	8	748	212	24895	339	734	160488
	13	-748	-212	55802	-339	-734	118484
11	9	212	748	55802	1689	-342	-119559
	10	-212	62	47079	-1689	342	16945
12	10	212	-62	-47079	1689	-342	-16945
	11	-212	872	-93039	-1689	342	-85669
13	11	212	872	93039	734	339	-85140
	12	-212	-62	47079	-733	339	-16671
14	12	212	62	-47079	733	-339	16671
	13	-212	748	-55802	-733	339	-118484

Memb	Noeud	V_n (sens X)			V_n (sens -X)		
		N(dan)	T(dan)	M(cmdan)	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)
1	1	-3287	-29	-3458	-5748	-50	-6050
	4	1926	29	-7438	3368	50	-13014
2	2	1220	0	13	-2134	0	23
	6	1220	0	-24	-4517	50	6225
3	3	-2588	29	3558	2754	-50	12858
	8	1577	-29	7350	315	-43	-17734
4	4	180	-25	-10131	-315	43	4705
	5	-180	25	2689	315	-43	-4705
5	5	180	-25	2689	-315	43	-8325
	6	-180	25	4753	315	43	8367
6	6	180	25	4777	-315	-43	4734
	7	-180	-25	2706	315	43	-4734
7	7	180	25	-2706	-315	-43	17836
	8	-180	-25	10189	-3326	265	30749

		V_n (sens X)			V_n (sens -X)		
Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
8	4	-1900	150	17570	-3326	265	30749
	9	541	-150	40018	947	-265	70033
9	6	-1269	0	0	-2222	0	0
	11	1269	0	-13	2222	0	-22
10	8	-1552	-150	-17539	-2710	-265	-30695
	13	541	150	-40036	947	265	-70065
11	9	-150	-540	-40018	-265	-947	-70033
	10	151	-47	-34144	265	-82	-59752
12	10	-150	47	34144	-265	82	59752
	11	150	-635	68094	265	-1110	119163
13	11	-150	635	68082	-265	-1110	-119140
	12	-151	47	-34141	265	82	-59747
14	12	-150	-47	34141	-265	-82	59747
	13	150	-541	40036	265	-947	70065

		$\sqrt{3}G + 17/12(P+N_n)$			$G + P + V_{ext} + N_{nr}$		
Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
1	1	25724	-3718	-469576	128837	-2764	-348798
	4	-25724	3718	-943083	-15266	2764	-701446
2	2	63192	0	0	436833	0	23
	6	-63192	0	0	-436833	0	-43
3	3	25724	3718	469576	149983	2764	348973
	8	-25724	-3718	943083	-15881	-2764	701290
4	4	1876	22523	1351263	1716	16363	964689
	5	-1876	2862	1597968	-1716	2135	1169573
5	5	1876	-2862	-1597969	1716	-2135	-1169573
	6	-1876	28247	-3068398	-1716	20633	-2245562
6	6	1876	28247	3068398	1716	20633	2245604
	7	-1876	-2862	1597969	-1716	-2135	1169603
7	7	-1876	2862	-1597968	1716	2135	-1169603
	8	-1876	22523	1351262	-1716	16363	-964586

		4/3G+17/12(P+Nn)			G+P+Vext+Nn red		
Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	N(dan)	T(dan)	M(dan)
8	4	32 00	-1842	-408180	-1097	-1047	-263243
	9	-3200	1842	-291694	-1281	1047	-134802
9	6	6697	0	0	2417	0	0
	11	-6697	0	0	-2417	0	0
10	8	3200	1842	408180	-482	1048	263298
	13	-3200	-1842	291693	-1281	-1048	134770
11	9	1842	3200	291693	1047	1281	1348302
	10	-1842	74	177187	-1047	-36	62850
12	10	1842	-74	-177186	1047	36	-62849
	11	-1842	3349	-336265	-1047	1209	-112999
13	11	1842	3349	336265	1047	1209	113022
	12	-1842	-74	177186	-1047	36	62854
14	12	1842	74	-177186	1047	-36	-62854
	13	-1842	3200	-291693	-1047	1280	-134770

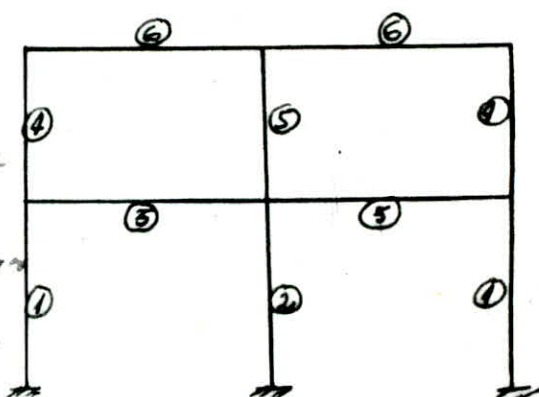
Memb	Noeud	G+P+1,2 Si H(sens X)			G+P+1,2 Si H(sens -X)		
		N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
1	1	16080	77	304267	198372	-5561	-996668
	4	-16080	-77	-275093	-198372	5561	-1116441
2	2	44455	1666	313918	44417	-1660	-313918
	6	-44455	-1666	318931	-44417	1666	-318931
3	3	19854	5531	989907	16099	-47	-297506
	8	-19854	-5531	1112004	-16099	47	279531
4	4	4032	14885	353872	-820	17857	1584154
	5	-4032	3613	1336942	820	641	998186
5	5	4032	3613	-1336942	-820	-641	998186
	6	-4032	22408	-1521640	820	19139	-19688372
6	6	3514	19155	1971965	-302	22095	2518547
	7	-3514	-657	999799	302	-3597	1335329
7	7	3514	-657	-999799	-302	3597	-1335329
	8	-3514	17841	1577834	302	14900	-360190

Memb	Noeud	G + P + 1,2 SiH (sens)			G + P + 1,2 SiH (sens)		
		N(dan)	T(dan)	M(dan cm)	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
8	4	1195	-246	-783778	2016	-2025	-467713
	9	-1195	246	-148362	-2016	2025	-3018305
9	6	3189	1147	230745	3182	-1147	-230745
	11	-3189	-1147	20492	-3182	1147	204972
10	8	2012	2017	465831	1198	255	830660
	13	-2012	-2017	300514	-1198	-255	16153
11	9	3163	1195	14862	-891	2016	3018304
	10	-3163	404	103702	890	-417	63634
12	10	3163	-404	-103702	-891	417	-63034
	11	-3163	2003	-257432	891	1182	-51826
13	11	2016	1186	52462	255	2000	2567983
	12	-2016	413	63362	-255	-400	103374
14	12	2016	-413	-63362	255	400	103374
	13	-2016	2012	-300513	-255	1198	16153

Dimensionnement du Portique.

Pour les longueurs de flambement on adoptera les mêmes hypothèses du portique précédent, c'est à dire $l_f = l_0$ (RCM66 § 5,134).

* Poteau 1. $M_{max} = 1116441 \text{ cm daN}$
 $N_{max} = 25724 \text{ daN}$
 $T_{max} = 5561 \text{ daN}$



Vérif. de la stabilité.

On prendra un HEA 200, $l_f = l_0 = 380 \text{ cm}$.

$$\lambda_y = l_f / i_y = 380 / 6,5 = 58,46 \rightarrow \sigma_{K_y} = 6066.$$

$$\sigma = N/A = 25724 / 86,8 = 296,3 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{ce } \sigma_f = M_{max} / W_x = 1116441 / 836 = 1335,4 \text{ daN/cm}^2$$

$$\mu = \sigma_K / \sigma = 6066 / 296,3 = 20,49 \rightarrow \kappa_1 = (\mu - 1) / (\mu - 1,3) = 1,015$$

Formule enveloppe. $9/8 (\kappa_1 \sigma + \sigma_f) \leq \sigma_e$.

$$9/8 (1,015 \cdot 296,3 + 1335,4) = 1840,66 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e \text{ Vérifiée.}$$

* Vérif. au cisaillement.

$$\tau_{max} = T_{max} \cdot S / I \cdot e = 5561 \cdot 460 / 10460 \cdot 1,25$$

$$\tau_{max} = 195,64 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e / 1,54 \text{ Vérifiée.}$$

Poteau 2. $M_{max} = 317931 \text{ daN.cm}$

$$N_{max} = 63192 \text{ daN}$$

$$T_{max} = 1666 \text{ daN}$$

On prendra le profilé HEA 220.
 $l_f = l_0 = 380 \text{ cm}$.

* Vérif. au déversement.

- Vérif. Préliminaire. $\lambda = 3,5 \cdot l_f / b = 3,5 \cdot 380 / 22 = 6945 \rightarrow \kappa_y = 1,235$

avec $\sigma_f = M_{max} / W_x = 317931 / 515 = 619,28 \text{ daN/cm}^2$

$$\kappa_y \cdot \sigma_f = 1,235 \cdot 619,28 = 765 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e \text{ (Vérifiée).}$$

* Vérif. de la stabilité. $\sigma = N/A = 63192 / 64,3 = 982,79 \text{ daN/cm}^2$

$$\lambda_y = l_f / i_y = 380 / 5,51 = 69 \rightarrow \sigma_K = 4359 \text{ daN/cm}^2.$$

$$\sigma_k = 4353 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow \mu = \frac{\sigma_k}{\sigma} = \frac{4353}{982,77} = 4,43$$

$$\text{d'où } k_1 = (\mu - 1) / (\mu - 1,8) = 1,095.$$

On vérifiera la formule enveloppe $9/8 \cdot (k_1 \sigma + \sigma_k) \leq \sigma_c$

$$9/8 (1,095 \cdot 892,77 + 619,28) = 1796,47 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_c \text{ vérifié}$$

* Vérif. au cisaillement.

$$\tau_{\max} = T_{\max} \cdot S / I_e = 1000 \cdot 284 / 5410 \cdot 1,1 = 79,5 \text{ daN/cm}^2.$$

$$79,5 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_c / 1,54 \text{ vérifié.}$$

* Poutre 3. $M_{\max} = 3068398 \text{ cm} \cdot \text{daN}$
 $T_{\max} = 28247 \text{ daN}$

On vérifiera le profilé HEA 320.

- Vérif. à la résistance.

Notre poutre supporte le plancher donc elle est prémunie de tout déversement, on vérifiera la formule.

$$\sigma_f / \psi \leq \sigma_c \text{ avec } \sigma_f = M_{\max} / W_x = 3068398 / 1480 = 2073,24 \text{ daN/cm}^2$$

$$\psi = 1,061 \text{ (CM66. Annexe 13.210 P. 193).}$$

$$\sigma_f / \psi = 2073,24 / 1,061 = 1954 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_c \text{ vérifié.}$$

- Vérif. au cisaillement.

$$\tau_{\max} = T_{\max} \cdot S / I_e = 28247 \cdot 816 / 22930 \cdot 1,58 = 647 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_c / 1,54 \text{ vérifié.}$$

* Poutre 4. $M_{\max} = 467713 \text{ cm} \cdot \text{daN}$
 $N = 3200 \text{ daN}$
 $T_{\max} = 1842 \text{ daN}$

On vérifiera le profilé IPE 240
 $l_x = l_y = 380 \text{ cm.}$

$$\sigma = N / A = 3200 / 39,1 = 81,84 \text{ daN/cm}^2 \text{ et } \sigma_f = M / W$$

$$\sigma_f = 467713 / 324 = 1443,55 \text{ daN/cm}^2.$$

$$\lambda_y = l_y / i_y = 380 / 2,69 = 141,26 \rightarrow \sigma_k = 1039 \rightarrow \mu = \sigma_k / \sigma = 12,63.$$

$$\text{d'où } k_1 = (\mu - 1) / (\mu - 1,8) = 1,026.$$

On vérifiera la formule enveloppe. $9/8 (k_1 \sigma_f + \sigma_k) \leq \sigma_c$

$$9/8 (k_1 \sigma_f + \sigma_k) = 9/8 (1,026 \cdot 1443,55 + 1039) = 1718,45 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_c \text{ vérifié.}$$

Vérif. au cisaillement.

$$\tau_{\max} = T_{\max} \cdot s / I \cdot e = 1842.183 / 3892.0,98 = 88,37 \text{ dan/cm}^2 < \tau_{e,54} \text{ vérifié.}$$

* Poutre 5.

$$M_{\max} = 250745 \text{ emdan.}$$

$$N = 3189 \text{ dan.}$$

$$T_{\max} = 1147 \text{ dan.}$$

On vérifiera le profilé IPE 200.

$$l_f = l_0 = 380 \text{ cm}$$

* Vérif. à la stabilité.

$$\sigma = M/A = 3189 / 28,5 = 111,89 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_f = M_{\max} / W_x = 250745 / 194 = 1189,4 \text{ dan/cm}^2$$

$$\lambda_y = l_f / i_y = 380 / 2,24 = 169,64 \rightarrow \sigma_k = 720 \text{ dan/cm}^2$$

$$\rightarrow \mu = \sigma_k / \sigma = 720 / 111,89 = 6,43.$$

$$\text{donc } K_1 = (\mu - 1) / (\mu - 1,3) = 1,058$$

On vérifiera la formule enveloppe $9/8 (K_1 \sigma + \sigma_f) \leq \sigma_e$

$$9/8 (1,058 \cdot 111,89 + 1189,4) = 1471,25 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e \text{ vérifié.}$$

Vérif. au cisaillement.

$$\tau_{\max} = T_{\max} \cdot s / I \cdot e = 1147.110 / 1948.0,85 = 76,39 \text{ dan/cm}^2$$

$$\tau_{\max} < \tau_e / 1,54 \text{ vérifié.}$$

* Poutre 6.

$$M_{\max} = 336265 \text{ emdan.}$$

$$T_{\max} = 3349 \text{ dan.}$$

On vérifiera le profilé IPE 220

Vérif. à la résistance. Notre poutre supporte les pannes de toiture donc elle est prémunie de tout déversement

on vérifiera la formule $\sigma_f / \psi \leq \sigma_e$.

$$\sigma_f = M_{\max} / W_x = 336265 / 252 = 1334,38 \text{ dan/cm}^2$$

$$\text{et } \psi = 1,054.$$

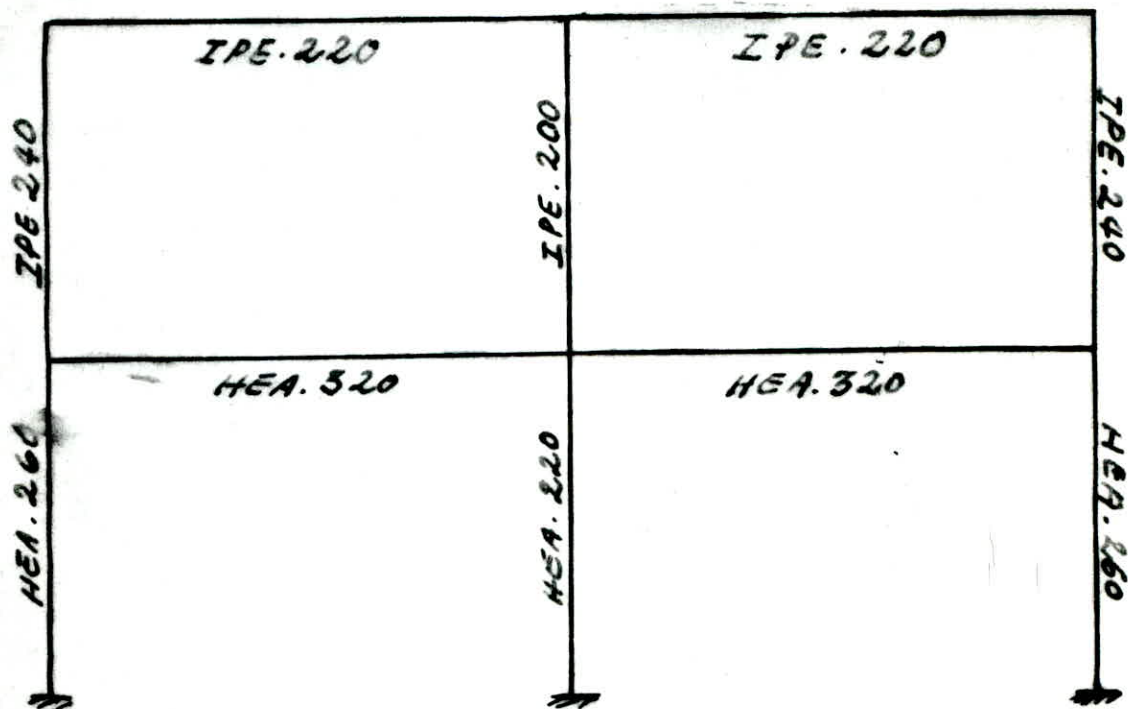
$$\text{donc } \sigma_f / \psi = 1334,38 / 1,054 = 1262,42 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e \text{ vérif}$$

- Vérification au cisaillement.

$$\tau_{\max} = T_{\max} \cdot s / I \cdot e = 3349.143 / 2772.0,92 = 187,78 \text{ dan/cm}^2 < \tau_e / 1,54 \text{ vérifié.}$$

Conclusion

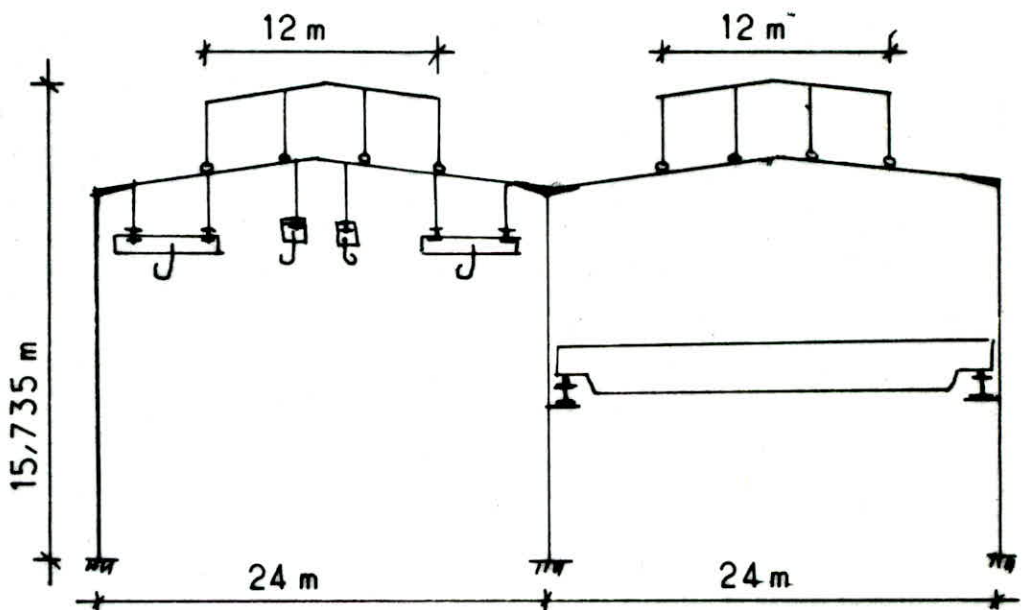
Après dimensionnement, notre portique
est comme suit.



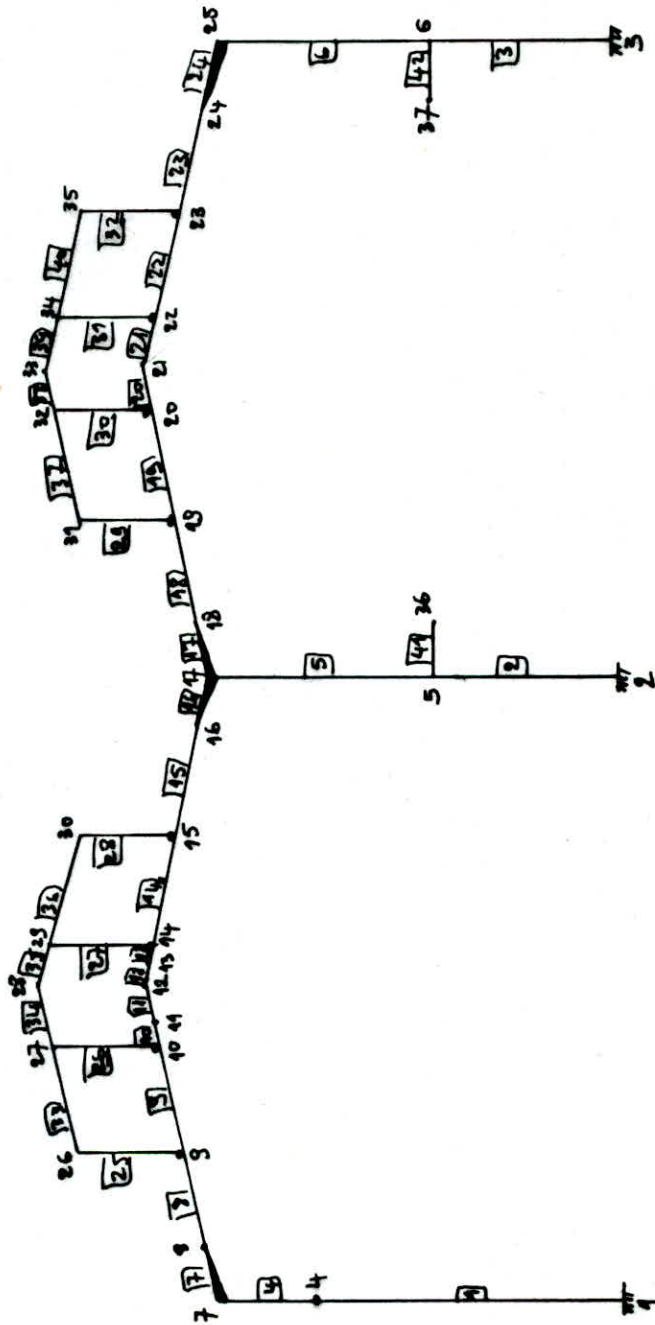
C. Étude du Portique Central.

Notre portique central est constitué de trois poteaux encastrés au sol supportant des traverses inclinées avec une pente de 5% encastrées aux poteaux et renforcées aux extrémités par des jarrêts.

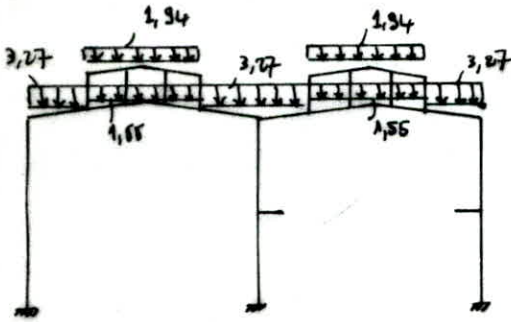
aux traverses sont articulés les poteaux des lanternes. Les traverses des lanternes sont encastrées aux poteaux.



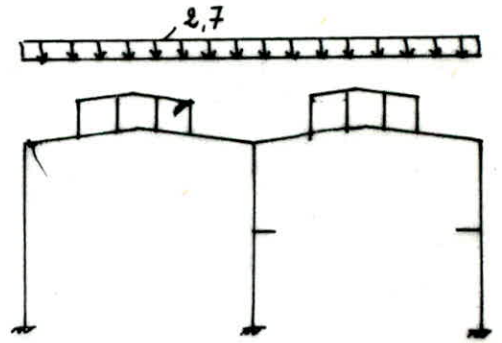
* Numérotation des nœuds et des barres.



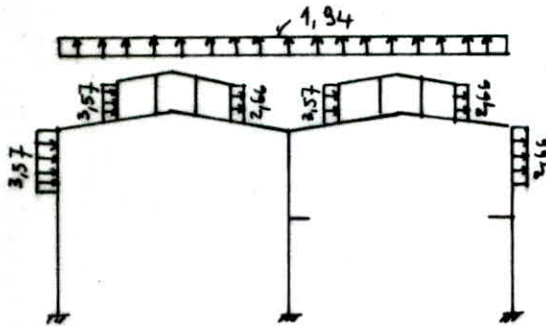
forces extérieures qui entrent dans le calcul du Portique:



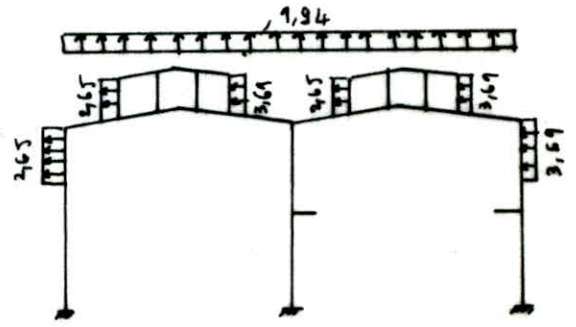
Load 1. charges Permanentes



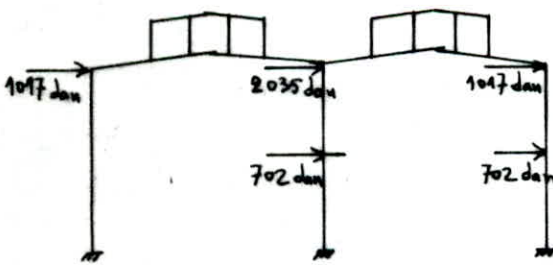
Load 2. Neige normale



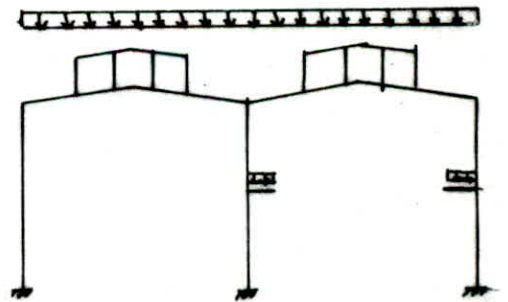
Load 3 Vent normal. suiv: x



Load 4. Vent normal. suiv: -x

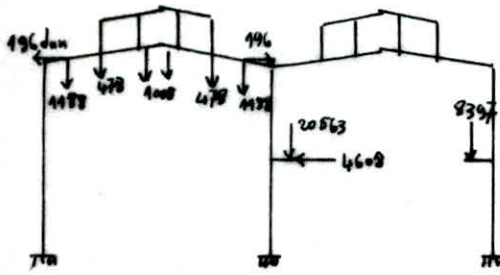


Load 5. Seisme suiv: x

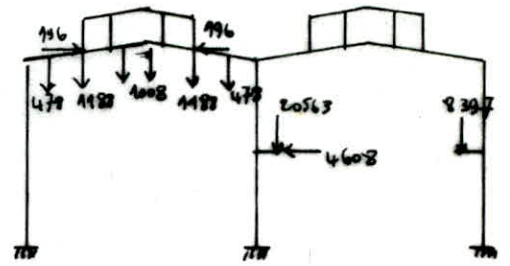


Load 7. Temperature.

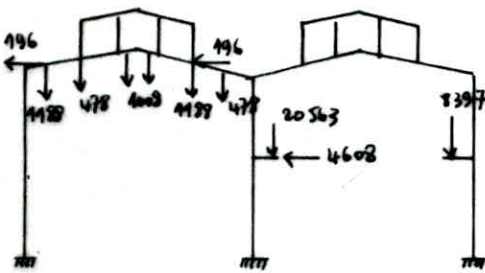
Les "Load" 8-15 sont les \pm ts cas possibles - des surcharges - d'exploitation dues aux \pm ts Ponts roulants
 Le chargement qui provoque les sollicitations les plus défavorables et à prendre dans les combinaisons.



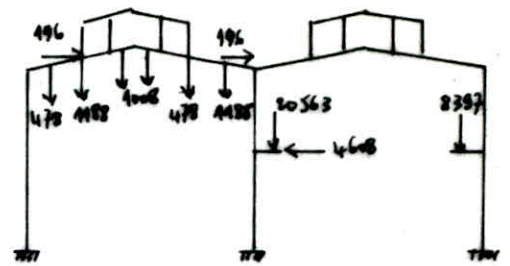
Load 9



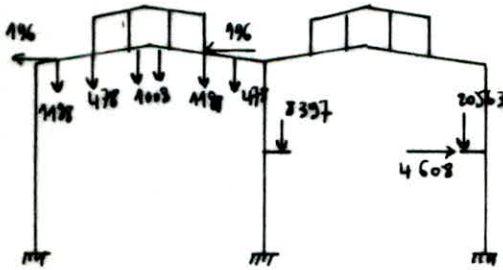
Load 10.



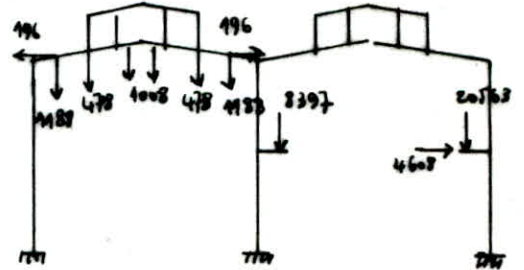
Load 8



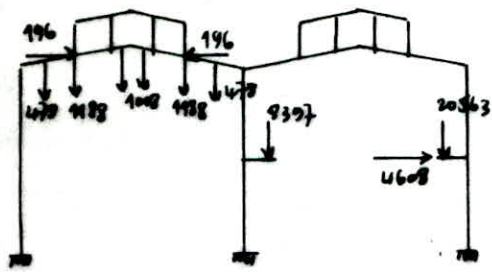
Load 11



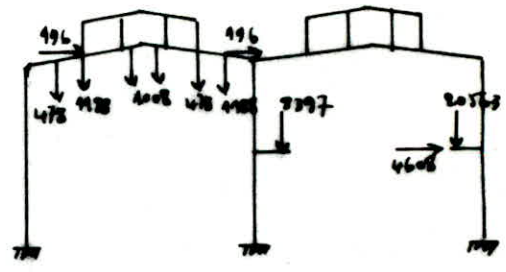
Load 12.



Load 13.



Load 14



Load 15.

Combinaisons.

Remarque: Dans les combinaisons qui suivent ne figurent pas les charges d'exploitation.

(charges dues aux Ponts roulants), dans les calculs on prendra la combinaison la plus défavorable et on lui ajoutera la charge max. des Ponts roulants c.a.d le max. des "Load" 8 à 15 (après pondération). Dans notre cas, on prendra les combinaisons du CM66 et RPA 81.

Load. 16.	$4/3 (G+T) + 3/2 (V_{rx} + N_{rx})$	
Load. 17	$4/3 (G+T) + 3/2 (V_{rx} + N_{rx})$	
Load. 18	$G+T + V_{rx} + N_{rx}$	
Load. 19	$G+T + V_{rx} + N_{rx}$	
Load. 20	$G + 1,2 \cdot S_i H_x + T$	} Pour les poteaux.
Load. 21	$G + 1,2 \cdot S_i H_x + T$	
Load. 22	$G + S_i H_x + T$	
Load. 23	$G + S_i H_x + T$	
Load. 24	$0,8 (G+T) + S_i H_x$	
Load 25	$0,8 (G+T) + S_i H_x$	

G

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
1	1	3396	-920	-338088	12	12	375	-591	-586745
		-3396	920	-398196		13	-375	793	496672
2	2	8731	263	223434	13	13	366	-798	-496663
	5	-8731	-263	-65616		14	-366	907	436913
3	3	3480	694	454682	14	14	866	-1471	500585
	6	-3480	-694	-38429		15	-866	1471	-88563
4	4	3396	-920	398196	15	15	1159	-2080	88568
	7	-3396	920	-839967		16	-1159	3488	-128728
5	5	8731	263	65620	16	16	1146	-3493	1287280
	17	-8781	-263	113190		17	-1146	4049	-1929070
6	6	3480	694	38430	17	17	808	4614	1815882
	25	-3480	-694	43323		18	-808	-3960	-958254
7	7	1079	3350	840000	18	18	955	3927	958250
	8	-1079	-2793	-317251		19	-955	-2616	352871
8	8	1091	2788	317260	19	19	780	2207	-352879
	9	-1091	-1380	580268		20	-780	-1586	1112535
9	9	601	563	-580272	20	20	709	844	-1112640
	10	-601	58	681286		21	-709	-533	1250534
10	10	313	-313	-681222	21	21	653	602	-1250664
	11	-313	422	655485		22	-653	-290	1340088
11	11	309	-426	-655443	22	22	718	428	-1340119
	12	-309	628	586810		23	-718	1049	1044167

G

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
23	23	8834	1466	-1044152	33	26	487	819	104382
	24	-884	2777	193880		27	-487	-42	68120
24	24	780	-2808	-193880	34	27	777	302	-3200
	25	-780	3462	-433320		28	-777	87	24697
25	9	843	-446	0	35	28	782	-13	-24696
	26	-843	446	-104380		29	-782	400	-16743
26	10	272	-277	0	36	29	291	167	-27910
	27	-272	277	-64927		30	-291	610	-60945
27	14	590	463	63685	37	31	142	421	28405
	29	-590	-463	44656		32	-142	356	-15532
28	15	624	260	0	38	32	213	385	23499
	30	-624	-260	60945		33	-213	0	14800
29	19	427	-121	0	39	33	212	0	-14796
	31	-427	121	-28405		34	-212	371	-20645
30	20	744	-34	0	40	34	147	349	13698
	32	-744	34	-7970		35	-147	428	-29430
31	22	722	30	0	41	5	0	0	0
	34	-722	-30	6950		36	0	0	0
32	23	435	126	0	42	6	0	0	0
	35	-435	-126	29430		37	0	0	0

N_n

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)
1	1	28329	-7835	-2906836	12	12	232	232	-504220
	4	-28329	785	-337434		13	-232	232	455733
2	2	7417	245	203090	13	13	228	-376	-455730
	5	-7417	-245	-56115		14	228	376	429390
3	3	2717	545	361145	14	14	660	-1258	-482343
	6	-2717	-545	-34330		15	-660	1258	-21526
4	4	28329	-7835	337434	15	15	970	-1986	21530
	7	-28329	7835	-714307		16	-970	3149	-1127015
5	5	7417	245	56117	16	16	960	-3150	1127000
	17	-7417	-245	110410		17	-960	3612	1702695
6	6	2717	545	34331	17	17	637	3749	1592280
	25	-2717	-545	336060		18	-637	-3209	-8396268
7	7	917	2790	714337	18	18	757	3183	8396264
	8	-917	-2330	-2783651		19	-757	-2100	162500
8	8	927	2326	2783659	19	19	573	1570	-162500
	9	-927	-1164	472631		20	-573	-1570	791570
9	9	464	276	-472634	20	20	502	492	-791635
	10	-464	-276	5833278		21	-502	-492	890156
10	10	194	-392	-5833225	21	21	451	540	-8390242
	11	-194	392	555755		22	-451	-540	9983336
11	11	190	-395	-5558300	22	22	516	-520	998356
	12	-190	395	504264		23	-516	-520	790624

Nn

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)
23	23	692	-1056	-790615	33	26	461	888	97500
	24	-692	2138	150590		27	-461	193	41770
24	24	612	-2162	-150590	34	27	733	479	14090
	25	-612	2702	-336056		28	-733	62	27680
25	9	910	-417	0	35	28	735	8	27680
	26	-910	417	-97500		29	-735	532	-24840
26	10	683	-239	0	36	29	308	352	-12060
	27	-683	239	-55860		30	-308	729	-63465
27	14	903	384	52970	37	31	158	539	30600
	29	-903	-384	36900		32	-158	542	-31176
28	15	744	271	0	38	32	227	536	35060
	30	-744	-271	63465		33	-227	4	18200
29	19	546	-131	0	39	33	227	17	-18200
	31	-546	131	-30600		34	-227	523	-32465
30	20	1080	-16	0	40	34	162	536	29510
	32	-1080	16	-3884		35	-162	545	-31530
31	22	1060	13	0	41	5	0	0	0
	34	-1060	-13	2960		36	0	0	0
32	23	553	135	0	42	6	0	0	0
	35	-553	-135	31530		37	0	0	0

V_n (sens X)

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)
1	1	-4456	784	2837811	12	12	-273	398	451670
	4	4456	-784	339135		13	273	-398	399783
2	2	-7063	-245	-203810	13	13	-268	403	399772
	5	7063	245	56926		14	268	-403	-371545
3	3	-4331	-543	-361854	14	14	-665	1007	420916
	6	4331	543	35770		15	665	-1007	-17622
4	4	-4456	784	-339135	15	15	-958	2200	17620
	7	2742	-784	715300		16	958	-3044	1111276
5	5	-7063	-245	56929	16	16	-946	3048	-111276
	17	7063	245	-109493		17	946	-33830	1658365
6	6	-4331	-543	-35770	17	17	-633	-3626	-1548868
	25	2522	543	-333793		18	633	3234	862640
7	7	-912	-2703	-715334	18	18	-753	-3208	-8362637
	8	912	2369	283711		19	753	2422	-265680
8	8	-922	-2365	-283719	19	19	-558	-1196	265682
	9	922	1521	-553000		20	558	1196	-744550
9	9	-471	40	553000	20	20	-500	-422	744618
	10	471	-40	-536828		21	500	422	-829200
10	10	-232	420	536886	21	21	-456	-470	829290
	11	232	-420	-507280		22	456	470	-923479
11	11	-228	425	507150	22	22	-510	285	923498
	12	228	-425	-451740		23	510	-285	-809345

Vn (sens X)

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)
23	23	-684	1306	809340	33	26	-407	-728	-86640
	24	684	-2091	-128630		27	407	-56	-47920
24	24	-605	2115	128630	34	27	-648	-329	-4111
	25	605	-2507	333790		28	648	-63	-22450
25	9	-1583	370	0	35	28	-651	2	22450
	26	748	-370	86635		29	651	-394	17217
26	10	-396	222	0	36	29	-259	-213	18242
	30	396	-222	52030		30	259	-572	53795
27	14	-624	-362	-49385	37	31	-124	-402	-24200
	29	624	362	-35460		32	124	-383	20520
28	15	-1207	-230	0	38	32	-180	-389	-24970
	30	585	230	-53795		33	180	-3	-13750
29	19	-1243	103	0	39	33	-180	-14	13750
	31	407	-103	24200		34	180	-378	22690
30	20	-774	19	0	40	34	-127	378	-19050
	32	774	-19	4450		35	127	-407	25020
31	22	-757	-15	0	41	5	0	0	0
	34	757	15	-3640		36	0	0	0
32	23	-1036	-107	0	42	6	0	0	0
	35	413	107	-25020		37	0	0	0

$V_n (\text{sens} - X)$

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
1	1	-14783	376	1383299	12	12	-85	210	2783298
	4	14783	-376	162260		13	85	-210	-250895
2	2	-3596	-115	-968303	13	13	-833	213	250907
	5	3595	115	27470		14	833	-213	-236000
3	3	1144	-262	-1749983	14	14	-321	895	264729
	6	-1144	262	17574		15	321	-895	939083
4	4	-14783	376	-162260	15	15	-462	528	-93910
	7	14783	-376	342596		16	462	-1363	500920
5	5	-3595	-115	-27472	16	16	-457	1365	-500920
	17	3595	115	-510833		17	457	-1695	761300
6	6	1144	-262	-17574	17	17	-310	-1874	-710215
	25	1311	262	-1608340		18	310	1485	374180
7	7	-445	-1460	-342610	18	18	-364	-1473	-374180
	8	445	1129	122440		19	364	695	-60363
8	8	-450	-1127	-122442	19	19	-280	-940	-60365
	9	449	291	-18328320		20	280	940	-437065
9	9	-214	-3483	18328321	20	20	-237	-159	437100
	10	214	3483	-322061		21	237	159	-4683865
10	10	-64	215	321944	21	21	-220	-1830	4683910
	11	64	-215	-3068397		22	220	1830	-505264
11	11	-62	218	3067835	22	22	-262	593	505274
	12	62	-218	-2783333		23	262	-593	-267666

Vn(sens - X)

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
23	23	-329	126	267660	33	26	-266	-563	-55670
	24	329	-904	-61170		27	266	-213	-14420
24	24	-295	916	61170	34	27	-417	-353	-14323
	25	295	-1304	160840		28	417	-35	-17512
25	9	44	238	0	35	28	-418	-4	17512
	26	576	-238	55670		29	418	-384	20490
26	10	-573	123	0	36	29	-182	-300	-1900
	27	573	-123	28745		30	182	-476	37100
27	14	-695	-202	-28715	37	31	-105	-379	-20250
	29	695	202	-18590		32	105	-379	24170
28	15	360	-158	0	38	32	-149	-384	-25340
	30	485	158	-37100		33	149	-5	-12580
29	19	236	86	0	39	33	-148	-9	12580
	31	383	-86	20250		34	148	-379	24445
30	20	-783	5	0	40	34	-107	-396	-23600
	32	783	-5	1170		35	107	-381	20570
31	22	-776	-4	0	41	5	0	0	0
	34	776	4	-849		36	0	0	0
32	23	459	-88	0	42	6	0	0	0
	35	386	88	-20570		37	0	0	0

Si H (sens X)

Memb	Noeud	N (dan)	T (dan)	M (cm dan)	Memb	Noeud	N (dan)	T (dan)	M (cm dan)
1	1	-355	1176	951116	12	12	-276	-334	-101703
	4	355	-1176	-10170		13	276	334	58240
2	2	-139	1936	143654	13	13	-283	-331	-58230
	5	139	-1936	-274916		14	283	331	35022
3	3	495	2390	1660975	14	14	-158	-328	-50723
	6	-495	-2390	-226133		15	158	328	-80495
4	4	-355	1176	10174	15	15	-129	-363	80495
	7	355	-1176	554399		16	129	363	-236720
5	5	-139	1233	274920	16	16	-129	-362	236690
	17	139	-1233	563830		17	129	362	298380
6	6	495	1690	226135	17	17	652	-512	-265467
	25	-495	-1690	922661		18	-652	512	163040
7	7	-174	-346	-554376	18	18	631	-536	-163050
	8	174	346	495400		19	-631	536	-51710
8	8	-176	-346	-495371	19	19	654	-510	51710
	9	176	346	346220		20	-654	510	-256090
9	9	-270	-459	-346220	20	20	670	-523	256160
	10	270	459	162440		21	-670	523	-360830
10	10	-315	-304	-162399	21	21	721	-453	360840
	11	315	304	141080		22	-721	453	-451610
11	11	315	304	141030	22	22	710	-485	451640
	12	315	304	101727		23	-710	485	-645750

SiH(sens X)

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(amd an)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
23	23	696	-452	645750	33	26	94	112	20885
	24	-696	452	-827030		27	-94	-112	24110
24	24	679	-478	827030	34	27	140	-43	-11270
	25	-679	478	-922660		28	-140	43	2550
25	9	117	-89	0	35	28	143	-30	-2550
	26	-117	89	-20885		29	-143	30	-3480
26	10	-153	-55	0	36	29	29	-35	-7640
	27	153	55	-12835		30	-29	35	-6390
27	14	0	115	15690	37	31	-16	-18	-3480
	29	0	-115	11125		32	16	18	3595
28	15	36	27	0	38	32	-30	-5	147
	30	-36	-27	6390		33	30	5	-1090
29	19	-18	15	0	39	33	-29	-7	1090
	31	18	-15	3478		34	29	7	-2605
30	20	12	15	0	40	34	-20	24	5160
	32	-12	-15	3450		35	20	-24	4350
31	22	31	-11	0	41	5	0	0	0
	34	-31	11	-2552		36	0	0	0
32	23	-25	-18	0	42	6	0	0	0
	35	25	18	-4350		37	0	0	0

Temperature 35°C

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
1	1	104	-319	-2583473	12	12	353	113	326835
	4	-104	319	3473		13	-353	-113	-17973
2	2	-218	-56	-483321	13	13	354	110	17990
	5	218	56	14490		14	-354	-110	-10280
3	3	112	374	288110	14	14	319	111	149830
	6	-112	-374	-63770		15	-319	-111	29530
4	4	104	-319	-3473	15	15	311	121	-29534
	7	-104	319	-149527		16	-311	-121	81835
5	5	-218	-56	-14520	16	16	311	121	-817830
	17	218	56	-23812		17	-311	-121	102327
6	6	112	374	63800	17	17	370	-122	-78490
	25	-112	-374	190453		18	-370	122	54071
7	7	324	89	149460	18	18	365	-136	-54080
	8	-324	-89	-134375		19	-365	136	-295
8	8	324	88	134330	19	19	369	-128	298
	9	-324	-88	-96415		20	-369	128	-51448
9	9	351	121	96416	20	20	372	-129	51555
	10	-351	-121	-47885		21	-372	129	-77326
10	10	363	78	478366	21	21	384	-91	77432
	11	-363	-78	-42398		22	-384	91	-95682
11	11	364	74	42385	22	22	382	-97	95720
	12	-364	-74	-32700		23	-382	97	-134763

Temperature 35 °

Membr	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)	Membr	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)
23	23	379	-88	134755	33	26	-27	-33	-6075
	24	-379	88	-170020		27	27	33	-7040
24	24	376	-102	170030	34	27	-41	13	3313
	25	-376	102	-190462		28	41	-13	742
25	9	-34	26	0	35	28	-42	9	742
	26	34	-26	6070		29	42	-9	1042
26	10	45	16	0	36	29	-8	10	2180
	27	-45	-16	3730		30	8	-10	1789
27	14	0	-34	0	37	31	-3	-3	-653
	29	0	34	-3225		32	3	3	695
28	15	-10	-8	0	38	32	0	0	0
	30	10	8	-1789		33	0	0	0
29	19	-3	3	0	39	33	0	0	0
	31	-3	3	653		34	6	2	-564
30	20	2	3	0	40	34	-4	5	1050
	32	-2	-3	690		35	4	-5	850
31	22	6	-2	0	41	5	0	0	0
	34	-6	3	-490		36	0	0	0
32	23	-5	-4	0	42	6	0	0	0
	35	5	4	-850		37	0	0	0

LOAD 8

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
1	1	2607	-963	-464970	12	12	212	-70	-529290
	4	-2607	963	-305642		13	-212	70	520200
2	2	23775	-4440	-1138390	13	13	255	-10830	-520186
	5	23775	4440	-1526440		14	-255	108	444480
3	3	7927	402	-103777	14	14	615	-783	-493020
	6	-7927	-402	345970		15	-615	783	179450
4	4	2610	-963	305640	15	15	685	-2233	-179460
	7	-2607	963	-768000		16	-685	2233	-782155
5	5	3212	167	-957830	16	16	698	-2714	782150
	17	-3212	-167	129125		17	-698	2714	-1244040
6	6	-469	402	284610	17	17	414	458	1114905
	25	469	-402	-11040		18	-414	-458	-1023160
7	7	10834	2559	768030	18	18	431	443	1023161
	8	-10834	-2559	-332460		19	-431	-443	-845710
8	8	8388	1378	332460	19	19	457	484	845710
	9	-8388	-1378	260970		20	-457	-484	-657700
9	9	494	540	-260970	20	20	473	441	657700
	10	-494	-540	477190		21	-473	-441	-563520
10	10	248	920	-477100	21	21	427	485	563590
	11	-248	-920	541460		22	-427	-485	-446360
11	11	204	-92	-54380	22	22	406	458	466370
	12	-204	92	529370		23	-406	-458	-282750

LOAD 8

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)
23	23	373	494	282739	33	26	319	362	70400
	24	-373	-494	-84875		27	-319	-362	74550
24	24	391	479	84870	34	27	558	-12	-14415
	25	-391	-479	11036		28	-558	12	11920
25	9	377	-300	0	35	28	557	40	-11920
	26	-377	300	-70400		29	-557	-40	20030
26	10	-363	-257	0	36	29	204	-255	-57277
	27	363	257	-60130		30	-204	255	-44810
27	14	-278	367	0	37	31	-31	-36	-6770
	29	278	-367	37246		32	31	36	-7770
28	15	265	191	0	38	32	-47	8	3335
	30	-265	-191	44810		33	47	-8	-1720
29	19	-38	29	0	39	33	-48	3	1720
	31	38	-29	6770		34	48	-3	-1010
30	20	43	19	0	40	34	-27	30	6275
	32	-43	-19	4430		35	27	-30	5940
31	22	26	-22	0	41	5	4608	20563	1542220
	34	-26	22	-5267		36	-4608	-20563	0
32	23	-32	-25	0	42	6	0	-8400	-629780
	35	32	25	-5940		37	0	8400	0

LOAD 9

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
1	1	2496	-8319	-367267	12	12	106	-172	-500420
	4	-2496	8319	-28378310		13	-106	172	477950
2	2	23780	-4353	-1059640	13	13	148	9980	-47800
	5	23780	4353	-1552359		14	-148	9980	395100
3	3	8030	564	17350	14	14	500	-930	-442720
	6	-8030	-564	321150		15	-500	930	71190
4	4	2496	-8320	2878310	15	15	707	-1632	-71190
	7	-2496	8320	-6808360		16	-707	1632	-631620
5	5	3217	255	10140	16	16	952	-2813	631620
	17	-3217	-255	163070		17	952	2813	-1110340
6	6	-364	564	308620	17	17	573	349	947265
	25	364	-564	75010		18	-573	-349	8377460
7	7	935	2455	6808880	18	18	586	327	8377465
	8	-935	-2455	-263025		19	-586	-327	-746320
8	8	690	1275	263030	19	19	610	368	746320
	9	-690	-1275	2835840		20	-610	-368	-598920
9	9	358	451	-2835840	20	20	626	328	598980
	10	-358	-451	466510		21	-626	-328	-533200
10	10	133	828	-466390	21	21	590	389	533260
	11	-133	-828	524410		22	-590	-389	-455330
11	11	87	-1833	-524300	22	22	571	362	455345
	12	-87	1833	500460		23	-571	-362	-310200

LOAD 9

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
23	23	540	398	310190	33	26	305	350	67190
	24	-540	-398	-150580		27	-305	-350	717830
24	24	555	378	150580	34	27	525	-25	-15990
	25	-555	-377	-75000		28	-525	25	10950
25	9	362	-287	0	35	28	525	25	-10950
	26	-362	287	-67190		29	-525	-25	15890
26	10	-361	-238	0	36	29	183	-228	-51239
	27	361	238	-55790		30	-183	228	-40070
27	14	-236	354	0	37	31	-28	-33	-6265
	29	236	-354	35353		32	28	33	-7170
28	15	237	171	0	38	32	-44	7	2950
	30	-237	-171	40070		33	44	-7	-1623
29	19	-35	27	0	39	33	-45	0	1623
	31	35	-27	6265		34	45	0	-1150
30	20	39	18	0	40	34	-25	29	6010
	32	-39	-18	4220		35	25	-29	5620
31	22	26	-21	0	41	5	4608	20563	1542221
	34	-26	21	-4864		36	-4608	-20563	0
32	23	-30	-24	0	42	6	0	-8397	-629776
	35	30	24	-5620		37	0	8397	0

LOAD 10

Memb	Noeud	N (dan)	T (dan)	M (cm dan)	Memb	Noeud	N (dan)	T (dan)	M (cm dan)
1	1	2445	-947	-410900	12	12	527	-1983	-5737833
	4	-2445	947	-347079		13	-527	1983	547947
2	2	23908	-4269	-9947834	13	13	569	-1215	-5483025
	5	-23908	4269	-1566875		14	-569	1215	462900
3	3	7956	610	583217	14	14	984	-908	-5183909
	6	-7956	-610	307738		15	-984	908	155345
4	4	2445	-947	347079	15	15	1070	-2376	-155340
	7	-2445	947	-8301867		16	-1070	2376	-867759
5	5	3345	338	24655	16	16	1083	-2858	867754
	17	-3345	-338	2055888		17	-1083	2858	-1354213
6	6	-440	610	322034	17	17	620	424	1148622
	25	440	-610	92716		18	-620	-424	-1063759
7	7	1061	2398	8301894	18	18	636	400	1063762
	8	-1061	-2398	-393714		19	-636	-400	-903177
8	8	1047	1916	393718	19	19	665	449	903179
	9	-1047	-1916	431414		20	-665	-449	-723291
9	9	816	305	-431417	20	20	685	400	723369
	10	-816	-305	5538300		21	-685	-400	-642998
10	10	549	760	-553710	21	21	641	467	643075
	11	-549	-760	607000		22	-641	-467	-549466
11	11	503	-254	-606934	22	22	618	435	549487
	12	-503	254	5738388		23	-618	-435	-375230

LOAD 10

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
23	23	581	477	375222	33	26	365	416	80431
	24	-581	-477	-1838337		27	-365	-416	86050
24	24	598	455	1838333	34	27	627	-32	-19679
	25	-598	-455	-92720		28	-627	32	13164
25	9	434	-344	0	35	28	627	27	-13163
	26	-434	344	-80430		29	-627	-27	18568
26	10	-436	-284	0	36	29	220	-273	-61260
	27	436	284	-66371		30	-220	273	-48189
27	14	-281	421	0	37	31	-34	-40	-7584
	29	281	-421	42694		32	34	40	-7667
28	15	284	206	0	38	32	-54	8	3563
	30	-284	-206	481888		33	54	-8	-1958
29	19	-42	32	0	39	33	-54	3	1958
	31	42	-32	7584		34	54	-3	-1383
30	20	47	22	0	40	34	-31	35	7267
	32	-47	-22	5104		35	31	-35	6802
31	22	31	-25	0	41	5	4608	20563	1542221
	34	-31	25	-5884		36	-4608	-20563	0
32	23	37	-29	0	42	6	0	-8397	-629775
	35	37	29	-6802		37	0	8397	0

LOAD 11

Membr	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)	Membr	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)
1	1	2334	-803	-313200	12	12	421	-301	-544900
	4	-2334	803	-329250		13	-421	301	505710
2	2	23913	-4181	-916025	13	13	461	-1314	-505720
	5	-23913	4181	1592795		14	-461	1314	413634
3	3	8062	772	179340	14	14	868	-1052	-468610
	6	-8062	-772	283726		15	-868	1052	47080
4	4	2334	-803	329250	15	15	1092	-1775	-47070
	7	-2334	803	-714720		16	-1092	1775	-717220
5	5	3350	427	50575	16	16	1337	-2957	717215
	17	-3350	-427	239534		17	-1337	2957	-1220160
6	6	-335	772	346050	17	17	779	314	9830980
	25	335	-772	178760		18	-779	-314	-9183065
7	7	912	2294	714745	18	18	790	285	918070
	8	-912	-2294	-324277		19	-790	-285	-8303785
8	8	897	1813	324285	19	19	819	333	8303788
	9	-897	-1813	456285		20	-819	-333	-670500
9	9	681	217	-456290	20	20	837	289	670580
	10	-681	-217	543130		21	-837	-289	-612675
10	10	433	669	-543016	21	21	805	371	612745
	11	-433	-669	589920		22	-805	-371	-538434
11	11	386	-344	-589820	22	22	783	339	538456
	12	-386	344	544960		23	-783	-339	-402680

LOAD 11

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)
23	23	749	382	402672	33	26	350	401	77220
	24	-749	-382	-249545		27	-350	-401	832835
24	24	762	354	249540	34	27	593	-45	-21260
	25	-762	-354	-1783765		28	-593	45	12190
25	9	418	-330	0	35	28	595	11	-12190
	26	-418	330	-77220		29	-595	-11	14423
26	10	-434	-265	0	36	29	198	-246	-55223
	27	434	265	-62026		30	-198	246	-43450
27	14	-238	409	0	37	31	-32	-38	-7080
	29	238	-409	40800		32	32	38	-8070
28	15	256	186	0	38	32	-51	6	3177
	30	-256	-186	43450		33	51	-6	-1863
29	19	-39	30	0	39	33	-51	2	1863
	31	39	-30	7080		34	51	-2	-1520
30	20	43	21	0	40	34	-29	34	7005
	32	-43	-21	4890		35	29	-34	6485
31	22	31	-23	0	41	5	4608	20563	1542220
	34	-31	23	-5483		36	-4608	-20563	0
32	23	-35	-28	0	42	6	0	-8397	-629775
	35	35	28	-6484		37	0	8397	0

LOAD 12

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M (cmdan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M (cmdan)
1	1	2496	-599	-166390		12	-197	-192	-572070
	4	-2496	599	-312250		13	197	192	547056
2	2	11747	0	501236	13	13	-156	-1200	-547100
	5	-11747	0	-502720		14	156	1200	462970
3	3	20067	4825	1470348	14	14	248	-8397	-517300
	6	-20067	-4825	1424600		15	-248	8397	157987
4	4	2496	-599	312249	15	15	331	-2363	-157980
	7	-2496	599	-599734		16	-331	2363	-8359560
5	5	3350	0	-127050	16	16	344	-2842	8359550
	17	-3350	0	125210		17	-344	2842	-1343300
6	6	-495	217	117624	17	17	226	489	1218090
	25	495	-217	29890		18	-226	-489	-1120230
7	7	716	2465	599765	18	18	244	480	1120230
	8	-716	-2465	-180178		19	-244	-480	-927740
8	8	469	1286	180190	19	19	273	524	927745
	9	-469	-1286	373375		20	-273	-524	-718000
9	9	90	406	-373375	20	20	292	475	718090
	10	-90	-406	535870		21	-292	-475	-622880
10	10	-173	838	-535715	21	21	244	502	622940
	11	173	-838	594455		22	-244	-502	-522410
11	11	-218	-170	-594314	22	22	221	471	522420
	12	218	170	572150		23	-221	-471	-333643

LOAD 12

Mem	Noeud	N (dan)	T (dan)	M (cmdan)	Mem	Noeud	N (dan)	T (dan)	M (cmdan)
23	23	184	508	333640	33	26	354	403	78090
	24	-184	-508	-130060		27	-354	-403	83330
24	24	203	501	130060	34	27	611	-26	-18180
	25	-203	-501	-29900		28	-611	26	12936
25	9	420	-334	0	35	28	611	32	-12935
	26	-420	334	-78090		29	-611	-32	19320
26	10	-417	-278	0	36	29	217	-270	-60650
	27	417	278	-65160		30	-217	270	-47550
27	14	-283	409	0	37	31	-34	-40	-7550
	29	283	-409	41340		32	34	40	-8615
28	15	281	203	0	38	32	-53	9	3637
	30	-281	-203	47550		33	53	-9	-1900
29	19	-42	32	0	39	33	-54	4	1900
	31	42	-32	7550		34	54	-4	1185
30	20	48	21	0	40	34	-30	34	7040
	32	-48	-21	4980		35	30	-34	7000
31	22	29	-25	0	41	5	0	8397	629770
	34	-29	25	-5855		36	0	-8397	0
32	23	-36	-28	0	42	6	4608	-20563	-1542225
	35	36	28	-6670		37	-4608	20563	0

LOAD 13

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)
1	1	2324	-419	-561830	12	12	-301	-347	-513497
	4	-2324	419	-279400		13	301	347	468345
2	2	11268	50	554190	13	13	-265	-1351	-468295
	5	-11268	-50	-524370		14	265	1351	373635
3	3	20239	4987	1587940	14	14	118	-1127	-425080
	6	-20239	-4987	1404490		15	-118	1127	-261830
4	4	2324	-419	279395	15	15	296	-1347	26185
	7	-2324	419	-480740		16	-296	1347	-606082
5	5	2872	49	-105400	16	16	542	-2526	606070
	17	-2872	-49	139030		17	-542	2526	-1035930
6	6	-324	379	137734	17	17	385	314	896890
	25	324	-379	120265		18	-385	-314	-834140
7	7	526	2303	480770	18	18	395	299	834140
	8	-526	-2303	88900		19	-395	-299	-714257
8	8	281	1123	88917	19	19	420	337	714260
	9	-281	-1123	394830		20	-420	-337	-579360
9	9	66	277	-394830	20	20	436	299	579440
	10	66	-277	505910		21	-436	-299	-519640
10	10	-291	692	-505840	21	21	405	340	519680
	11	291	-312	-554257		22	386	313	451521
11	11	-340	312	554326	22	22	-386	-313	-451530
	12	340	-312	-554257		23	386	313	451521

LOAD 13

Memb	Noeuds	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	Memb	Noeuds	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
23	23	356	347	325933	33	26	322	369	71005
	24	-356	-347	-186936		27	-322	-369	76816
24	24	370	333	186934	34	27	543	-46	-20194
	25	-370	-333	-120265		28	-543	46	11044
25	9	385	-303	0	35	28	545	6	-11043
	26	-385	303	0		29	-545	-6	12244
26	10	-404	-242	0	36	29	177	-220	-49490
	27	404	242	-56620		30	-177	220	-38771
27	14	-209	379	0	37	31	-28	-33	-6146
	29	209	-379	37250		32	28	33	-6990
28	15	229	166	0	38	32	44	6	28305
	30	-229	-166	38772		33	44	-6	-15833
29	19	-34	26	0	39	33	-44	2	15833
	31	34	-26	6146		34	44	-2	-1202
30	20	38	18	0	40	34	-25	29	5956
	32	-38	-18	4184		35	25	-29	5568
31	22	26	-20	0	41	5	0	8397	629775
	34	-26	20	-4753		36	0	-8397	0
32	23	-30	-24	0	42	6	4608	-20563	-1542225
	35	30	24	-5568		37	-4608	20563	0

LOAD 14

Memb	Noeud	N (dan)	T (dan)	M (cmdan)	Memb	Noeud	N (dan)	T (dan)	M (cmdan)
1	1	2334	-583	-112825	12	12	116	-321	-616570
	4	-2334	583	-353690		13	-116	321	574800
2	2	11880	169	644850	13	13	158	-1332	-574840
	5	-11880	-169	-543160		14	-158	1332	481490
3	3	20097	5032	1632340	14	14	617	-1022	-543190
	6	-20097	-5032	1387180		15	-617	1022	133875
4	4	2334	-583	353690	15	15	716	-2056	-133870
	7	-2334	583	-633595		16	-716	2056	-945170
5	5	3483	169	-86610	16	16	729	-2987	945170
	17	-3483	-169	201675		17	-729	2987	-1453480
6	6	-466	424	155050	17	17	433	455	1251800
	25	466	-424	133650		18	-433	-455	-1160840
7	7	691	2304	633630	18	18	449	438	1160840
	8	-691	-2304	-241430		19	-449	-438	-985210
8	8	677	1824	241445	19	19	482	488	985210
	9	-677	-1824	543820		20	-482	-488	-789590
9	9	412	171	-543825	20	20	503	-436	789700
	10	-412	-171	612490		21	-503	436	-702350
10	10	125	679	-612370	21	21	459	484	702425
	11	-125	-679	659934		22	-459	-484	-605510
11	11	80	-331	-659820	22	22	432	448	605530
	12	-80	331	616665		23	-432	-448	-426126

LOAD 14

Memb	Noeuds	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	Memb	Noeuds	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
23	23	392	492	426118	33	26	399	457	88116
	24	-392	-492	-229027		27	-399	-457	94836
24	24	411	477	229023	34	27	679	-46	-23441
	25	-411	-477	-133650		28	-679	46	14177
25	9	476	-376	0	35	28	681	18	-14176
	26	-476	376	-88115		29	-681	-18	17852
26	10	-489	-305	0	36	29	232	-288	-64632
	27	489	305	-71394		30	-232	288	-50927
27	14	-285	463	0	37	31	-38	-45	-8365
	29	285	-463	46787		32	38	45	-9515
28	15	300	218	0	38	32	-60	9	3865
	30	-300	-218	50928		33	60	-9	-2141
29	19	-46	36	0	39	33	-60	3	2141
	31	46	-36	8365		34	60	-3	-1557
30	20	52	24	0	40	34	-34	39	8031
	32	-52	-24	5652		35	34	-38	7534
31	22	34	-28	0	41	5	0	8397	629771
	34	-34	28	-6471		36	0	-8397	0
32	23	-40	-32	0	42	6	4608	-20563	-1542224
	35	40	32	-7533		37	-4608	20563	0

LOAD 15

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)
1	1	2223	-439	-15125	12	12	11	-423	-587680
	4	-2223	439	-3358360		13	-11	423	532570
2	2	11885	257	723610	13	13	47	-1432	-532535
	5	-11885	-257	-569080		14	-47	1432	432225
3	3	20200	5194	1753467	14	14	501	-1167	-4928398
	6	-20200	-5194	1363165		15	-501	1167	25605
4	4	2223	-439	3358356	15	15	737	-1905	-25600
	7	-2223	439	-546445		16	-737	1905	-794630
5	5	3488	257	-60690	16	16	982	-3086	794611
	17	-3488	-257	235620		17	-982	3086	-1319795
6	6	-360	586	179060	17	17	591	346	1084164
	25	360	-586	219692		18	-591	-346	-1015140
7	7	543	2200	546480	18	18	603	323	1015140
	8	-543	-2200	-171995		19	-603	-323	-885815
8	8	528	1720	172015	19	19	636	372	885820
	9	-528	-1720	568690		20	-636	-372	-736800
9	9	277	83	-568690	20	20	656	324	736910
	10	-277	-83	601815		21	-656	-324	-672025
10	10	9	587	-601695	21	21	622	387	672095
	11	-9	-587	642843		22	-622	-387	-594480
11	11	-36	-422	-642733	22	22	597	352	594500
	12	36	422	587755		23	-597	-352	-453580

LOAD 15

Memb	Noeuds	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)	Memb	Noeuds	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)
23	23	560	3 96	453 568	33	26	3 85	4 42	84904
	24	- 560	- 3 96	- 294733		27	- 3 85	- 4 42	92071
24	24	575	3 75	294729	34	27	6 46	- 59	- 25021
	25	- 575	- 3 75	- 219695		28	- 6 46	59	13203
25	9	461	- 3 63	0	35	28	6 49	3	- 13203
	26	- 461	3 63	- 84903		29	- 6 49	- 3	13707
26	10	- 488	- 2 86	0	36	29	210	- 2 62	- 58594
	27	488	2 86	- 67049		30	- 210	2 62	- 46188
27	14	- 243	4 51	0	37	31	- 3 6	- 4 2	- 7861
	29	243	- 4 51	44894		32	3 6	4 2	- 8917
28	15	272	197	0	38	32	- 5 7	7	3479
	30	- 272	- 197	4618		33	5 7	- 7	- 2046
29	19	- 44	3 3	0	39	33	- 5 7	0	2046
	31	4 4	- 3 3	7860		34	5 7	0	- 1695
30	20	48	23	0	40	34	- 3 3	3 7	7768
	32	- 48	- 23	5439		35	3 3	- 3 7	7216
31	22	34	- 2 6	0	41	5	0	8397	629772
	34	- 34	2 6	- 6070		36	0	- 8397	0
32	23	- 39	- 31	0	42	6	4608	- 20563	- 154223
	35	39	31	- 7216		37	- 4608	20563	0

LOAD 16

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
1	1	94	-1061	-579725	12	12	734	-317	437560
	4	-94	1061	-269354		13	-734	585	378795
2	2	6291	91	79500	13	13	727	-593	-378776
	5	-6291	91	-24690		14	-727	738	332145
3	3	320	1013	715995	14	14	1073	-1242	-376230
	6	-320	-1013	-108020		15	-1073	1242	-121090
4	4	94	-1061	269355	15	15	1246	-795	121090
	7	-2665	1061	-778800		16	-1246	2273	-781590
5	5	6291	91	24660	16	16	1237	-2278	781670
	17	-6291	-91	37440		17	-1237	2862	-1219040
6	6	319	1013	108060	17	17	1094	3347	1181645
	25	-3033	-1013	580980		18	-1094	-2660	-580800
7	7	1187	2611	778740	18	18	1193	2617	580790
	8	-1187	-2027	-384090		19	-1193	-1241	192280
8	8	1194	2022	384030	19	19	1122	2150	-192290
	9	-1194	-544	168495		20	-1122	-1324	888100
9	9	908	1177	-168490	20	20	1064	686	-888045
	10	-908	-352	474645		21	-1064	-274	984185
10	10	697	23	-474755	21	21	1032	378	-984150
	11	-697	121	471300		22	-1032	34	1018590
11	11	695	-126	-471440	22	22	1087	-661	-1018575
	12	-695	-394	437550		23	-1087	1487	588460

LOAD 16

Memb	Noads	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	Memb	Noads	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
23	23	1173	-900	-588453	33	26	347	620	73924
	24	-1173	2277	-48264		27	-347	47	40681
24	24	1087	-2319	48283	34	27	557	284	4560
	25	-1087	3006	-580987		28	-557	49	18947
25	9	-617	-316	0	35	28	559	4	-18946
	26	-636	316	-73923		29	-559	330	-13685
26	10	340	-193	0	36	29	219	180	-15898
	27	-340	193	-45242		30	-219	487	-45583
27	14	525	315	0	37	31	118	357	23561
	29	-525	-315	29585		32	-118	310	-14190
28	15	-436	195	0	38	32	175	329	20110
	30	-498	-195	45585		33	-175	4	12400
29	19	-891	101	0	39	33	175	12	-12400
	31	-362	101	-23560		34	-175	321	-18520
30	20	640	-25	0	40	34	121	306	13170
	32	-640	25	-5920		35	-121	361	-24130
31	22	628	23	0	41	5	0	0	0
	34	-628	-23	5356		36	0	0	0
32	23	-567	103	0	42	6	0	0	0
	35	-366	-103	24130		37	0	0	-13

LOAD 17

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)
1	1	4562	-1673	-8303990	12	12	1015	-599	-697620
	4	-4562	1673	-534667		13	-1015	868	602130
2	2	11493	2835	240010	13	13	1006	-8783	-602075
	5	-11493	-2835	-688376		14	-1006	1023	535460
3	3	8532	1435	996280	14	14	1589	-1409	-610510
	6	-8532	-1435	-135312		15	-1589	1409	46210
4	4	4562	-1673	534670	15	15	1990	-3303	-46200
	7	-4562	1673	-13378363		16	-1990	4795	-1697122
5	5	11492	2835	688343	16	16	1971	-4802	1697200
	17	-11492	-2835	125055		17	-1971	5392	-2564640
6	6	8532	1435	135350	17	17	1581	5975	2439624
	25	-4849	-1435	840406		18	-1581	-5282	-1313490
7	7	18888	4477	13378324	18	18	1777	5220	1313477
	8	-18888	-3890	-625990		19	-1777	-3831	500260
8	8	1902	3880	625950	19	19	1537	2533	-500260
	9	-1902	-2389	723770		20	-1537	-1707	1349326
9	9	1294	595	-727770	20	20	1460	1082	-1349320
	10	-1294	230	796790		21	-1460	-669	1524690
10	10	949	-284	-796865		21	1387	812	-1524715
	11	-949	429	771875		22	-1387	-399	1645915
11	11	945	-437	-771980	22	22	1457	-199	-1645910
	12	-945	705	697660		23	-1457	1624	1400980

LOAD 17

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
23	23	1706	-2669	-1401000	33	26	558	867	120375
	24	-1706	4056	52930		27	-558	-188	90930
24	24	1553	-4119	-52910	34	27	904	248	-10760
	25	-1553	4812	-840410		28	-904	92	26350
25	9	1824	-514	0	35	28	909	-6	-26350
	26	-894	514	-120375		29	-909	345	-8778
26	10	75	-343	0	36	29	334	48	-46112
	27	-75	343	-80170		30	-334	631	-70630
27	14	419	556	0	37	31	146	391	29480
	29	-419	-556	54895		32	-146	288	-8710
28	15	1914	302	0	38	32	222	338	19550
	30	-647	-302	70630		33	-222	0	14150
29	19	1328	-126	0	39	33	222	20	-14150
	31	-398	126	-29480		34	-222	320	15890
30	20	628	-46	0	40	34	152	278	6350
	32	-628	46	-10840		35	-152	400	-30800
31	22	600	41	0	41	5	0	0	0
	34	-600	-41	9540		36	0	0	0
32	23	1675	132	0	42	6	0	0	0
	35	-408	-132	308300		37	0	0	0

LOAD 18

Memb	Noeud	N (dan)	T (dan)	M(cm dan)	Memb	Noeud	N (dan)	T (dan)	M(cm dan)
1	1	-1948	-519	-334160	12	12	444	-90	-182140
	4	1948	519	-81310		13	-444	291	157340
2	2	2310	-18	-12990	13	13	440	-295	-157330
	5	-2310	18	1920		14	-440	404	132820
3	3	-1731	569	409300	14	14	568	-642	-149340
	6	1731	-569	-68100		15	-568	642	-107740
4	4	-1948	-519	81310	15	15	599	243	107740
	7	-1050	519	-330590		16	-599	653	-196135
5	5	2309	-18	-1948	16	16	597	-655	196200
	17	-2309	18	-10600		17	-597	1009	-337840
6	6	-1732	569	68125	17	17	597	1258	348470
	25	-1434	-569	318570		18	-599	-841	-138465
7	7	569	1024	330530	18	18	630	819	138455
	8	-569	-670	-186410		19	-630	15	22510
8	8	571	668	186370	19	19	649	1291	-22515
	9	-571	228	-91620		20	-649	-670	415130
9	9	513	984	91620	20	20	623	384	-415060
	10	-513	-363	178080		21	-623	-74	460940
10	10	431	174	-178230	21	21	612	135	-460880
	11	-431	-65	186625		22	-612	175	456935
11	11	431	65	-186800	22	22	638	-458	-456915
	12	-431	137	182100		23	-638	1078	149270

LOAD 183

Membr	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	Membr	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
23	23	460	-146	-149270	33	26	131	249	27623
	24	-460	980	-76250		27	-131	52	11890
24	24	607	-1003	76265	34	27	211	136	4620
	25	-607	1419	-318576		28	-211	14	7643
25	9	-1206	-118	0	35	28	211	6	-7644
	26	-255	118	-27622		29	-211	144	-6190
26	10	191	-70	0	36	29	86	97	-3150
	27	-191	70	-16510		30	-86	204	-17690
27	14	246	113	0	37	31	54	162	10800
	29	-246	-113	1000		32	-54	139	-6200
28	15	-881	76	0	38	32	80	148	8910
	30	-208	-76	17690		33	-80	3	5615
29	19	-1300	-46	0	39	33	80	5	-5615
	31	-164	46	-10800		34	-80	145	-8450
30	20	287	-11	0	40	34	55	138	5900
	32	-287	11	-2710		35	-55	163	-10970
31	22	284	11	0	41	5	0	0	0
	34	-284	-11	2550		36	0	0	0
32	23	-924	47	0	42	6	0	0	0
	35	-165	-47	10970		37	0	0	0

LOAD 19

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)
1	1	3263	-1233	-595810	12	12	772	-419	-485540
	4	-3263	1233	-390840		13	-772	620	417890
2	2	8378	208	174270	13	13	765	-628	-417840
	5	-8378	-208	-49625		14	-765	737	370025
3	3	7850	1060	736300	14	14	1171	-837	-422670
	6	-7850	-1060	-99940		15	-1171	837	87440
4	4	3263	-1233	390840	15	15	1467	-2684	-87440
	7	-3263	1233	-982830		16	-1467	3595	-1264256
5	5	8377	208	49600	16	16	1453	-3600	1264310
	17	-8377	-208	91610		17	-1453	3960	-1907710
6	6	7849	1060	99970	17	17	1166	4325	1816112
	25	-3553	-1060	621234		18	-1166	-3901	-993270
7	7	1387	3201	982795	18	18	1311	3855	993260
	8	-1387	-2841	-468640		19	-1311	-3007	381820
8	8	1397	2836	468605	19	19	1134	1737	-381820
	9	-1397	-1925	556200		20	-1134	-1116	953230
9	9	963	305	-556205	20	20	1084	846	-953220
	10	-963	316	553920		21	-1084	535	1091520
10	10	725	-184	-554030	21	21	1026	641	-1091540
	11	-725	293	537290		22	-1026	-330	1188820
11	11	722	-297	-537435	22	22	1070	82	-1188810
	12	-722	499	485565		23	-107	539	1097210

LOAD 19

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)
23	23	1262	-2209	-1097200	33	26	377	538	81820
	24	-1262	3057	41810		27	-377	-223	70510
24	24	1147	-3102	-41790	34	27	615	94	-13250
	25	-1147	3526	-621236		28	-615	63	16280
25	9	1641	-350	0	35	28	619	-5	-16280
	26	-556	350	-81815		29	-619	162	-462
26	10	-119	-245	0	36	29	219	-57	-39060
	27	119	245	-57257		30	-219	372	-46910
27	14	124	394	0	37	31	86	202	17710
	29	-124	-394	39525		32	-86	113	190
28	15	1861	200	0	38	32	135	158	8267
	30	-3833	-200	46910		33	-135	0	7650
29	19	1291	-76	0	39	33	135	144	-7650
	31	-206	76	-17710		34	-135	144	-5375
30	20	273	-36	0	40	34	91	105	-2053
	32	-273	36	-8460		35	-91	209	-18750
31	22	251	32	0	41	5	0	0	0
	34	-251	-32	7430		36	0	0	0
32	23	1692	80	0	42	6	0	0	0
	35	-214	-80	18750		37	0	0	0

LOAD 20

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)
1	1	3075	172	544780	12	12	396	-878	-676100
	4	-3075	-172	-406930		13	-396	1080	548590
2	2	8346	2530	1898860	13	13	381	-1086	-548550
	5	-8346	-2530	-381025		14	-381	1194	468660
3	3	4187	3937	2735965	14	14	995	-1753	-546470
	6	-4187	-3937	-373560		15	-995	1753	-155625
4	4	3075	172	406930	15	15	1315	-2394	155630
	7	-3075	-172	-324215		16	-1315	3802	-1489510
5	5	8346	1687	381000	16	16	1302	-3807	1489530
	17	-8346	-1687	765970		17	-1302	4363	-2184800
6	6	4186	3095	373590	17	17	1959	3877	1418840
	25	-4186	-3095	1730970		18	-1959	-3223	-708530
7	7	1195	3023	324210	18	18	2077	3148	708510
	8	-1195	-2466	142855		19	-2077	-1837	290520
8	8	1204	2461	-142855	19	19	1934	1467	-290525
	9	-1204	-1053	899315		20	-1934	-846	753790
9	9	628	133	-899315	20	20	1884	88	-753690
	10	-628	488	828330		21	-1884	222	740210
10	10	299	-600	-828235	21	21	1901	-33	-740230
	11	-299	709	782390		22	-1901	344	702475
11	11	296	-714	-782290	22	22	1952	-1108	-702440
	12	-296	916	676180		23	-1952	1728	134500

LOAD 20

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
23	23	2099	-2098	-134582	34	26	572	921	123370
	24	-2099	3407	-968565		27	-572	-144	90000
24	24	1970	-3484	968585	34	27	904	262	-13400
	25	-1970	4138	-1730980		28	-904	126	27015
25	9	949	-527	0	35	29	912	-40	-27015
	26	-949	527	-123370		29	-912	428	-19875
26	10	133	-327	0	36	29	318	134	-34895
	27	-133	327	-76599		30	-318	642	66825
27	14	590	567	0	37	31	120	396	23575
	29	-590	-567	547830		32	-120	381	-20540
28	15	658	285	0	38	32	170	379	23680
	30	-658	-285	66830		33	-170	10	13255
29	19	402	-101	0	39	33	171	6	-13255
	31	-402	101	-23577		34	-171	382	-24334
30	20	760	-13	0	40	34	119	382	20942
	32	-760	13	-3140		35	-119	394	-23360
31	22	765	14	0	41	5	0	0	0
	34	-765	-14	3400		36	0	0	0
32	23	400	100	0	42	6	0	0	0
	35	-400	-100	23360		37	0	0	0

LOAD 21

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
1	1	3927	-2650	-1737900	12	12	1060	-77	-432020
	4	-3927	2650	-382520		13	-1060	279	408810
2	2	8680	-2116	-1548630	13	13	1061	-291	-408800
	5	-8680	2116	278775		14	-1061	400	384605
3	3	2999	-1802	-1250375	14	14	1375	-967	-434735
	6	-2999	1802	169160		15	-1375	967	37560
4	4	3927	-2650	382515	15	15	1625	-1523	-37560
	7	-3927	2650	-1654770		16	-1625	2931	-921380
5	5	8680	-1273	-278800	16	16	1612	-2937	921475
	17	-868	1273	-587215		17	-1612	3494	-1468690
6	6	2998	-960	-169135	17	17	395	5106	2055955
	25	-2998	960	-483415		18	-395	-4452	-1099835
7	7	1612	3854	1654715	18	18	563	4434	1099830
	8	-1612	-3298	-1046107		19	-563	-3123	414630
8	8	1625	3292	1046035	19	19	365	2692	-414635
	9	-1625	-1884	68390		20	-365	-2071	1368390
9	9	1276	1234	-68395	20	20	279	1342	-1368475
	10	-1276	-614	438480		21	-279	-1032	1606205
10	10	1054	130	-438480	21	21	171	1054	-1606230
	11	-1054	-21	443790		22	-171	-744	1786335
11	11	1049	10	-443830	22	22	248	55	-1786365
	12	-1049	191	432037		23	-248	565	1684305

68
LOAD 21

Membr	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)	Membr	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)
23	23	427	-1010	-1684295	33	26	347	652	73250
	24	-427	2322	1016300		27	-347	125	32150
24	24	340	-2336	-1016280	34	27	568	367	13645
	25	-340	2991	483410		28	-568	22	20900
25	9	668	-313	0	35	28	568	32	-20900
	26	-668	313	-73250		29	-568	356	-11526
26	10	501	-196	0	36	29	248	219	-16560
	27	-501	196	-45798		30	-248	558	-51490
27	14	589	292	0	37	31	159	438	31930
	29	-589	-292	28080		32	-159	338	-11910
28	15	570	220	0	38	32	243	390	23330
	30	-570	-220	51485		33	-243	-2	15875
29	19	446	-136	0	39	33	242	25	-15875
	31	-446	136	-31925		34	-242	364	-18085
30	20	731	-49	0	40	34	167	325	8555
	32	-731	49	-11420		35	-167	451	-33800
31	22	692	41	0	41	5	0	0	0
	34	-692	-41	9525		36	0	0	0
32	23	459	144	0	42	6	0	0	0
	35	-459	-144	33800		37	0	0	0

LOAD 2 2

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
1	1	3146	-63	354555	12	12	452	-812	655760
	4	-3146	63	-404895		13	-452	1013	536940
2	2	8374	2142	1611567	13	13	438	-1020	-536900
	5	-8374	-2142	-326040		14	-438	1128	461655
3	3	4088	3459	2403770	14	14	1026	-1687	-536325
	6	-4088	-3459	-328335		15	-1026	1687	-139526
4	4	3146	-63	404900	15	15	1341	-2321	139530
	7	-3146	63	-435095		16	-1341	3729	-1442165
5	5	8374	1440	326020	16	16	1328	-3734	1442190
	17	-8374	-1440	653200		17	-1328	4290	-2125125
6	6	4087	2757	328363	17	17	1829	3980	1471930
	25	-4087	-2757	1546440		18	-1829	-3326	-741140
7	7	1230	3092	435090	18	18	1951	3255	741120
	8	-1230	-2535	43774		19	-1951	-1945	300865
8	8	1239	2530	-43780	19	19	1803	1569	-300867
	9	-1239	-1122	830070		20	-1803	-948	805000
9	9	682	225	-830070	20	20	1750	192	-804930
	10	-682	396	795840		21	-1750	118	812377
10	10	362	-539	-795755	21	21	1757	57	-812390
	11	-362	-539	-745167		22	-1757	253	792797
11	11	359	-654	-754085	22	22	1810	-1011	-792765
	12	-359	855	655835		23	-1810	1631	263650

LOAD 22

Membr	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	Membr	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
23	23	1960	-2006	-263650	33	26	554	899	119190
	24	-1960	3317	-803160		27	-554	-122	85185
24	24	1835	-3388	803160	34	27	876	271	-11150
	25	-1835	4042	-1546440		28	-876	117	26500
25	9	926	-509	0	35	28	884	-34	-26500
	26	-926	509	-119190		29	-884	422	-19180
26	10	163	-316	0	36	29	312	141	-33370
	27	-163	316	-74030		30	-312	635	-65550
27	14	590	544	0	37	31	123	399	24270
	29	-590	-544	52556		32	-123	377	-19820
28	15	650	280	0	38	32	176	380	23655
	30	-650	-280	65550		33	-176	9	13470
29	19	405	-104	0	39	33	177	8	-13470
	31	-405	104	-24270		34	-177	380	-23815
30	20	758	-16	0	40	34	123	378	19910
	32	-758	16	-38330		35	-123	399	-24230
31	22	759	17	0	41	5	-2	0	0
	34	-759	-17	3910		36	0	0	0
32	23	405	103	0	42	6	0	0	0
	35	-405	-103	24230		37	0	0	0

LOAD 23

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)
1	1	3856	-2415	-1547680	12	12	1005	-144	-452360
	4	-3856	2415	-384550		13	-1005	346	420460
2	2	8653	-1729	-1261340	13	13	1004	-357	-420445
	5	-8653	1729	223790		14	-1004	466	391610
3	3	3098	-1324	-918180	14	14	1343	-1032	-434879
	6	-3098	1324	123934		15	-1343	1032	21460
4	4	3850	-2415	384550	15	15	1599	-1596	-21460
	7	-3850	2415	-1543890		16	-1599	3004	-968730
5	5	8652	-1027	-223820	16	16	1586	-3009	968810
	17	-8652	1027	-474450		17	-1586	3566	-1528360
6	6	3097	-622	-123910	17	17	526	5004	2002860
	25	-3097	622	-298880		18	-526	-4350	-1067225
7	7	1577	3785	1543840	18	18	689	4327	1067220
	8	-1577	-3228	-947030		19	-689	-3016	404290
8	8	1590	3223	946960	19	19	496	2590	-404290
	9	-1590	-1815	137635		20	-496	-1969	1317170
9	9	1222	1143	-137640	20	20	413	1238	-1317245
	10	-1222	-522	470970		21	-413	-927	1534040
10	10	911	69	-470960	21	21	315	964	-1534070
	11	-911	39	472000		22	-315	-653	1696015
11	11	986	-50	-472030	22	22	390	-41	-1696040
	12	-986	252	452380		23	-390	662	1555155

LOAD 23

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)
23	23	566	-1102	-1555145	33	26	366	674	77425
	24	566	2412	8350890		27	-366	103	36970
24	24	476	-2432	-8350830	34	27	596	358	11390
	25	-476	3086	298380		28	-596	30	21406
25	9	691	-331	0	35	28	597	26	-21406
	26	-691	331	-77425		29	-597	362	-12220
26	10	470	-207	0	36	29	254	211	-18090
	27	-470	207	-48365		30	-254	565	-52765
27	14	589	314	0	37	31	155	435	31230
	29	-589	-314	30310		32	-155	342	-12630
28	15	577	225	0	38	32	237	389	23360
	30	-577	-225	52765		33	-237	0	15660
29	19	442	-133	0	39	33	236	23	-15660
	31	-442	133	-31230		34	-236	365	-18605
30	20	734	-46	0	40	34	163	330	9580
	32	-734	46	-10730		35	-163	447	-32930
31	22	698	38	0	41	5	0	0	0
	34	-698	-38	9015		36	0	0	0
32	23	454	141	0	42	6	0	0	0
	35	-454	-141	32930		37	0	0	0

LOAD 24

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
1	1	2446	185	473870	12	12	306	-716	-544950
	4	-2446	-185	-325950		13	-306	878	441200
2	2	6672	2101	1576545	13	13	294	-882	-441170
	5	-6672	-2101	-315820		14	-294	969	376330
3	3	3369	3245	2255210	14	14	789	-1415	-439205
	6	-3369	-3245	-307890		15	-789	1415	-127720
4	4	2446	185	325950	15	15	1047	-1930	127720
	7	-2446	-185	-237200		16	-1047	3056	-1201080
5	5	6671	1400	315797	16	16	1037	-3060	1201090
	17	-6671	-1400	635330		17	-1037	3505	-1759780
6	6	3369	2543	307920	17	17	1594	3081	1124450
	25	-3369	-2543	1421680		18	-1594	-2558	-560305
7	7	949	2404	237195	18	18	1687	2497	560290
	8	-949	-1959	134100		19	-1687	-1448	230350
8	8	956	1955	-134100	19	19	1573	1153	-230350
	9	-956	-828	733300		20	-1573	-657	592786
9	9	492	88	-733300	20	20	1534	49	-592710
	10	-492	408	669160		21	-1534	199	577740
10	10	226	-492	-669080	21	21	1550	-45	-577750
	11	-226	579	631550		22	-1550	293	543915
11	11	224	-583	-631475	22	22	1590	-905	-543885
	11	-224	745	545015		23	-1590	1402	81772

LOAD 24

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cmdan)
23	23	1707	-1696	-81770	33	26	462	741	99530
	24	-1707	2744	-807935		27	-462	-120	72970
24	24	1604	-2806	807950	34	27	729	208	-11173
	25	-1604	3329	-1421690		28	-729	103	21713
25	9	764	-425	0	35	28	736	-33	-21712
	26	-764	425	-99530		29	-736	344	-16040
26	10	100	-264	0	36	29	255	106	-28220
	27	-100	264	-61795		30	-255	515	-53715
27	14	472	458	0	37	31	96	316	18720
	29	-472	-458	44270		32	-96	305	-16577
28	15	528	229	0	38	32	135	303	18950
	30	-528	-229	53720		33	-135	8	10560
29	19	320	-80	0	39	33	136	5	-10560
	31	-320	80	-18725		34	-136	306	-15970
30	20	609	-10	0	40	34	95	307	16960
	32	-609	10	-2375		35	-95	315	-18515
31	22	613	11	0	41	5	0	0	0
	34	-613	-11	2617		36	0	0	0
32	23	319	79	0	42	6	0	0	0
	35	-319	-79	18515		37	0	0	0

LOAD 25

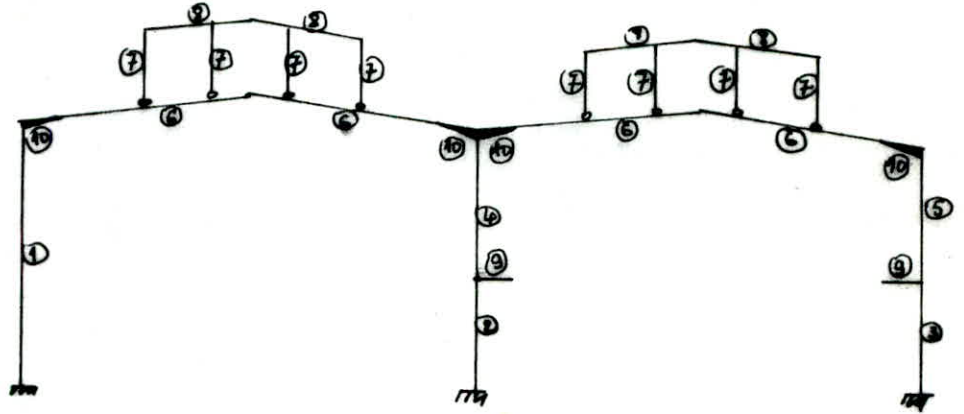
Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
1	1	3156	-2167	-1428365	12	12	859	-48	-341545
	4	-3156	2167	-305610		13	-859	210	324720
2	2	6950	-1770	-1296365	13	13	860	-219	-324710
	5	-6950	1770	234020		14	-860	306	306283
3	3	2379	-1537	-1066740	14	14	1106	-760	-337760
	6	-2379	1537	144375		15	-1106	760	33270
4	4	3156	-2167	305605	15	15	1305	-1204	-33270
	7	-3156	2167	-1346000		16	-1305	2330	-727640
5	5	6950	-1068	-234040	16	16	1294	-2330	727710
	17	2379	-835	-144350		17	-1294	2780	-1163015
6	6	2379	835	144350	17	17	290	4105	1655380
	25	-2379	835	-423640		18	-290	-3582	-886390
7	7	1297	3097	1345950	18	18	425	3569	886385
	8	-1297	-2652	-856700		19	-425	-2520	333770
8	8	1307	2648	856640	19	19	266	2174	-333780
	9	-1307	-1521	40865		20	-266	-1677	1104950
9	9	1031	1006	-40870	20	20	196	1095	-1105030
	10	-1031	-509	344285		21	-196	-846	1299400
10	10	856	116	-344285	21	21	108	861	-1299420
	11	-856	-29	349390		22	-108	-613	1447130
11	11	852	20	-349420	22	22	170	64	-1447160
	12	-852	141	341560		23	-170	433	1373275

LOAD 25

Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)	Memb	Noeud	N(dan)	T(dan)	M(cm dan)
23	23	314	-791	-873265	34	26	274	517	57760
	24	-314	18339	8346120		27	-274	105	24755
24	24	245	-1850	-846110	34	27	449	295	11367
	25	-245	2373	423637		28	-449	16	16615
25	9	530	-247	0	35	28	449	27	-16615
	26	-530	247	-57760		29	-449	284	-9082
26	10	407	-154	0	36	29	197	176	-12945
	27	-407	154	-36125		30	-197	445	-40933
27	14	471	229	0	37	31	128	351	25680
	29	-471	-229	22020		32	-127	270	-9390
28	15	455	175	0	38	32	196	312	183658
	30	-455	-175	40930		33	-196	0	12744
29	19	357	-110	0	39	33	195	20	-12744
	31	-357	110	-256830		34	-195	291	-14365
30	20	585	-40	0	40	34	135	259	6640
	32	-585	40	-9275		35	-135	362	-27210
31	22	552	33	0	41	5	0	0	0
	34	-552	-33	7722		36	0	0	0
32	23	368	116	0	42	6	0	0	0
	35	-368	-116	27211		37	0	0	0

Dimensionnement du Portique central.

Remarque: les poteaux seront vérifiés à la flexion composée et les traverses à la flexion simple.



- Poteau. 1 $M_{max} = 2540663 \text{ dan.cm}$
 $N_{max} = 8230 \text{ dan}$
 $T_{max} = 3616 \text{ dan}$

Vérif. du Profilé HEA. 400.

- Vérif. du déversement (Preliminaire)
 $l_f = l_c = 1280 \text{ cm}$ (M66 P. 156)

$$\lambda = 9,5 \cdot l_f / b = 9,5 \cdot 1280 / 30 = 149 \rightarrow k_y = 3,635$$

$$\sigma_f = M_{max} / W_x = 2540663 / 2310 = 1100 \text{ dan/cm}^2$$

$\rightarrow k_y \cdot \sigma_f = 3,635 \cdot 1100 = 3998,5 \text{ dan/cm}^2 > \bar{\sigma}_e$ non vérifié

σ_d ? (cas des pièces soumises à 2 moments aux extrémités)

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^6 \cdot I_y / z_x \cdot (\eta / l_f) \cdot (D-1) B \cdot C \quad (B=C=1)$$

$$D = [1 + 0,156 \cdot \lambda \cdot l_f^2 / 2 \cdot I_y^2]^{1/2} = [1 + 0,156 \cdot 149 \cdot 1280^2 / 856430^2]^{1/2}$$

$$D = 2,7$$

Les moments aux extr. $M_w = 2540663$, $M_e = -187643$

$$M_e / M_w = -187643 / 2540663 = -0,07 \rightarrow 0 \Rightarrow C = 1,88$$

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^6 \cdot 8204 / 45070 \cdot (39/1280) \cdot (2,7-1) = 1190,5$$

$$\lambda_d = l_f / \eta \cdot [4 I_x / z_y \cdot (1 - \sigma_e / \sigma_d)]^{1/2} = 106,5$$

$$d_0 = 106,5 \rightarrow K_0 = 2,074 \rightarrow K_{d0} = K_0 / \left(1 + \frac{C_d (K_0 - 1)}{8}\right)$$

$$K_{d0} = 2,074 / \left(1 + \frac{1199,5}{2400} \cdot 1,074\right) = 1,35$$

$$\rightarrow K_d = K_{d0} / C + (C-1) / (5 K_{d0}) = \frac{1,35}{1,88} + \frac{1,88-1}{5 \cdot 1,35} = 0,848$$

$$\rightarrow K_d = 1.$$

Donc pas de déversement.

Vérif. à la stabilité.

$$\sigma = N/A = 8230/159 = 51,76 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_R = M_{\max}/W_x = 1100 \text{ dan/cm}^2$$

$$\lambda_y = l_f / i_y = 1290 / 7,34 = 174 \rightarrow \sigma_K = 685 \rightarrow \mu = \sigma_{\text{eff}} = 13,23$$

$$\rightarrow K_1 = (\mu - 1) / (\mu - 1,3) = 1,025$$

On vérifiera la formule enveloppe.

$$9/8 (K_1 \cdot \sigma + \sigma_R) = 9/8 (1,025 \cdot 51,76 + 1100) = 1297,18 < \sigma_e \text{ vérifié}$$

Vérif. au cisaillement.

$$\tau_{\max} = T_{\max} \cdot s / I_x \cdot A = 3619 \cdot 1290 / 45070 \cdot 1,1 = 93,3 < \tau_e \text{ vérifié}$$

- poteau 2

$$M_{\max} = 2622464 \text{ cm.daN}$$

$$N_{\max} = 47155 \text{ daN}$$

$$T_{\max} = 2530 \text{ daN}$$

le Pot. 2 est un HEA. 450.

Vérif. à la stabilité.

$$\sigma = N/A = 47155/178 = 264,91 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_R = M_{\max}/W_x = 2622464/2900 = 904,29 \text{ dan/cm}^2$$

$$l_f = l_0 = 600 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = l_f / i_y = 600 / 7,29 = 82,3 \rightarrow \sigma_{K_y} = 3000,1$$

$$\rightarrow \mu = \sigma_{K_y} / \sigma = 11,55 \rightarrow K_{1y} = (\mu - 1) / (\mu - 1,3) = 1,029$$

K_d ? (Pièces soumises à 2 moments aux extrémités)

$$M_w = 2622464 \text{ cm.daN} \quad \gamma \rightarrow K_e/M_w = -0,752$$

$$M_e = -1973819 \text{ — n —}$$

$$D = \left(1 + 0,156 \cdot J \cdot l_f^2 / I_x\right)^{1/2} = \left(1 + 0,156 \cdot 257 \cdot 600^2 / 9465 \cdot 400^2\right)^{1/2} = 1,33$$

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^6 \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot h^2 (D-1) \cdot B_L / l_f^2 = 4 \cdot 10^6 \cdot \frac{9465}{63720} \cdot \left(\frac{400}{600}\right)^2 \cdot 0,33 = 1054,4 \text{ dan/cm}^2$$

$$d_0 = I_f/n \cdot \left[\frac{42x}{24} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_c} \right) \right]^{1/2} = \frac{600}{44} \left[4 \cdot \frac{63720}{9465} \cdot \left(1 - \frac{1054,43}{2400} \right) \right]^{1/2}$$

$$d_0 = 52,98. \rightarrow K_a = 1,137 \rightarrow K_{d_0} = K_d / \left(1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_c} (K_a - 1) \right)$$

$$K_{d_0} = 1,137 / \left(1 + \frac{1054,43}{2400} \cdot 0,137 \right) = 1,072.$$

$$c = \left[3 / \left(1 + \frac{M_2}{M_1} + \frac{M_2^2}{M_1^2} - 0,152 \left(1 - \frac{M_2}{M_1} \right)^2 \right) \right]^{1/2}$$

$$= \left[3 / \left(1 + (-0,752) + (-0,752)^2 - 0,152 (1 + 0,752)^2 \right) \right]^{1/2} = 2,94.$$

$$K_d = K_{d_0}/c + (c-1)/5K_{d_0} = 1,072/2,94 + 1,94/5 \cdot 1,072 = 0,73$$

$$\rightarrow K_d = 1.$$

Vérif. de la formule enveloppe.

$$\begin{aligned} 9/8 (K_1 \cdot \sigma_g + K_d \cdot \sigma_f) &= 9/8 (1,089 \cdot 264,91 + 1 \cdot 904,91) = 1324,69. \\ &= 1324,69 \text{ daN/cm}^2 \text{ vérifié} \end{aligned}$$

Vérif. au cisaillement.

$$\begin{aligned} \tau_{\max} &= T_{\max} S^{xx} / I_{xx} \cdot z_a = 2530 \cdot 1610 / 63720 \cdot 1,15 \\ &= 55,58 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_c / 1,54 \text{ vérifié.} \end{aligned}$$

- Pot. 3. $M_{\max} = 4489432 \text{ emdan}$
 $N_{\max} = 24389 \text{ daN}$
 $T_{\max} = 9132 \text{ -N-}$

Vérif. du profilé I+EA. 400.

$$\begin{aligned} \sigma &= N/A = 24389/179 = 137 \text{ daN/cm}^2. \\ \sigma_f &= 4489432/2900 = 1548 \text{ -N-} \end{aligned}$$

$$I_f = I_0 = 600 \text{ cm} \rightarrow d_y = I_2/I_y = 600/7,29 = 82,3$$

$$\rightarrow \sigma_k = 8060 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow \mu = \sigma_k/\sigma = 22,33$$

$$\rightarrow \eta_{y_1} = (\mu - 1) / (\mu - 1,3) \rightarrow 1,014.$$

Deversement (Vérif. préliminaire)

$$\begin{aligned} d &= 3,5 I_f / b = 3,5 \cdot 600 / 30 = 70 \rightarrow K_y = 1,302. \\ K_y \cdot \sigma_f &= 1,302 \cdot 1548 = 2015 < \sigma_c \rightarrow \text{pas risque de deversement} \\ K_d &= 1. \end{aligned}$$

On vérifiera la formule enveloppe.

$$\begin{aligned} 9/8 (K_y \sigma + K_d \sigma_f) &= 9/8 (1,014 \cdot 137 + 1,548) = 200 \\ &= 1898 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e \text{ vérifiée.} \end{aligned}$$

Vérif. au cisaillement.

$$\tau_{\max} = T \cdot S^x / I_{xx} \cdot e_0 = 9132 \cdot 1610 / 63420 \cdot 1,95 = 200,64 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau_{\max} < \sigma_e / 1,54 \text{ vérifiée.}$$

- Poteau 4.

$$M_{\max} = 892738 \text{ cm} \cdot \text{daN}$$

$$N_{\text{Lorr.}} = 11725 \text{ daN}$$

$$T_{\max} = 2113 \text{ --}$$

On vérifiera le Profil IPE 360

$$\text{Lf: } \sigma_0 = 680 \text{ cm} \rightarrow \sigma = N/A = 11725 / 72,7 = 161,3 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = M_{\max} / W_x = 892738 / 904 = 987,5 \text{ daN/cm}^2$$

Vérif. au déversement.

(Vérif. préliminaire).

$$\lambda = 3,5 \text{ Lf} / b = 3,5 \cdot 680 / 17 = 140 \rightarrow K_y = 3,253$$

$$K_y \cdot \sigma_f = 3,253 \cdot 987,5 = 3212 \text{ daN/cm}^2 > \sigma_e.$$

Calcul de K_d .

$$D = (1 + 0,156 \cdot J \cdot \text{Lf}^2 / 24 \cdot h^2)^{1/2} = 1,77.$$

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^6 \cdot \frac{I_y}{I_x} \cdot \left(\frac{h}{\text{Lf}}\right)^2 (D-1) B \cdot C = 510,27 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e$$

$$\lambda_0 = \frac{\text{Lf}}{h} \cdot \left[4 \frac{I_x}{I_y} \cdot (1 - \sigma_d / \sigma_e) \right]^{1/2} = 132,4 \rightarrow K_0 = 2,95$$

$$K_{d0} = K_0 / (1 + \sigma_d / \sigma_e (K_0 - 1)) = 2,085$$

$$M_e = -401878 \text{ cm} \cdot \text{daN} \quad \text{et} \quad M_e / M_u = -0,45.$$

$$M_u = 892738 \text{ --}$$

$$C = \left[3 / (1 + M_e / M_u + (M_e / M_u)^2 - 0,152 (1 - M_e / M_u)^2) \right]^{1/2} = 2,63.$$

$$K_d = K_{d0} / C + (C-1) / 5 K_{d0} = 0,94 \rightarrow K_d = 1.$$

→ Pas risque de déversement.

Vérif. de la stabilité.

$$\lambda_y = l_f / i_y = 179,42 \rightarrow \sigma_K = 644 \rightarrow \mu_y \sigma_K / \sigma = 3,99$$

$$\mu = 3,99 \rightarrow K_y = (\mu - 1) / (\mu - 1,3) = 1,111.$$

Vérif. de la formule enveloppe.

$$9/8 \cdot (K_y \cdot \sigma + K_d \cdot \sigma_f) = 1312,36 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_c \text{ vérif.}$$

Vérif. au cisail.

$$\tau_{max} = T_{max} \cdot S^{max} / I_{xx} \cdot e_a = 82,79 \text{ dan/cm}^2 < \frac{\sigma_c}{1,50} \text{ vérif.}$$

- poteau 4.5. $M_{max} = 1950668 \text{ cm.dan}$

$N_{max} = 4186 \text{ dan}$

$T_{max} = 3867 \text{ — — —}$

on vérifiera le prof. file IPEA. 360.

$$\sigma = N/A = 29,3 \text{ dan/cm}^2, \quad \sigma_f = M_{max} / W_x = 1082 \text{ dan/cm}^2$$

$$l_b = l_0 = 680 \text{ cm} \rightarrow \lambda_y = l_f / i_y = 81,52 \rightarrow \sigma_{Ky} = 2475$$

$$\mu = \sigma_{Ky} / \sigma = 84,47 \rightarrow K_y = (\mu - 1) / (\mu - 1,3) = 1,003.$$

$K_d?$ $M_c = 208197 \text{ cm.dan}$ } $\rightarrow M_c / M_d = 0,12.$

$M_0 = 1950668 \text{ — — —}$

$$C = \left[3 / (1 + 0,2 + (0,2)^2) - 0,152 \cdot 1,2^2 \right] = 1,714.$$

$$D = \left[1 + 0,156 J \cdot \frac{e_f^2}{J_y \cdot h^2} \right] = 1,42$$

$$\sigma_d = \frac{4 \cdot 10^6 \cdot 7887 \cdot \left(\frac{36}{680}\right)^2 \cdot 0,42}{33090 \cdot 680} = 1122,3 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_c.$$

$$l_0 = 680/36 \cdot \left[4 \cdot 33090 / 7887 \cdot (1 - 1122,3 / \sigma_c) \right]^{1/2} = 56,46$$

$$\rightarrow K_0 = 1,162 \rightarrow K_{d0} = 1,08 \text{ donc } K_d = 0,76$$

$\rightarrow K_d = 1$. Pas risque de déversement.

Vérif. de la formule enveloppe :

$$9/8 (K_y \cdot \sigma + K_d \cdot \sigma_f) = 1194 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_c \text{ vérifié}$$

Vérif. au cisaillement.

$$\tau_{max} = T_{max} \cdot S^{max} / I_{xx} \cdot e_a = 121,53 \text{ dan/cm}^2 < \frac{\sigma_c}{1,50} \text{ vérifiée.}$$

* Traverse 6 $M_{max} = 3114875 \text{ cm dan}$
 $T_{max} = 8554 \text{ dan}$
 soit le profilé HEA 400 à vérifier.

Vérif. à la résistance.

$$\sigma_f = M_{max} / W_x = 1348,43 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e \text{ vérifiée}$$

Vérif. au déversement.

Une partie de la traverse est réalisée à la couverture
 donc la longueur de déversement est $l_0 = 600 \text{ cm}$

$$\rightarrow l_f = l_0 = 600 \text{ cm.}$$

Vérif. Préliminaire : $\lambda_y = 3,5 l_f / b = 70 \quad (b = 50)$
 $\rightarrow k_y = 1,302$

$$k_y \sigma_f = 1,302 \cdot 1348,43 = 1755,65 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

pas de déversement.

Vérif. au cisaillement.

$$\tau_{max} = T_{max} \cdot S^m / I_{xx} \cdot e_a = 220,85 < \tau_a / 1,54$$

vérifiée.

* Poteau 7. (Pied droit du lanterneau).

$$M_{max} = 252546 \text{ cm dan}$$

$$N_{max} = 1609 \text{ dan}$$

$$T_{max} = 1079 \text{ -1-}$$

on vérifiera le profilé IPE 200.

$$\sigma = N/A = 56,5 \text{ dan/cm}^2, \quad \sigma_f = M_{max} / W_x = 1502 \text{ dan/cm}^2$$

$$l_f = l_0 = 234 \text{ cm.}$$

- Vérif. du déversement (Préliminaire)

$$\lambda = 3,5 \cdot l_f / b = 81,9 \quad (b = 10) \rightarrow k_y = 1,488$$

$$k_y \sigma_f = 1937,37 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

pas risque de déversement $\rightarrow u_d = 1$.

- Vérif. à la stabilité.

$$\lambda_y = l_f / i_y = 104,5 \rightarrow \sigma_k = 1898 \text{ dan/cm}^2$$

$$\rightarrow \mu = \sigma_k / \sigma = 33,59 \rightarrow k_{ty} = (\mu - 1) / (\mu - 1,3) = 1,009$$

on vérifiera la formule enveloppe

$$g/8. (k_y \cdot \sigma_f + k_d \cdot \sigma_f) = 1528,29 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_c \text{ vérifié}$$

Vérif. du cisaillement.

$$\tau_{\max} = T_{\max} \cdot S^{xx} / I_{xx} \cdot e_a = 109 < \sigma_{\tau/1,50} \text{ vérifié.}$$

*. traverse 8 (traverse du lanterneau).

$$M_{\max} = 252550 \text{ emdan}$$

$$T_{\max} = 1552 \text{ dan}$$

soit le IPE 200 à vérifier.

- Vérif. à la résistance.

$$\sigma_f = M_{\max} / W_x = 1302 < \sigma_c \text{ vérifié.}$$

Vérif. au déversement.

- une panne se solidarise à la traverse

$$\rightarrow l_f = l_0 = 200 \text{ cm.}$$

- Vérif. Préliminaire $\lambda = 3,5 l_f / b = 3,5 \cdot 200 / 10 = 70$

$$\rightarrow k_y = 1,302. \quad k_y \cdot \sigma_f = 1635,2 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_c$$

\rightarrow pas risque de déversement.

Vérif. du cisaillement.

$$\tau_{\max} = T_{\max} \cdot S^{xx} / I_{xx} \cdot e_a = 156,9 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{\tau/1,50} \text{ vérifié.}$$

*. poteau 9. (- console).

$$M_{\max} = 2813331,5 \text{ emdan}$$

$$T_{\max} = 30844,5 \text{ dan}$$

soit IPE 400 à vérifier.

$$l_f = l_0 = 75 - 24,5 = 50,5 \text{ cm} \rightarrow l_f = 101 \text{ cm}$$

Vérif. à la résistance. $\sigma_f = M_{\max} / W_x = 1994,25 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_c \text{ vérifié}$

Vérif. au dévers: (préliminaire).

$$\lambda = 3,5 l_f / b = 19,63 \rightarrow k_y = 1,014.$$

$$k_y \cdot \sigma_f = 2022 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_c \text{ pas de dévers:}$$

- Vérif. au cisaillement.

$$\tau_{\max} = T_{\max} \cdot S^{xx} / I_{xx} \cdot e_a = 1014 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_{\tau/1,50} \text{ vérifié.}$$

3 Poutre. 10 Jarret.

Caractéristiques d'un Jarret.

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$e = 1,9 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$a = 1,1 \text{ cm}$$

$$A = 141 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 214431 \text{ cm}^4$$

$$W_x = I_x / v = I_x \cdot 2/h = 5361 \text{ cm}^3$$

$$M_{\text{max}} = 4744860 \text{ cm} \cdot \text{daN}$$

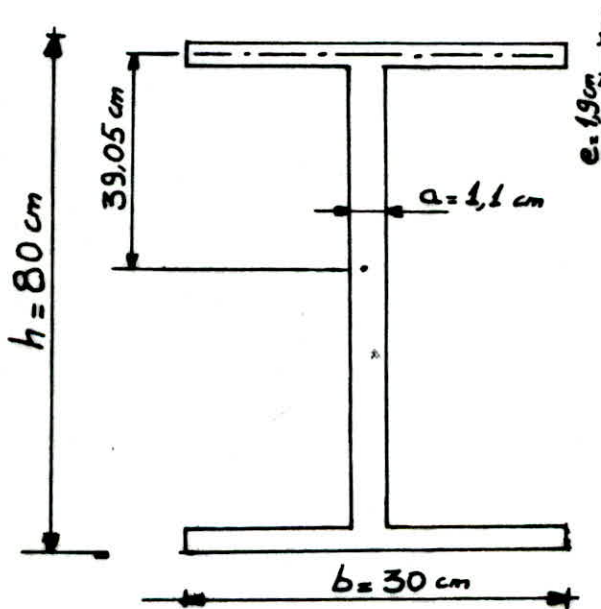
$$T_{\text{max}} = 9872,5 \text{ daN}$$

Vérif. à la résistance.

$$\sigma_f = M_{\text{max}} / W_x = 885 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_c \text{ vérifié.}$$

Vérif. du cisaillement.

$$\tau_{\text{max}} = T_{\text{max}} / A_x = 117,79 < \tau_{\text{adm}} \text{ vérif.}$$



**S'TABILITE ET
CONTREVENTEMENT**

Stabilité et Contreventement du bâtiment Central.

Dans le sens longitudinal on dispose de poteaux espacés de 6m, donc on n'a pas besoin de prévoir de potelets, par contre dans le sens transversal l'espacement est de 2m entre poteaux, on dispose entre 2 poteaux ; 3 potelets espacés de 6m.

a. lisses de bardage.

Dans les 2 sens on dispose de lisses d'entraxe 2m, avec 2 sortes de lisses.

- lisse inférieure supportant une maçonnerie en Pierre de 400 kg/m^2 .
- la autre lisse en dessus.

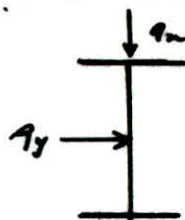
b. lisse inférieure: Pour cette lisse on choisira un IPE 20 sollicité en f. double.

$$P.P. : q_n = 400 \cdot 1,2 + 30,7 = 470,7 \text{ kg/ml.}$$

$$\text{Vent. n. } q_y = 60,12 \cdot 1,1 = 66,13 \text{ — u —}$$

$$M_n = 1/2 \cdot q_n \cdot l^2/8 = 212420 \text{ en dan.}$$

$$M_y = 44638 \text{ en dan.}$$



- Vérif. à la résistance. (f. double).

$$\sigma = M_n/w_n + M_y/w_y = 1815,4 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_c \text{ vérifiée}$$

- Vérif. à la flèche.

$$f_y = 5/384 \cdot q_n \cdot l^4/EI_n = 0,97 \text{ cm.}$$

$$f_n = 5/384 \cdot q_y \cdot l^4/EI_y = 1,87 \text{ cm.}$$

$$f = (f_n^2 + f_y^2)^{1/2} = 2,1 \text{ cm} < \bar{f} = l/200 = 3 \text{ cm vérifiée}$$

Vérif. de l'IPB 20. avec les combinaisons extrêmes

$$P.P. \quad q_n = 400 \cdot 1,1 + 30,7 = 470,7 \text{ kg/ml.}$$

$$\text{Vent. e. } q_y = 1,75 \cdot 60,12 \cdot 1,1 = 115,73 \text{ — u —}$$

$$M_n = q_n \cdot l^2/8 = 211815 \text{ en dan}$$

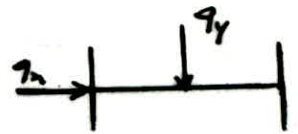
$$M_y = q_y \cdot l^2/8 = 52078,5 \text{ — u —}$$

$$\sigma = M_n/w_n + M_y/w_y = 1755 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_c \text{ vérifiée.}$$

2. lisse intermediaire.

$$P.P : q_y = 20 \cdot 2 + 25 = 65 \text{ kg/ml}$$

$$V.n : q_x = 1,09 \cdot 55,16 \cdot 2 = 120,25 \text{ kg/ml}$$



$$M_x = 3/2 \cdot q_x \cdot l^2 / 8 = 81337,8 \text{ Nm}$$

$$M_y = 4/3 \cdot q_y \cdot l^2 / 8 = 59000,0 \text{ Nm}$$

Soit un IPE 240 pour les lisses intermediaires

$$\sigma = M_x / W_x + M_y / W_y = 1075,6 \text{ daN/cm}^2 \text{ ce qui est vérifié}$$

Vérif. à la flèche.

$$f_x = 5/384 \cdot q_x l^4 / E \cdot I_x = 0,25 \text{ cm}$$

$$f_y = 5/384 \cdot q_y l^4 / E \cdot I_y = 1,84 \text{ cm}$$

$$f = (f_x^2 + f_y^2)^{1/2} = 1,86 \text{ cm} < \bar{f} = 3 \text{ cm} \text{ Vérifié.}$$

b. Dimensionnement des potelets.

Les potelets sont des poteaux appelés à supporter la charge du bardage et la charge horizontale du vent

Le potelet est supposé encasté à la base et articulé en travers.

$$Pda \text{ du bardage} : 206 \cdot 11,7 + 400 \cdot 6 \cdot 1,1 = 4044 \text{ daN}$$

$$P.P \text{ du potelet} : 60 \text{ kg/ml} = 60 \cdot 12,8 = 768 \text{ daN}$$

$$P_t = 4812 \text{ daN.}$$

$$\text{charge du vent} : q = 1,09 \cdot 55,16 \cdot 6 = 360,75 \text{ daN/ml}$$

$$\text{charge pondérale} : N = 4/3 \cdot P_t = 6412 \text{ daN}$$

$$q_y = 3/2 \cdot q = 541 \text{ daN/ml.}$$

$$M = 9/128 \cdot q_y \cdot l^2 = 625232 \text{ cm daN.}$$

Pour les potelets on prendra de HEA 240.

$$\sigma = N/A = 83,54 \text{ daN/cm}^2, \sigma_f = M/W_x = 925,3 \text{ daN/cm}^2$$

$$l_0 = 1280 \text{ cm} \rightarrow l_f = 0,7 \cdot l_0 = 896 \text{ cm} \rightarrow l_f / i_y = 149,3$$

$$\rightarrow \sigma_k = 930 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow \mu = \sigma_k / \sigma = 11,13 \rightarrow$$

$$\rightarrow \alpha_1 = \mu - 1 / \mu - 1,3 = 1,03.$$

formule enveloppe.

$$9/8 (k_1 \sigma + \sigma_f) = 1135,5 \text{ daN/m}^2 < 60 \text{ vérif.}$$

Vérif. avec la combinaison extrême.

$$P.P \text{ du potelet} : 60,9 \cdot 12,8 = 772 \text{ daN}$$

$$N = P = 4044 + 772 = 4816 \text{ daN.}$$

$$q_1 = 1,75 \cdot q_v = 1,75 \cdot 360,75 = 631,3 \text{ daN/m}$$

$$M = 9/128 \cdot q_1 \cdot l^2 = 727258 \text{ cm} \cdot \text{daN.}$$

$$\sigma = N/A = 62,7 \text{ daN/cm}^2, \sigma_f = M/W_n = 1077,4 \text{ daN/cm}^2$$

$$\mu = \sigma_k / \sigma = 14,83 \rightarrow k_1 = 1,022$$

formule enveloppe.

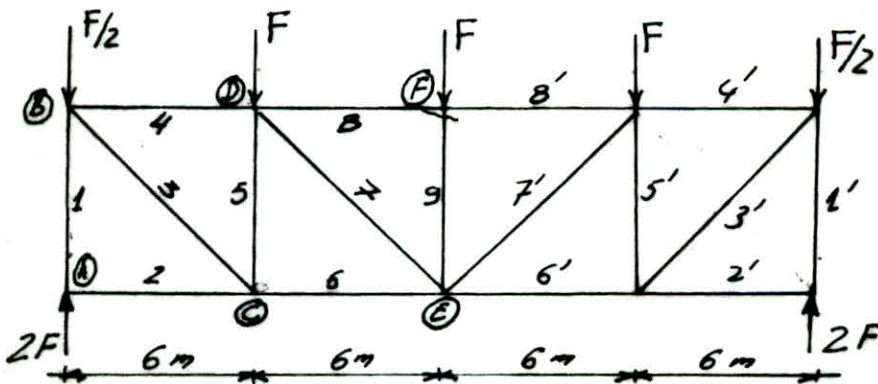
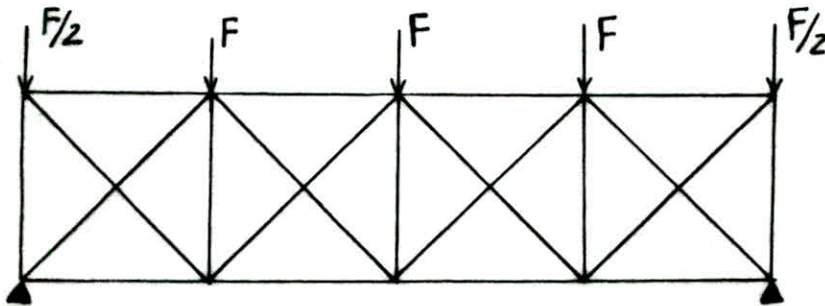
$$9/8 (k_1 \sigma + \sigma_f) = 1284,16 < 60 \text{ vérif.}$$

Vérif. à la flèche.

$$f = 0,0054 \cdot q \cdot l^4 / E I_n = 3,2 \text{ cm} < \bar{f} = 1280 / 400$$

$$\bar{f} = 4,2 \text{ cm vérif.}$$

*. Contreventement de la toiture.

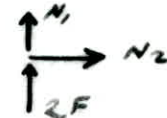


avec F : force du vent extrême dans la tête du poteau.

$$F = 1,75 \cdot 1,09 \cdot 55,16 \cdot 6,12,8 = 8080 \text{ dan.}$$

Pour le calcul des forces dans les barres on utilise la méthode des nœuds.


nœud A.



$$N_2 = N_2' = 0.$$

$$N_1 = -2F.$$

nœud B.




$$\alpha = 45^\circ$$

$$N_3 = 3F/2 \sin \alpha = 17140 \text{ dan}$$

$$N_4 = -N_3 \cdot \cos \alpha = -12120 \text{ dan}$$


nœud C.



$$N_6 = N_3 \cdot \cos \alpha = 12120 \text{ dan}$$

$$N_5 = -N_3 \cdot \sin \alpha = -12120 \text{ dan}$$


nœud D.



$$N_7 \cdot \cos \alpha = N_5 - F = 5713,5 \text{ dan}$$

$$N_8 = N_4 - N_7 \cdot \sin \alpha = 8080 \text{ dan}$$

Vérification.



$$5713,5 \quad 8080 \quad 5713,5$$

$$12120 \quad 12120 \quad \text{Vérifié.}$$

Dimensionnement des diagonales.

$$N_{\max} = 17140 \text{ dan.}$$

$$l_0 = (6^2 + 6^2)^{1/2} = 8,485 \text{ m.}$$

$$l_k = 400 \text{ cm.}$$

$$l_{kx} = 0,8 l_0 = 678,8 \text{ cm.}$$

$$l_{ky} = l_0.$$

$$i_x = l_{kx} / A_g = 1,637 \text{ cm} ; i_y = l_{ky} / A_g = 2,12.$$

On adopte une cornière à ailes égales 80.80.8

$$\text{avec } i_x = i_y = 2,43 \text{ cm. et } A = 12,3 \text{ cm}^2$$

Vérif. à la contr. de compression.

$$\sigma_c = N/A = 1393,5 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_c \text{ vérifié.}$$

Pour la lantierneau on adopte le même contreventement sur la toiture et les pieds droits.

- d. Contreventement du long.

$$F_1 = (1,15 \cdot H_v + F'_1) \cdot 2.$$

F_1 : force sismique pour un seul pont roulant

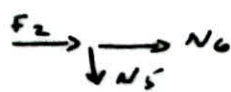
$$F_1 = (1,15 \cdot 1670 + 1349) \cdot 2 = 6539 \text{ daN}$$

F_2 : force due au Acisme de la structure.

$$F_2 = 10419 \text{ daN.}$$

Calcul des forces dans les barres par la meth. des nœuds.

nœud c:

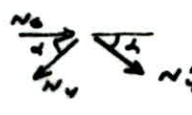


$$N_5 = 0$$

$$N_6 = -F_2 = -10419 \text{ daN.}$$

nœud c': $N_6 = N_5 = 0.$

nœud e:

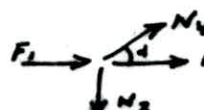


$$N_4 = -N_6$$

$$N_4 = N_6 / 2 \cos \alpha = 12910 \text{ daN}$$

$$(\alpha = 66,2^\circ).$$

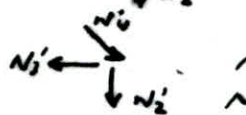
nœud b:



$$N_2 = N_4 \cdot \sin \alpha = 11812 \text{ daN}$$

$$N_3 = -F_1 - N_4 \cos \alpha = -11749 \text{ daN}$$

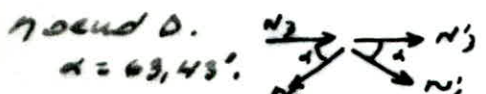
nœud b':



$$N_2 = -N_4 \cdot \sin \alpha = -11812 \text{ daN}$$

$$N_3 = N_4 \cdot \cos \alpha = 12910 \cdot \cos \alpha = 5210 \text{ daN}$$

nœud d:



$$N_1 = -N_2$$

$$N_1 = \frac{N_2 + N_3}{2 \cos \alpha} = 18958 \text{ daN.}$$

Dimensionnement.

1- traverse supérieure (Sablire).

$$N_{\max} = -10419 \text{ daN}$$

$$l_0 = 300 \text{ cm} \rightarrow l_{fx} = 0,8 \cdot l_0 = 240 \text{ cm}, \quad l_{fy} = l_0.$$

$$h = 120.$$

$$i_x = l_{fx} / h = 2 \text{ cm} \quad \text{on adoptera}$$

$$i_y = l_{fy} / h = 2,5 \text{ cm} \quad \text{un IPE 240.}$$

Vérif. de la contr. de compression.

$$\sigma = N/A = 266,5 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_c \text{ vérifié.}$$

2. traverse inférieure.

$$N_{max} = -11749 \text{ daN}$$

soit le profilé IPE 240.

$$\sigma = 4/8 \cdot N/A = 400,65 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_c \text{ vérifié}$$

3. Diagonales supérieures.

$$N_{max} = -12910 \text{ daN}$$

$$l_0 = (300^2 + 630^2)^{1/2} = 743 \text{ cm}$$

$$l_{fx} = 0,8 l_0 = 595 \text{ cm. } l_{fy} = l_0.$$

$$i_x = l_{fx}/\lambda = 4,95 \text{ cm } (\lambda = 120) \quad \left. \begin{array}{l} \text{on adoptera 2 cornières} \\ \text{jumelées 180.180.18} \end{array} \right\}$$

$$i_y = l_{fy}/\lambda = 6,19 \text{ cm}$$

2. 2 (180.180.18) et gousset 10mm d'épaisseur.

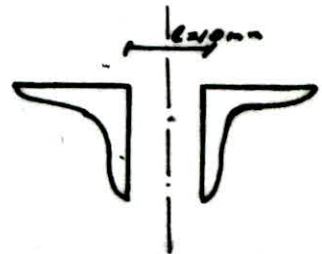
$$I = 2(I_y + A y^2) = 7615 \text{ cm}^4$$

$$i_y = (I/A)^{1/2} = 7,84 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = l_{fx}/i_x = 120,8 < \lambda_R.$$

$$\lambda_y = l_{fy}/i_y = 94,77 < \lambda_R.$$

$$\sigma = N/A = 104,3 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_c \text{ vérifié.}$$



4. diagonales inférieures.

$$N_{max} = -12957 \text{ daN}$$

$$l_0 = (300^2 + 600^2)^{1/2} = 670,8 \text{ cm.}$$

$$l_{fx} = 0,8 \cdot l_0 = 536,6 \text{ cm. } l_{fy} = l_0.$$

$$i_x = l_{fx}/\lambda = 4,47. \quad \left. \begin{array}{l} \text{on adoptera des cornières} \\ \text{jumelées 150.150.10} \end{array} \right\}$$

$$i_y = l_{fy}/\lambda = 5,59$$

2 cornières jumelées 150.150.10 + gousset (2210mm)
 $\rightarrow d = 4,58.$

$$i_x = 4,62, \quad i_y = (600 + \frac{4,53^2 \cdot 29,27}{29,27})^{1/2} = 6,47$$

$$\lambda_y = l_{fy}/i_y = 103,7 < \lambda_R.$$

$$\lambda_x = l_{fx}/i_x = 116 < \lambda_R.$$

Vérif. de la contrainte de compression.

$$\sigma = N/A = 324 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_c \text{ vérifié.}$$

**Stabilité et contreventement du bâtiment
administratif de dte.**

a. Dimensionnement de lisses de bordages

Il y a 2 sortes de lisses.

- Lisse supportant le mur de maçonnerie.

Soit l'IPÉ 220.

$$P.P = 26,2 \text{ kg/ml.}$$

Pds de la maçonnerie : $440 \cdot 1,1 = 484 \text{ kg/ml}$

$$q_x = 484 + 26,2 = 510,2 \text{ kg/ml.}$$



- Action du vent normal.

$$q_y = 1,09 \cdot 55,16 \cdot 1,1 = 66,1 \text{ kg/ml.}$$

$$M_x = 4/3 \cdot q_x \cdot l^2/8 = 273720 \text{ cm.dan}$$

$$M_y = 3/2 \cdot q_y \cdot l^2/8 = 44617,5 \text{ —''—}$$

Vérif. à la résistance.

$$\sigma = M_x/w_x + M_y/w_y = 2306 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_c \text{ vérifié}$$

Action du vent extrême.

$$q_y = 1,75 \cdot 66,1 = 115,67 \text{ kg/ml.}$$

$$M_x = q_x \cdot l^2/8 = 209790 \text{ cm.dan}$$

$$M_y = q_y \cdot l^2/8 = 52051,5 \text{ —''—}$$

$$\sigma = M_x/w_x + M_y/w_y = 2228 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_c \text{ vérifié}$$

Vérif. à la flèche.

$$f_x = 5/384 \cdot q_x l^4/EI_x = 1,35 \text{ cm.}$$

$$f_y = 5/384 \cdot q_y l^4/EI_y = 2,59 \text{ cm.}$$

$$f = (f_x^2 + f_y^2)^{1/2} = 2,92 \text{ cm} < \bar{f} = 3 \text{ cm vérifié}$$

- Lisse supportant mur en brique.

Soit le profilé IPÉ 270.

$$P.P = 36,1 \text{ kg/ml.}$$

$$Pds \text{ du mur en brique } 150 \cdot 2 = 300 \text{ kg/ml.}$$

$$q_x = 300 + 36,1 = 336,1 \text{ kg/ml.}$$

$$V. \text{ normal: } q_y = 1,09 \cdot 55,16 \cdot 2 = 120,25 \text{ kg/ml}$$

$$M_x = 4/3 \cdot q_x l^2/8 = 201660 \text{ cm.dan}, M_y = 3/2 \cdot q_y l^2/8 = 81163 \text{ cm.dan}$$

$$\sigma = M_x/w_x + M_y/w_y = 1775 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_a \text{ vérifié}$$

* Vent extrême.

$$q_4 = 1,75 \cdot 120,25 = 210,44 \text{ kg/ml}$$

$$M_x = q_4 \cdot l^2/8 = 151245 \text{ cm.dan}$$

$$M_y = q_4 \cdot l^2/8 = 94698 \text{ cm.dan.}$$

$$\sigma = M_x/w_x + M_y/w_y = 1875 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_a \text{ vérifié.}$$

Vérif. de la flèche.

$$f_x = 5/384 \cdot q_4 \cdot l^4/EI_x = 0,40 \text{ cm.}$$

$$f_y = 5/384 \cdot q_4 \cdot l^4/EI_y = 2,3 \text{ cm.}$$

$$f = (f_x^2 + f_y^2)^{1/2} = 2,34 < \bar{f} = 3 \text{ cm vérifié.}$$

b. Dimensionnement des potelets (F.C).

$$P_{ds} \text{ des lisses: } 6(20,2 + 3 \cdot 30,8) = 807 \text{ kg.}$$

$$\text{-- II --} \text{ du bardage: } 4(400 \cdot 1,1 + 152 \cdot 6,5) = 8490 \text{ kg}$$

on prendra des IPE 240.

$$P.P. \text{ du potelet: } 30,7 \cdot 1,6 = 233,32 \text{ kg.}$$

$$N = 807 + 8490 + 233,32 = 9530,32 \text{ kg.}$$

$$* \text{ Vent normal: } q = 1,09 \cdot 55,16 \cdot 0 = 360,75 \text{ kg/ml}$$

$$l_0 = 760 \text{ cm} \rightarrow l_f = 0,7 \cdot l_0 = 532 \text{ cm.}$$

$$A_y = l_f/l_y = 198 \rightarrow \sigma_{xy} = 529 \rightarrow \mu = 6,47.$$

$$\sigma = 4/3 \cdot N/A = 325 \text{ dan/cm}^2$$

$$M = q_4 \cdot l^4/128 \cdot 9l^2 = 219464,4.$$

$$\sigma_f = M/w_x = 678,3 \text{ dan/cm}^2 \rightarrow \mu = 1,027.$$

$$k_1 = (\mu - 4)/\mu - 1,3 = 1,217.$$

Vérif. de la formule enveloppe.

$$9/8 (k_1 \sigma + \sigma_f) = 1664 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_a \text{ vérifié}$$

$$\text{Vérif. de la flèche } f = 0,0054 \cdot q_4 \cdot l^4/EI_x = 0,795 \text{ cm} < \bar{f} = 45 \text{ vérifié.}$$

• Vérif. avec la combinaison extrême.

$$q = 1,75 \cdot 360,75 = 631,3 \text{ kg/ml.}$$

$$N = 9530,32 \text{ kg.}$$

$$M_0 = 9/128 \cdot 9 \cdot l^2 = 256387 \text{ cm}^2 \text{ dan}$$

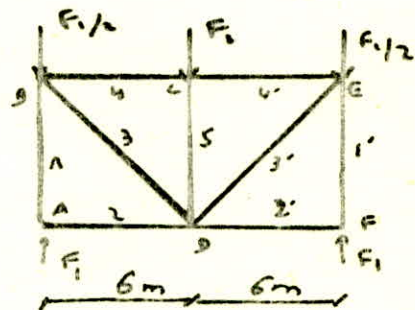
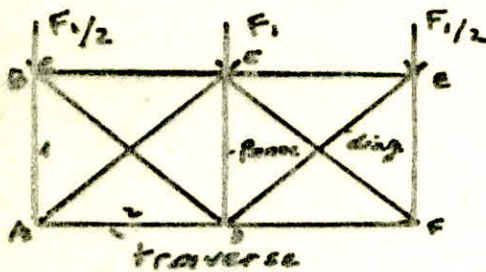
$$\sigma = N/A = 243,75 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_f = M_0/W_x = 791,82 \text{ —}$$

$$\rightarrow \mu = \sigma_f/\sigma = 2,17 \rightarrow K_1 = 1,344$$

Formule enveloppe. $9/18 (K_1 \sigma + \sigma_f) = 1259 \text{ dan/cm}^2 < 62$
Vérifié.

C. Contreventement de la toiture.



Détermin. de l'effort F_1 .

1- F_1 : vent extrême.

$$F_1 = 1, K_1 \cdot 1,03 \cdot 55 \cdot 16 \cdot 9,66 = 4798 \text{ dan}$$

2- cas de la force sismique.

on vérifie d'abord le 1^{er} cas puis le 2^e cas et on dimensionnera avec le cas défavorable.

1. Vent extrême. Pour la détermination des efforts on utilise la méthode des nœuds.

nœud A.

$$N_1 = N_2 = 0$$

$$N_1 = N_2 = -F_1 = -4798 \text{ dan}$$

nœud B.

$$N_3 = F_1/\sqrt{2} = 3392,7 \text{ dan}$$

$$N_4 = -N_3 \cdot \cos \alpha = -2399 \text{ dan.}$$

nœud C:

$$N_5 = -F_1 = -4798 \text{ dan}$$

2. cas de la force sismique.

Détermination de F_s et F_{02} : la distribution des forces se fait selon les inertias des poteaux.

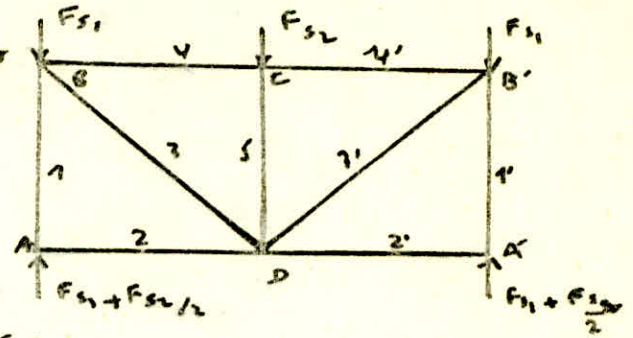
$V = 22,89 \text{ t.}$

on prévoit 2 contreventements dans chaque travée de rive.

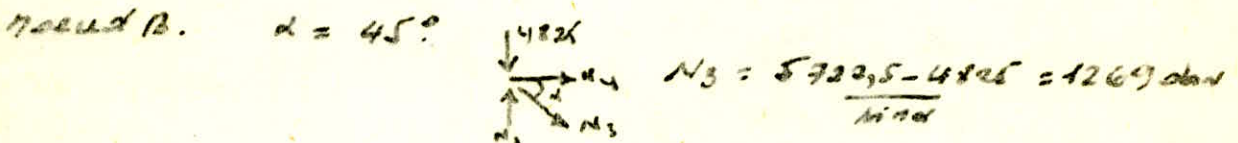
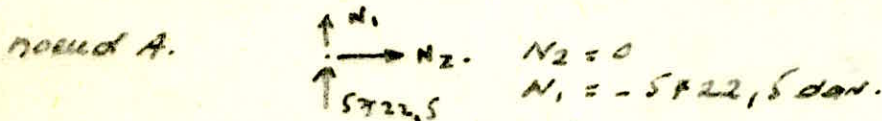
$\rightarrow F_{s1} = V/2 = 11,445 \text{ t.}$

donc $F_{t1} = F_{s1} \cdot I_1 / (I_1 + I_2) = 4825 \text{ kg.}$

$F_{t2} = F_{s1} - 2F_{s1} = 1795 \text{ kg.}$



Efforts dans les barres (méth. des nœuds).



On constate que l'effort normal dans les diagonales dû au séisme est plus faible que celui dû au V.e.

Dimensionnement des diagonales.

$N_{max} = 3392,7 \text{ dan.}$
 $l_0 = (6^2 + 6^2)^{1/2} = 8,485 \text{ m.}$
 $\lambda_L = 400.$

$l_{fx} = 0,8 l_0 \Rightarrow i_x = 0,8 l_0 / \lambda_L = 1,697 \text{ cm.}$
 $l_{fy} = l_0 \Rightarrow i_y = l_0 / \lambda_L = 2,12 \text{ cm.}$

on adoptera des cornières à ailes égales 80.80.8 avec $i_x = i_y = 2,43 \text{ cm.}$ $A = 12,3 \text{ cm}^2.$

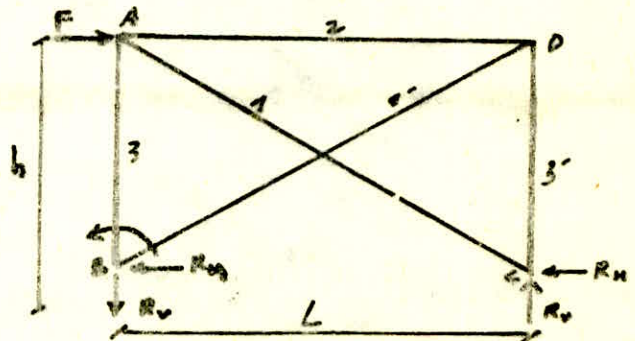
$\lambda_x = 0,8 l_0 / i_x = 279 < 400.$
 $\lambda_y = l_0 / i_y = 349,2 < 400.$

- Contrainte de compression.

$\sigma = N_{max} / A = 275,8 < \sigma_c$ Vérifié.

- d: contreventement de long-pan.

F: force sismique
 $F = 11445 \text{ dan}$
 $R_H = F/2 = 5722,5 \text{ dan}$



$$N_1 = 5722 / \cos \alpha = 9232 \text{ dan.}$$

second A. $\xrightarrow{F} \rightarrow N_2 \quad N_2 = -F = -11445 \text{ dan.}$

1. Dimensionnement de la traverse.

$$N_{\max} = -11445 \text{ dan (compression).}$$

on choisira L. HEA. 220.

$$l_0 = L = 600 \text{ cm.}$$

$$\sigma = N/A = 11445 / 64,3 = 178 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_c \text{ vérifié}$$

$$l_{fy} = 0,8 \cdot l_0 = 480 \text{ cm.} \rightarrow \lambda_n = l_{fy} / i_n = 52,34 < \lambda_E$$

$$l_{fy} = l_0 = 600 \rightarrow \lambda_y = l_{fy} / i_y = 109 < \lambda_E$$

2. Dimensionnement de la diagonale.

$$N_{\max} = 9232 \text{ dan.}$$

$$l_0 = \sqrt{(600^2 + 760^2)} / 2 = 968,3 \text{ cm.}$$

$$l_{fn} = 0,8 l_0 = 774,64 \text{ cm.} \rightarrow i_n = 1,94 \text{ cm.}$$

$$l_{fy} = l_0 = 968,3 \text{ cm} \rightarrow i_y = 2,42 \text{ cm.}$$

on adoptera des cornières à ailes égales 90.90.9

$$i_n = i_y = 2,73 \text{ cm} \quad A = 15,52 \text{ cm}^2$$

contrainte de compression.

$$\sigma = N/A = 595 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_c \text{ vérifié.}$$

Stabilité et Contreventement
du bâtiment administratif de gche.

d. Lisses de bandages.

on adoptera les mêmes lisses que pour le bâtiment précédent, c'est à dire.

IPE 320 pour la lisse supportant le mur en maçonnerie.

LPE 270 pour les lisses supérieures.

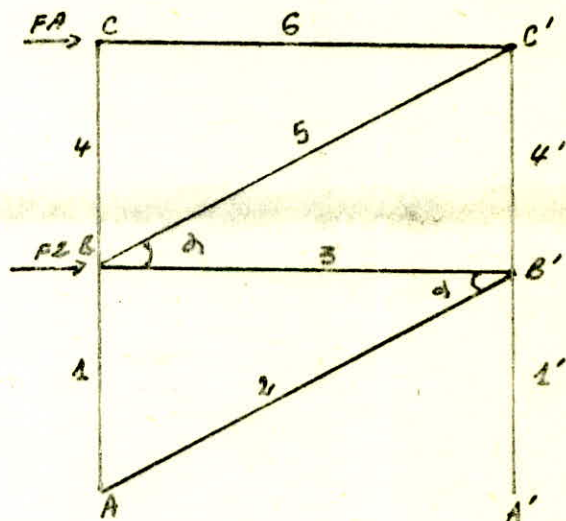
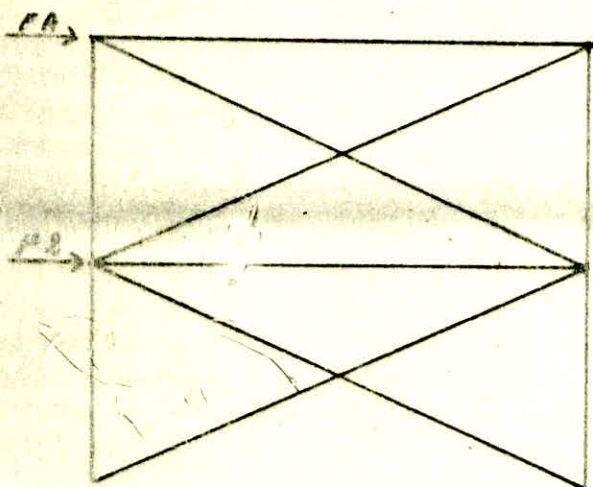
e. potelets. la même chose pour les potelets

on adoptera les mêmes que pour le bâtiment précédent, c.à.d de IPE. 240.

e. contreventement de la toiture.

identique à celle du bâtiment précédent

d. contreventement du long. pan.



$$F_1 = 6480 \text{ dan.}$$

$$F_2 = 9680 \text{ dan.}$$

Détermination des efforts dans les barres.
(Méthode des nœuds).

nœud C.

$$N_4 = 0.$$

$$N_6 = -F_1 = -6480 \text{ dan}$$

nœud C'.

$$\alpha = 32,75^\circ$$

$$N_5 = N_6 / \cos \alpha = 7670 \text{ dan.}$$

$$N_4 = -N_5 \cdot \sin \alpha = -4104 \text{ dan.}$$

nœud B.

$$N_1 = N_5 \cdot \sin \alpha = 4104 \text{ dan}$$

$$N_7 = -(F_2 + N_5 \cdot \cos \alpha) = -16160 \text{ dan}$$

nœud B'.

$$N_2 = N_7 / \cos \alpha = 19130 \text{ dan.}$$

$$N_3 = -(N_4 + N_2 \cdot \sin \alpha) = -14340 \text{ dan.}$$

Dimensionnement.

1. traverse supérieure.

$$N = -6480 \text{ dan.}$$

$$l_e = 100.$$

$$l_{ex} = 600 \text{ cm}, l_{ey} = 0, l_{ez} = 480 \text{ cm}, l_{fy} = l_{ez} = 600 \text{ cm}$$

$$l_x = t_x / A = 4 \text{ cm.}$$

$$l_y = t_y / A = 5 \text{ cm.}$$

on choisira un HEA. 220.

$$n_y = l_y / l_x = 1.25 < 1.6.$$

Contrainte de compression.

$$\sigma = N/A = 101 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_c \text{ vérifié.}$$

2. traverse inférieure.

$$N_{\text{max}} = 16160 \text{ dan.}$$

Pour le même profilé HEA. 220.

$$\sigma = N/A = 251,3 \text{ dan/cm}^2$$

3. Diagonale supérieure.

$$N_{\text{max}} = 7670 \text{ dan.}$$

$$A = 400$$

$$l_0 = (600^2 + 380^2)^{1/2} = 710 \text{ cm.}$$

$$l_{x_0} = 0,7 \cdot l_0 = 568 \text{ cm.} \rightarrow l_x = 1,42.$$

$$l_{y_0} = l_0 = 710 \rightarrow l_y = 1,78.$$

on prendra une cornière à ailes égales 60.60.6.

$$l_x = l_y = 1,82, \quad A = 6,91 \text{ cm}^2$$

Contrainte de traction.

$$\sigma = N/A = 1110 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_t \text{ vérifié.}$$

4. Diagonale inférieure.

$$N_{\text{max}} = 19130 \text{ dan.}$$

on prendra une cornière à ailes égales

$$70.70.7. \text{ avec } l_x = l_y = 2,12 \text{ cm}, \quad A = 9,40 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = N/A = 2035 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_c \text{ vérifié.}$$

ASSEMBLAGES

Ancrage de poteaux.

$M = 2202.869 \text{ cm.kg}$

$N_{\text{arr}} = 6524 \text{ daN}$

$T_{\text{max}} = 3614 \text{ daN}$

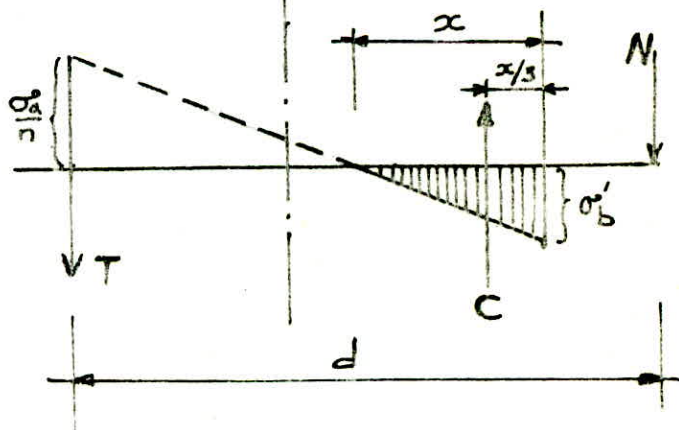
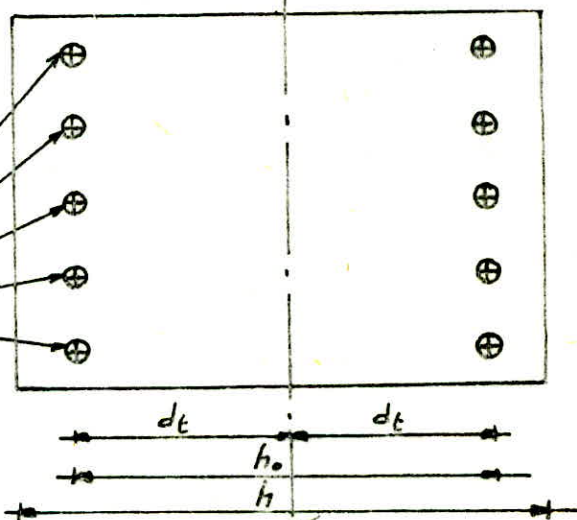
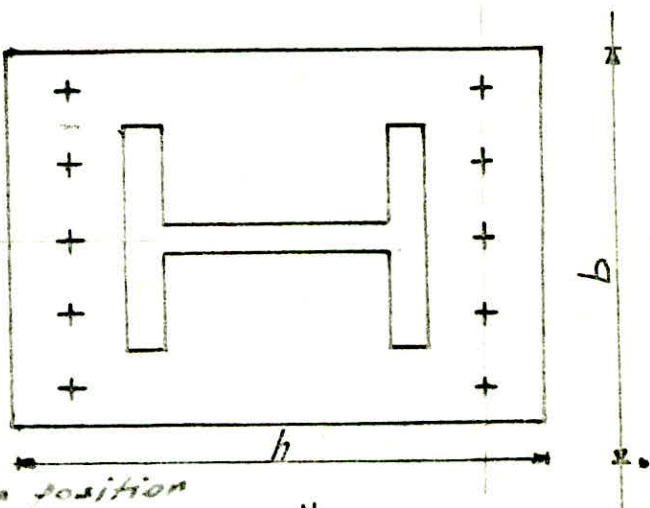
Par analogie avec une section en béton armé sollicitée en flexion

composée, on calcule la position

de l'axe neutre pour pouvoir

calculer les contraintes du béton en dessus de la platine et des boulons si l'arrachement

Ω section des boulons



Le poteau a un H.E.A. 400.

On utilisera des boulons HR avec $\phi = 24 \text{ mm}$.

$$\rightarrow d = 25 \text{ mm.}$$

$$3d < S < 7d \Leftrightarrow 75 \text{ mm} < S < 175 \text{ mm.}$$

$$1,5d < S_2 < 2,5d \Leftrightarrow 37,5 \text{ mm} < S_2 < 62,5 \text{ mm.}$$

$$1,5d < S_1 < 2,5d \Leftrightarrow 37,5 \text{ mm} < S_1 < 62,5 \text{ mm}$$

$$\phi = 24 \text{ mm} \rightarrow A_t = 3,53 \text{ cm}^2 \text{ (Tab. } \phi. 282 \text{ cm } \phi \text{)}.$$

$$h = h_{\text{net}} + 4S_1 = 39 + 4 = 43.$$

On prendra. $S_2 = S_1 = 50 \text{ mm}$.

$$S = 126 \text{ mm.}$$

$$h = 80 \text{ cm.}$$

$$h_0 = 60 \text{ cm.}$$

$$S_0 = 5.3,53 = 17,65 \text{ cm}^2.$$

$$h_0 = h - S_0 = 80 - S = 75 \text{ cm.}$$

$$d = e + dt.$$

$$dt = \frac{h - eS_0}{2} = \frac{70}{2} = 35 \text{ cm}$$

$$d = e + dt = M/N + dt = 372 \text{ cm.}$$

$$x^3 + 3(d - h_0)x^2 + 90d_0/6 \cdot 2x - 90d_0/6 \cdot 2h_0 = 0.$$

$$\text{A.N. } x^3 + 291x^2 + 9840,2x - 758652,5 = 0$$

équat. du 3^e degré \rightarrow une racine réelle positive
et 2 racines négatives $\rightarrow x \approx 25,54 \text{ cm}$.

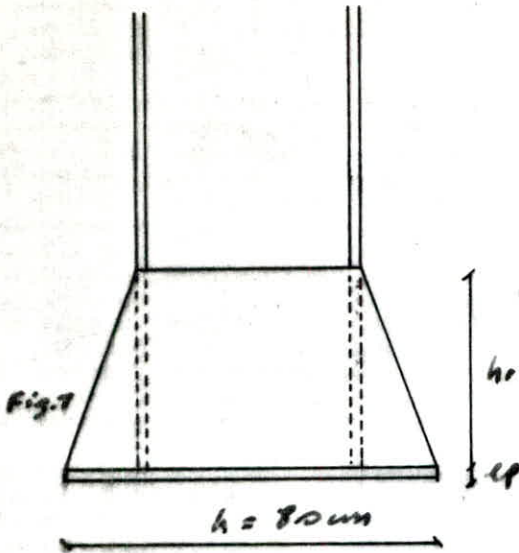
Vérif.

$$\sigma'_b = 2(M + Nd_0) / (b \cdot x \cdot (h_0 - x)) = 51,27 \text{ daN/cm}^2$$

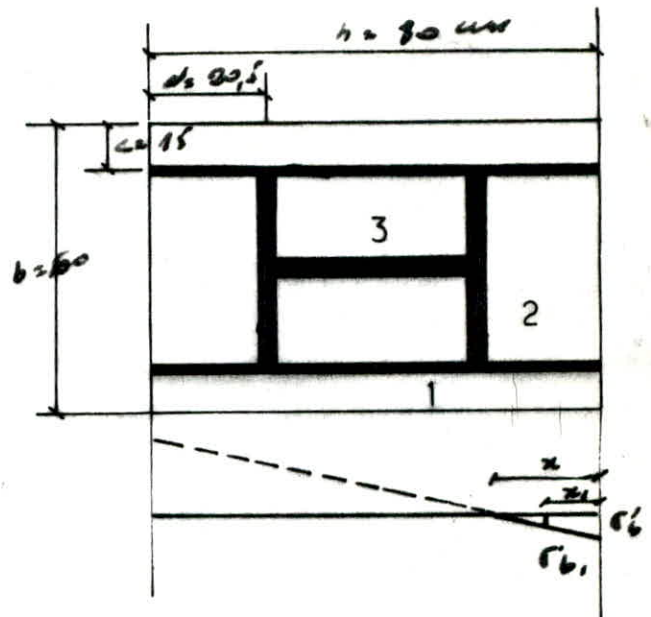
$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \text{ vérifiée } (\bar{\sigma}'_b = 135 \text{ daN/cm}^2)$$

$$\sigma_0 = \sigma'_b \cdot n \cdot (h_0 - x) / x = 1681 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_0.$$

Vérifiée.



Etude la platine.



$$\sigma_b = N/b_1 + bM/bh^2 = 35,78 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$x = 23,64 \text{ cm} \rightarrow \sigma'_b = 51,27 \text{ dan/cm}^2?$$

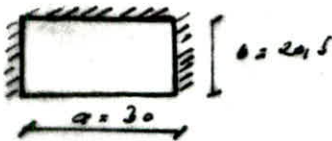
$$x_1 = 23,64 - 20,5 = 3,14 \text{ cm} \rightarrow \sigma'_b_1 = 51,27 \cdot 300 / 23,64$$

$$\sigma'_b_1 = 6,62 \text{ dan/cm}^2$$

Calcul des moments dans les plaques élémentaires

a. console. $M_1 = \sigma_b \cdot c^2 / 2 = 5768 \text{ cm.dan/cm}^2$

b. Plaque appuyée sur 3 côtés.



$$b/a = 0,68$$

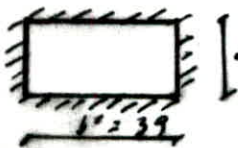
$$0,6 \rightarrow \beta = 0,074 \rightarrow 0,68 \rightarrow$$

$$0,7 \rightarrow \beta = 0,088 \quad \beta = 0,0850$$

(par interpolation)

$$M_2 = \beta \cdot \sigma_b \cdot a^2 = 131 \text{ cm.dan/cm}^2$$

c. plaque appuyée sur 4 côtés.



$$b/a = 1,3 \rightarrow \alpha = 0,069$$

$$M_3 = \alpha \cdot \sigma_b \cdot a^2 = 411,1 \text{ cm.dan/cm}^2$$

Donc $M_{max} = M_1 = 5768 \text{ cm.dan/cm}^2$

et on vérifie $\sigma = M_{max} / W_p = M_{max} / a \cdot e^2 / 6 \cdot \sigma_b$

$$e_p \geq (6 \cdot M_{max} / \sigma_b)^{1/2} = 3,79 \text{ cm} \text{ soit } e_p = 4 \text{ cm}$$

Etude des raidisseurs.

1. Console à étudier.

Calcul de h_r . (Fig. 1)on remplace le moment M_{max} par un couple

$$M = N_m \cdot h_{pot}. \quad N_m = M_{max} / h_{pot} = 56483,79 \text{ dan}$$

$$N_{tot} = N_m + N/2 = 59750,79 \text{ dan.}$$

et on vérifie les cordons de soudure de l'assemblage poteau-raidisseurs.

$$l_c = N_{tot} / 0,75 \cdot n \cdot a \cdot \sigma_m \quad n = 4. \\ a = 6 \text{ mm.} \\ d = 0,8 (10/a).$$

$$l_c = 14,8 \text{ cm.} \quad h_r \geq \max \left\{ \begin{array}{l} l_c = 14,8 \text{ cm} \\ h_{pot} = 39 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

soit $h_r = 40 \text{ cm.}$

Etude la console.

$$q_2 = \sigma'_b \cdot b_{12} \quad q_1 = \sigma'_b \cdot \frac{b}{2}$$

$$\sigma'_b = 51,27 \text{ dan/cm}^2 \rightarrow q_1 = 1538,1 \text{ dan/cm.} \\ \sigma'_b = 6,62 \text{ ---} \rightarrow q_2 = 198,6 \text{ ---}$$



$$1. M_A = M_{max} = -2Pl/3 \text{ avec } P = (q_1 - q_2)l/2 = 13729,8 \text{ dan} \\ M_A = -187649,62 \text{ cm.dan.}$$

$$2. M_A = -q_2 \cdot l^2/2 = -41730,925 \text{ cm.dan.}$$

$$\text{le moment total. } M_{tot} = M_{max} = M_{A1} + M_{A2} = 229379,54 \text{ cm.dan.}$$

$$\sigma = M_{max} / (e \cdot h^2/6) \leq \sigma_e. \rightarrow e \leq \frac{6 M_{max}}{\sigma_e \cdot h^2} = 0,75.$$

on prendra. $e = 10 \text{ mm}$

Vérif. ds cordons de soudure fixant les raidisseurs sur la platine.

$$\Sigma l_c = 2h + 2(h - 2e) = 312,4 \text{ cm.}$$

on vérifiera la relation suivante.

$$N_{tot} / D, 75 \leq \sigma_c \text{ da } \leq \sigma_c$$

$$455,78 \text{ daN/cm}^2 \leq \sigma_c \text{ Vérifié.}$$

Boulon d'ancrage.

on vérifiera nos boulons à l'arrachement

$$1,25 \cdot T / n \cdot A_r \leq \sigma_t \text{ avec } T = \sigma_c \cdot S_a$$

$$T = \sigma_c \cdot S_a = 17,65 \cdot 1681 = 29669,45 \text{ daN}$$

$$\text{d'où } 1,25 \cdot 29669,45 / (5 \cdot 9,53) = 2101,25 \text{ daN/cm}^2$$

$\leq \sigma_t$ Vérifié

Ancrage du boulon dans le béton.

1^{er} type.

on prendra.

$$r = 3 \text{ cm.}$$

$$d_1 = \delta = 7,5 \text{ cm.}$$

$$f_{ct} = 350 \text{ daN/cm}^2$$

et pour un boulon.

$$T_1 = T / 5 = 5934 \text{ daN}$$

$$T_1 = \bar{N}$$

$$\bar{N} = 0,1 (1 + f_{ct} / 1000) \cdot \phi \cdot l / (1 + 4(d_1 / r))^2 + \frac{23 \cdot r^2}{1000} \cdot \frac{(1 - \epsilon)}{d_1}$$

$$\bar{N} = 4,753 l + 3780$$

$$T_1 \leq \bar{N} \quad (T_1 - 3780) / 4,753 \leq l$$

$$l \geq (5934 - 3780) / 4,753 = 45,3 \text{ cm}$$

$$l = 50 \text{ cm.}$$

ancrage du boulon dans le béton.

2^e type. on vérifiera $T_1 \leq \bar{N}$.

$$\bar{N} = 0,1 (1 + \frac{f_{ct}}{1000}) \cdot \phi / (1 + \frac{\phi}{d_1})^2 (l_1 + 6,4 r + 3,5 l_2)$$

$$\Rightarrow l_1 + 6,4 r + 3,5 l_2 \geq 1248,48 \text{ mm.}$$

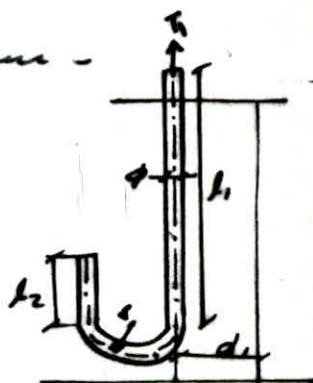
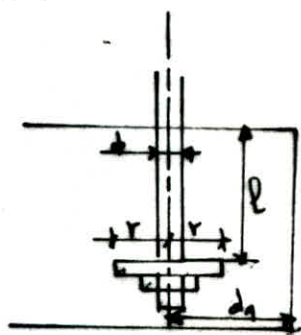
$$l_1 = 400 \text{ mm.}$$

$$r = 100 \text{ mm.}$$

$$l_2 = 80 \text{ mm.}$$

$$400 + 6,4 \cdot 100 + 3,5 \cdot 80 = 1320 \text{ mm.}$$

on adoptera le 2^e type d'ancrage.



Assemblage. Poteau-traverse

Poteau. 5 avec Jarrats.

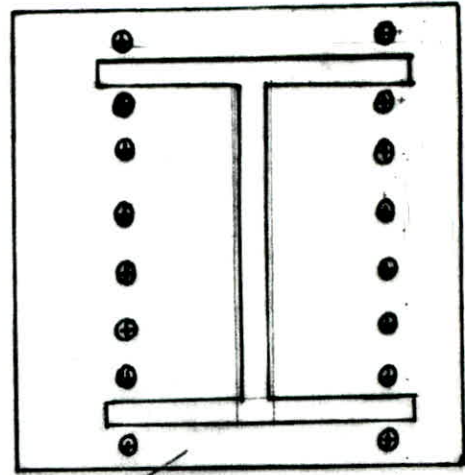
Aman = 4744860 m. dan

Murs = 3066 dan.

Tmax = 987,5 - II -

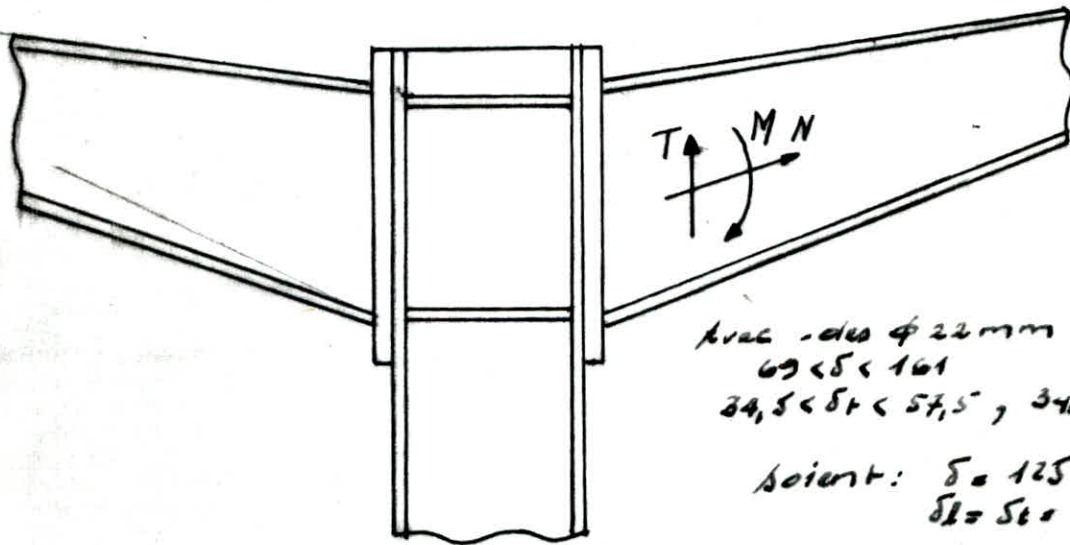
$h = 80$

76,2



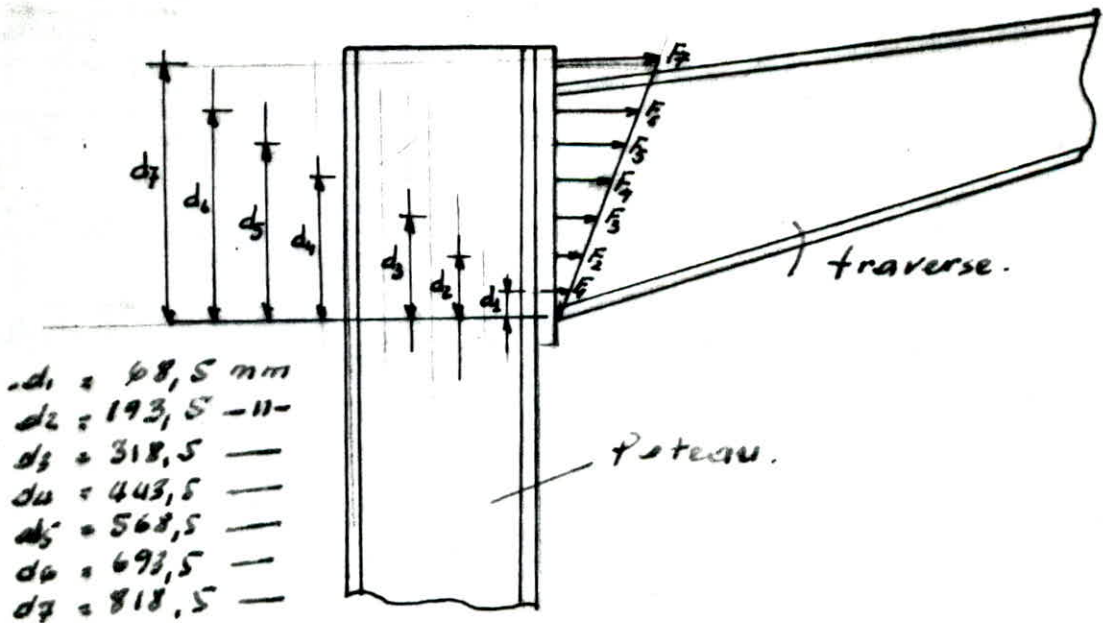
40
56,5
68,5
125
125
125
125
125
68,5
56,5
40

Platine



Avec - dia $\phi 22 \text{ mm} \rightarrow d = 23 \text{ mm}$
 $69 < S < 161$
 $34,5 < S_t < 57,5, 34,5 < S_p < 92 \text{ mm}$

soient: $S = 125 \text{ mm}$
 $S_t = S_p = 40 \text{ mm}$



- $d_1 = 68,5 \text{ mm}$
- $d_2 = 193,5 - II -$
- $d_3 = 318,5 -$
- $d_4 = 443,5 -$
- $d_5 = 568,5 -$
- $d_6 = 693,5 -$
- $d_7 = 818,5 -$

1. M. et N.

$$F_2 = M \cdot d_2 / 2 d_1^2 = 21405,33 \text{ dan.}$$

Dans chaque niveau on a 2 boulons donc pour 40 boulons.

$$F_2^* = F_2 / 2 = 10702,66 \text{ dan.}$$

$$N^* = N / 16 = 191,62 \text{ ton.}$$

$$N^*_{tot} = F_2^* + N^* = 10894,28 \text{ dan.}$$

il est vérifié: $N^*_{tot} < N_0 = 0,8 \cdot A \cdot \sigma_c$

$$N_0 = 0,8 \cdot 5,03 \cdot 4800 = 21881,2 \text{ dan.}$$

$N^*_{tot} < N_0$ vérifié.

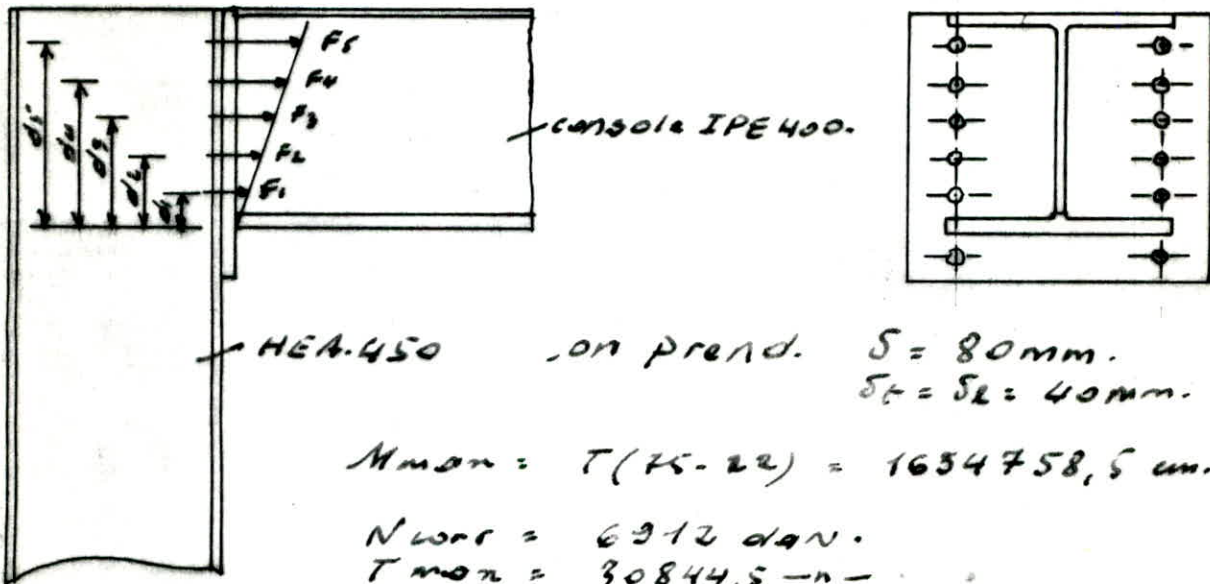
2. Vérif. au cisaillement.

$$T^* < 1,1 \varphi (N_0 - N^*_{tot}) = 5094,18 \text{ dan.}$$

$$T^* = T / 6 = 617 \text{ dan.}$$

$T^* < 1,1 \varphi (N_0 - N^*_{tot})$ vérifié.

Assemblage poteau-poutre (console de la poutre de roulement)



on prend. $S = 80 \text{ mm.}$
 $S_1 = S_2 = 40 \text{ mm.}$

$$M_{\text{max}} = T(K_5 - 2e) = 1634758,5 \text{ cm. dan.}$$

$$N_{\text{max}} = 6912 \text{ dan.}$$

$$T_{\text{max}} = 30844,5 \text{ n}$$

$$d_1 = 33,25 \text{ mm.}$$

$$d_2 = 113,25 \text{ n}$$

$$d_3 = 193,25 \text{ n}$$

$$d_4 = 273,25 \text{ n}$$

$$d_5 = 353,25 \text{ n}$$

1°. $M \text{ et } N \quad F_5 = M d_3 / 2 d_1^2 = 23082 \text{ dan}$

$$F_5^* = F_5 / 2 = 11541 \text{ dan.}$$

$$N^* = N / 16 = 576 \text{ dan.}$$

$$N_{\text{tot}}^* = F_5^* + N^* = 12092 \text{ dan.}$$

$$N_0 = 0,8 \text{ Ar. } G_2 = 21381,2 \text{ dan.}$$

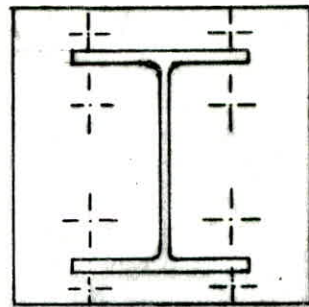
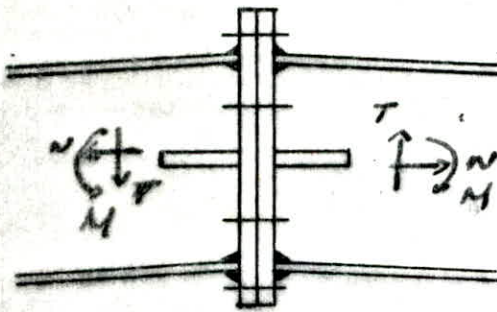
$$N_{\text{tot}}^* = 12092 < N_0 \text{ vérifié.}$$

2°. Vérifie au cisaillement.

$$T^* < 1,14 (N_0 - N^*) = 3049 \text{ dan}$$

$$T^* = T / 16 = 2570,37 \text{ dan.} \quad \text{Vérifié.}$$

Joint des traverses.



boulonnage par plaquage de 2 platines.

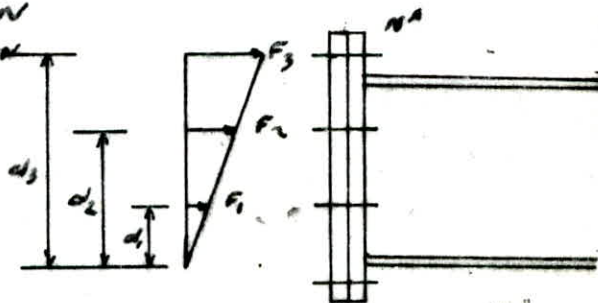
Vérif. des boulons.

$$M_{max} = 1622660 \text{ cm.daN}$$

$$N_{corr} = 1864 \text{ daN}$$

$$T_{max} = 1202,2 \text{ daN}$$

Soient des boulons
de $\phi = 22 \text{ mm}$
 $\rightarrow d = 23 \text{ mm}$



on prendra.

$$\delta = 160 \text{ mm.}$$

$$\delta_L = \delta_T = 40 \text{ mm}$$

(atmos. non protégé).

Vérif. des boulons. $d_1 = 105,5 \text{ mm.}$

$$d_2 = 265,5 \text{ mm}$$

$$d_3 = 425,5 \text{ mm}$$

N: traction.

$$14. \quad M, N \quad F_3 = M \cdot d_3 / 10 d_1^2 = 26285,44 \text{ daN}$$

Dans, chaque niveau on a 2 boulons donc pour 1 boul.

$$F_3^* = F_3 / 2 = 13142,72 \text{ daN.}$$

$$N^* = N / 8 = 133 \text{ daN}$$

$$N^*_{tot} = F_3^* + N^* = 13275,72 \text{ daN.}$$

à vérifier. $N^*_{tot} < 0,8 \cdot A_r \cdot \sigma_L = N_0$.

Avec des boulons HR 10.9 on a $\sigma_L = 8300 \text{ daN/cm}^2$.

Pour des $d = 22 \text{ mm}$ on a : $N_0 = 21331,2 \text{ daN}$

$$N^*_{tot} = 11007 < N_0 \text{ Vérifié.}$$

Vérif. au cisaillement: soit à vérifier $T^* < 1,19(N_0 - N^*)$

$\alpha = 0,3$ (simple brossage).

$$T^* = T / n_b = 150,27 < 1,19(N_0 - N^*) = 3408 \text{ Vérifié}$$

Assemblage Poutre-Solive.

(sous plancher en BA).

calcul et vérif. des cordons de soudures.

a. assemblage Edisse-Solive

Edisse d'épaisseur $e = 8 \text{ mm}$.

$$L_2 = 10 \text{ cm} \rightarrow l_2 = L_2 - 2a = 8,8 \text{ cm}.$$

$$a = 6 \text{ mm}.$$

$$\alpha = 0,8 (1 + 1/a) = 0,93.$$

$$\bar{F} = M/h = 425100/20 = 21255 \text{ daN}$$

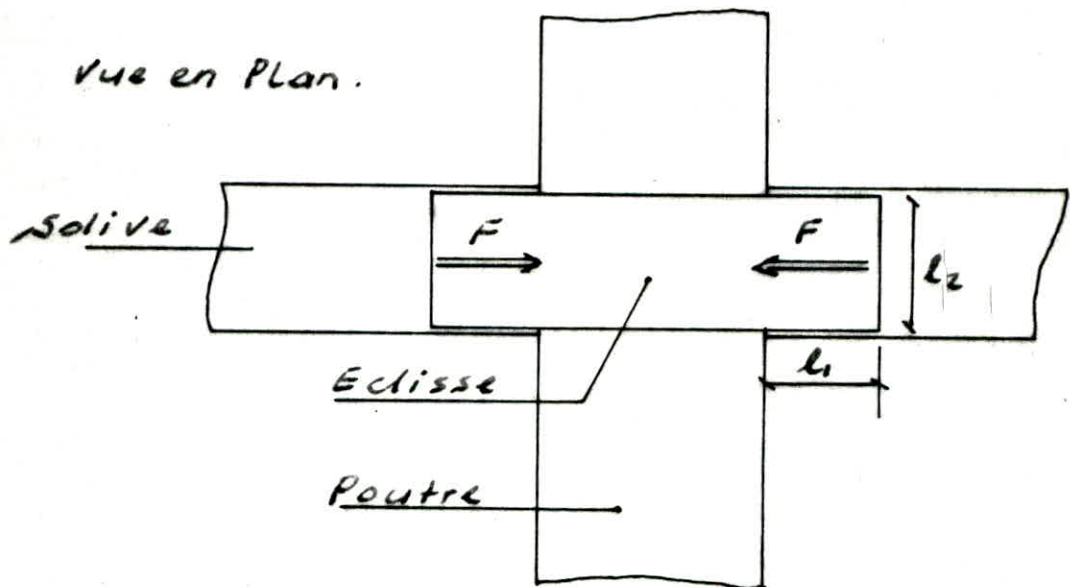
$$F / 0,75 (2l_1 a_1 + l_2 a_2) \leq \sigma_{en}$$

$$\rightarrow l_1 = F / 0,75 a_1 \sigma_{en} - l_2 / 2.$$

$$l_1 = 21255 / 0,75 \cdot 0,50 \cdot 2400 - 8,8 / 2.$$

$$= 6,14 \text{ cm. On prend. } L_1 = 15 \text{ cm.}$$

$$L_2 = 10 \text{ cm.}$$



b. Assemblage - chaise - poutre.

on prend $c = 14,5 \text{ cm}$. $e = 10 \text{ mm}$.

$$l_3 = 30 \text{ cm}.$$

$$l_4 = 11 \text{ —}$$

$$a = 8 \text{ mm} \rightarrow a_4 = 7,2 \text{ mm}.$$

$$l_3 = 28,4 \text{ cm}. \quad l_4 = 9,4 \text{ cm}.$$

Centre de gravité ?

$$x_3 = l_4 + 9/2 \cdot a_4 + e = 13 \text{ cm}.$$

$$x_3' = l_4 + a_4/2 = 11,36 \text{ cm}.$$

$$x_4 = l_4/2 = 5,5 \text{ cm}.$$

$$A_3 = a_4 \cdot l_3.$$

$$A_4 = a_4 \cdot l_4.$$

$$x_0 = (13 l_3 + 11,36 l_3 + 25,5 l_4) / 2(l_3 + l_4) = 10,52.$$

$$I_x = (A_4 = l_3 (x_3 - x_0)^2 + l_3 (x_3' - x_0)^2 + 2 l_4/2 + 2 l_4 (x_4 - x_0)^2$$

$$\rightarrow I_x = 581 \text{ cm}^4.$$

$$M_T = (M_s \cdot c + e) T = 25344 \text{ cm} \cdot \text{dan}.$$

$$C_{e(M_T)} = M_T / 2e \cdot v = 829 \text{ dan/cm}^2.$$

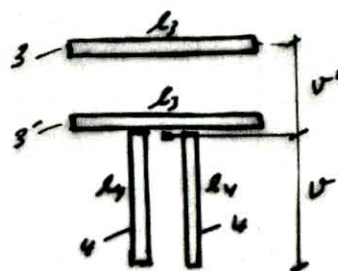
$$C_T = T / 2e \cdot l_4 \cdot a_4 = 314 \text{ dan/cm}^2.$$

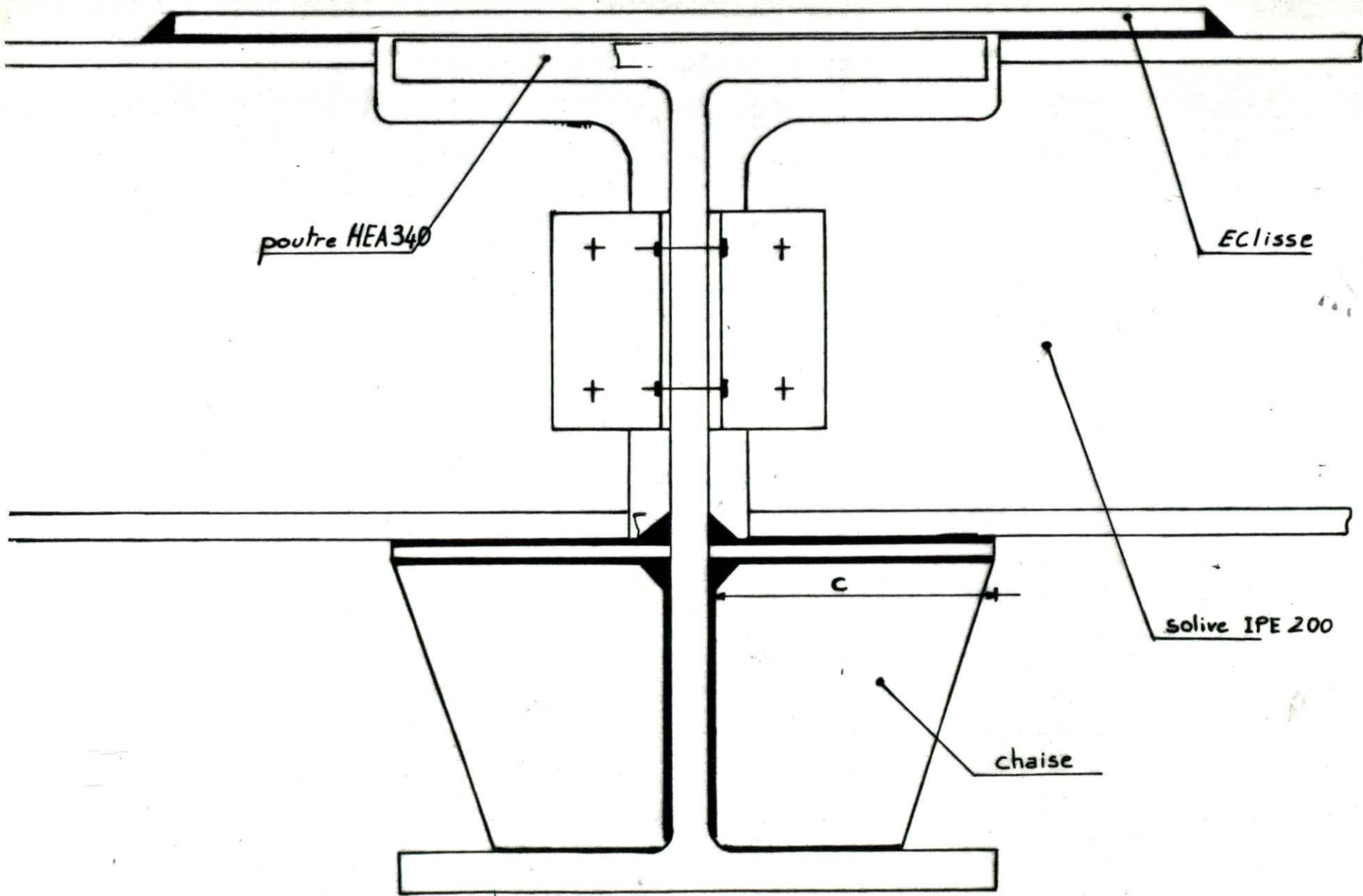
$$C_T(M_T) = M_T / 2e \cdot v' = 193,6 \text{ dan/cm}^2.$$

$$C_F = F / 2e \cdot a_4 = 520 \text{ dan/cm}^2.$$

$$C_F + C_T(M_T) = 713,6 < 0,75 \sigma_2. \quad \text{Vérifié.}$$

$$[C_T^2 + C_{e(M_T)}]^{1/2} = 879 < 0,75 \sigma_2. \quad \text{— 1) —}$$





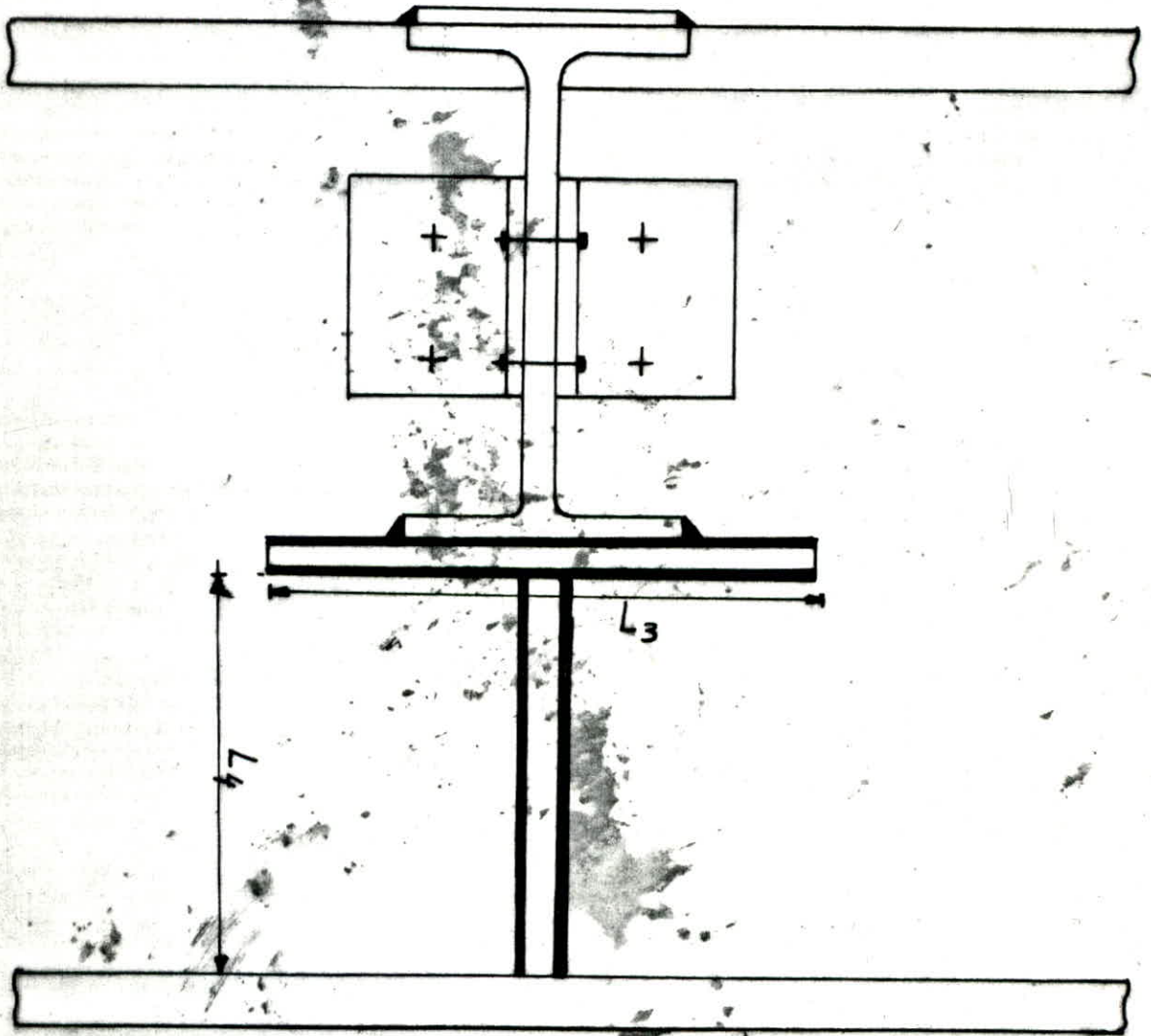
poutre HEA 340

Eclisse

solive IPE 200

chaise

c



FONDATIONS'

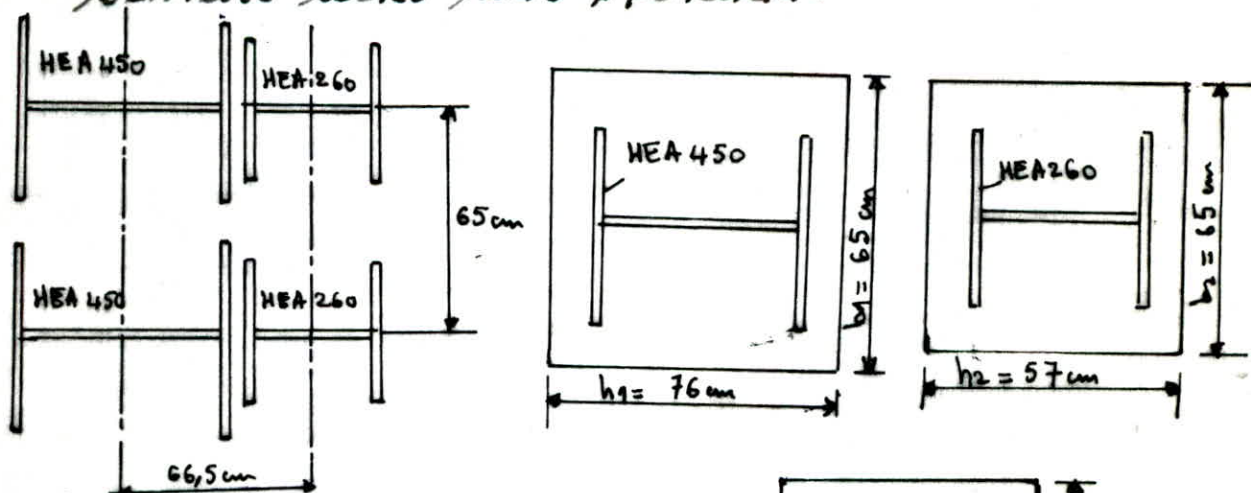
- = Fondations = -

Partout dans notre sol, on a des semelles isolées mais dans certains cas, on a des semelles isolées sous un poteau, sous 2 poteaux et, sous 4 poteaux. Nous allons faire le calcul de la semelle isolée sous 4 poteaux sur un sol assez ferme avec $\bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ bars}$ à 1,5 m de profondeur.

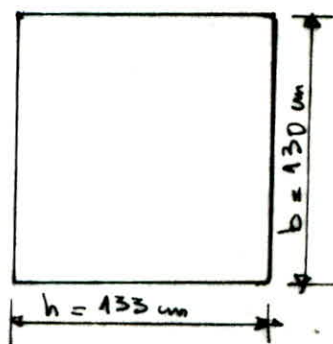
Les 4 poteaux sont sollicités par des efforts normaux, des moments et des efforts tranchants.

Pour l'ancrage des poteaux dans le massif du béton (calcul de la platine, des raidisseurs et de l'ancrage des boulons) le calcul sera établi pour chaque poteau à part.

Semelle isolée sous 4 poteaux.



Les 4 platines des 4 pot. seront accolées les unes aux autres et formeront une seule platine dont les dimensions sont :



la semelle de fondation sera calculée sous les sollicitations du 1^{er} genre (G+1,2P).

le cas le plus défavorable qui peut exister c'est quand les 4 ^{moments des} poteaux sont dans le même sens

Pour les poteaux HEA. 450.

$$M_{\max}(G+1,2P) = 2360210 \text{ cm.dan.}$$

$$N_{\max}(-) = 27767 \text{ dan}$$

Pour les pot. HEA. 260.

$$M_{\max}(G+1,2P) = 302925 \text{ cm.dan.}$$

$$N_{\max}(-) = 3198 \text{ dan.}$$

Excentricité de N résultant.

$$N_1 = 2 \cdot 27767 \text{ dan.}$$

$$N_2 = 2 \cdot 3198 \text{ —}$$

$$M_1 = 2 \cdot 2360210 \text{ cm.dan}$$

$$M_2 = 2 \cdot 302925 \text{ —}$$

$$N_R = N_1 + N_2 = 61930 \text{ dan}$$

$$N_R = N_1 + N_2 = 61930 \text{ dan}$$

$$\rightarrow x = 44,86 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow e = 133/2 - x = 21,64 \text{ cm.}$$

→ le moment d'excentricité

$$M = N_R \cdot e = 1340165 \text{ cm.dan.}$$

Moment résultant: M_R .

$$M_R = 5326270 \text{ cm.dan.}$$

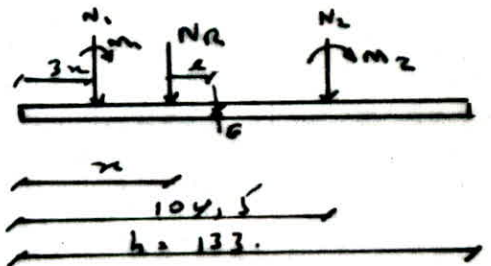
$$M_{\text{tot}} = M_R - M = 3986105 \text{ —}$$

Résultats finals.

$$M_{\text{tot}} = 3986105 \text{ cm.dan.}$$

$$N_{\text{tot}} = 61930 \text{ dan.}$$

$$\rightarrow e = M_{\text{tot}} / N_{\text{tot}} = 64,36 \text{ cm.}$$



... Calcul de la semelle isolée ...

Condition d'avoir un diag. trapezoidal.

$$e = M/Q = 64,36 < A/6.$$

$$\rightarrow A > 6 \cdot e = 386,16 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit } A = 390 \text{ cm.}$$

Dimensions du Pot. $a \cdot b = 133 \cdot 130$

Dim. de la Semelle.

$$a/b = A/b \rightarrow B = b/a \cdot A.$$

$$B = 0,977 \cdot A \approx A.$$

$$\text{Soit } A = B = 390 \text{ cm.}$$

la 2^e condition d'avoir un diag. de contr. trapezoidal

$$\sigma(A/4) = (\sigma_2 + 3\sigma_1) / 4 \leq \bar{\sigma}_s.$$

$$\sigma_{1,2} = Q/s \pm Mv/I, \quad s = AB = A^2.$$

$$v = A/2, \quad I = A^4/12, \quad \rightarrow \sigma_1 = 0,810 \text{ daN/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 3,97 \cdot 10^3 \text{ ---}$$

$$\rightarrow \sigma(A/4) = (\sigma_2 + 3\sigma_1) / 4 = 0,608 < \bar{\sigma}_s.$$

$$\text{hauteur? } A = B = 390, \quad h \geq (B-b)/4 = 65 \text{ cm.}$$

$$\text{soit } h: \quad h = 65 \text{ cm} \rightarrow b_t = 70 \text{ cm.}$$

Ferraillage. (Meth. des bidons).

$$\sigma(A/4) = 0,608 \text{ daN/cm}^2$$

$$Q' = 0,608 \cdot 390^2 = 92476,8 \text{ daN.}$$

$$A_y = Q'(A-a) / 8b\sigma_a = 16,32 \text{ cm}^2$$

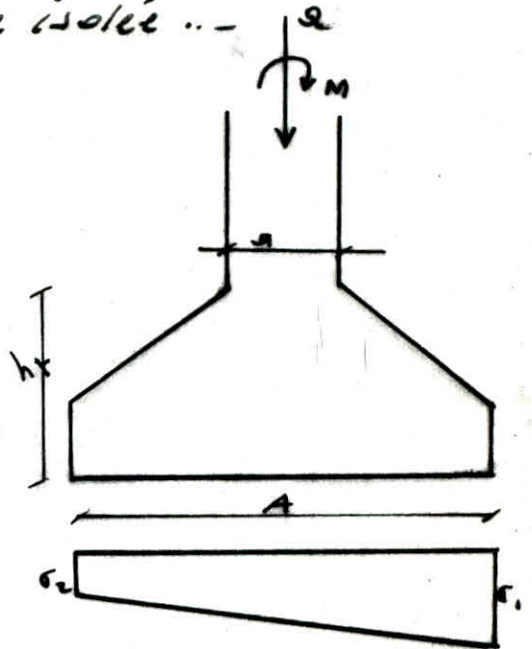
$$\text{soient } 16 \phi 12 = 18,1 \text{ cm}^2$$

... dans l'autre sens.

Pour les disposer uniformement, on fait également le calcul avec Q' .

$$A_x = Q'(B-b) / 8\sigma_a \cdot h = 16,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{soient } 16 \phi 12 = 18,1 \text{ cm}^2$$



BIBLIOGRAPHIE

- REGLES NEIGE ET VENT NV65
- REGLES DE CALCUL DE CONSTRUCTIONS EN ACIER CM66
- REGLEMENT PARASSISMIQUE ALGERIEN RPA81
- T. CHOREAN POLYCOPE DE CONSTRUCTION METALLIQUE
- COURS DE CONSTRUCTION METALLIQUE CM1 - CM2
- CTICM
- GUIDE PRATIQUE DE CHARPENTE METALLIQUE (R. DAUSSY)
- CALCUL DES OUVRAGES. COURS DE B.A. (Belazougui)
- AIDE MEMOIRE DE R.D.M.
- CIOLINA

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

1 ex

DEPARTEMENT DE GENIE-CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

BATIMENT INDUSTRIEL
EN CHARPENTE METALLIQUE

PROPOSE ET DIRIGE PAR :

BATIMETAL
CHENAF

ETUDIE PAR :

DALI BRAHAM
BOUKENDAKDJI

FEVRIER 1985

PRESENTATION

Le présent projet concerne l'étude d'un bâtiment à usage industriel en charpente métallique, de 54 m de largeur et de 84 m de longueur. Transversalement, le bâtiment est composé de 2 parties : une de 30 m de portée et l'autre située en appenti de 24 m de portée. Longitudinalement il est composé de 14 travées de 6 m de portée.

hauteur totale : 23,450 m.

Chaque partie comportera un pont roulant.

- pont 50/10 pour la portée de 30 m.

- pont 20/5 pour la portée de 24 m.

Lieu d'implantation du bâtiment : région d'Alger.

Matériaux utilisés:

- Acier E24 → contrainte limite d'élasticité $\sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$.
module d'élasticité longitudinal: $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$
- soudure : soudure à l'arc électrique.
- boulons ordinaires.
- couverture et bardage en Tôle Nervurée
- béton de fondation dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA 325.

Travail demandé:

- Etude du comble de 30 m de portée (pannes + fermes.)
- Etude des chemins de Roulement.
- Etude du portique transversal.
- Etude des poteaux centraux.
- Etude des contreventements.

SOMMAIRE

	Page
<i>Présentation</i>	1
 <u>Chapitre I</u> : Surcharges climatiques.	
- étude au vent	3
- étude de l'action de la neige	10
 <u>Chapitre II</u> : Comble de 30 m de portée	
- étude des pannes	12
- étude des fermes	16
 <u>Chapitre III</u> : Chemin de Roulement.	
- poutre de roulement pour pont 50/10	39
- poutre de roulement pour pont 20/5	55
 <u>Chapitre IV</u> : Etude du portique	
64	
 <u>Chapitre V</u> Etude du poteau central.	
- partie supérieure à âme pleine	80
- partie centrale en treillis	82
- partie inférieure en treillis	87
- étude de la base du poteau	93
- Assemblage du poteau	102
 <u>Chapitre VI</u> : Etude des contreventements.	
- contreventement du comble	106
- contreventement des pignons	112
- contreventement des long-pans	119

CHAPITRE 1

SURCHARGES

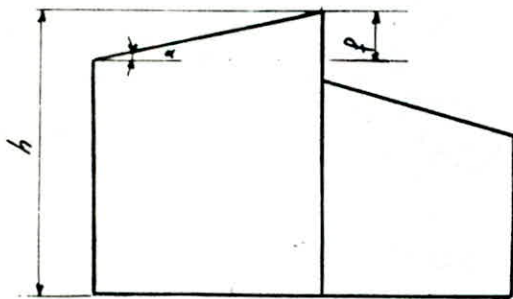
CLIMATIQUES

I. ETUDE AU VENT.

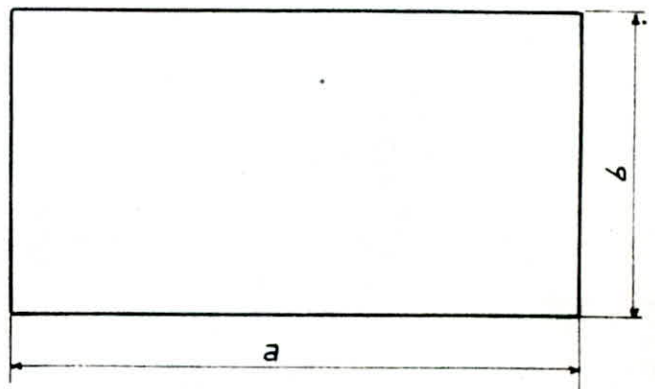
L'étude au vent se fera conformément au règlement en vigueur :
Règles N.V. 65 et Annexes.

Le lieu d'implantation de l'ouvrage étant la région d'Alger.

Nous avons une construction prismatique à base quadrangulaire dont les caractéristiques sont :



Pignon



Vue en plan.

longueur : $a = 84,00 \text{ m}$.

largeur : $b = 54,00 \text{ m}$.

hauteur totale : $h = 23,450 \text{ m}$.

penne des versants de toiture : 1:10 ($\alpha = 5,71^\circ$)

flèche : $f = 3,00 \text{ m}$.

perméabilité des parois : $\mu = 7\%$ (pignon sud.)

$\mu = 5\%$ (autres parois).

l'action du vent sera donnée par la formule :

$$V = c.q = (c_o - c_i) \cdot q_H \cdot k_s \cdot k_m \cdot S.$$

les différents facteurs du produits seront définis dans ce qui suit.

1.1 Pression dynamique : q .

1) pression dynamique de base q_{10} :

• vent Normal : $q_{10} = 71 \text{ kg/m}^2$.

• vent Extrême : $q_{10} = 125 \text{ kg/m}^2$ ($= 1,76 \cdot 71$).

2) modification de la pression dynamique de base :

- effet de la hauteur au dessus du sol :

soit q_H la pression dynamique agissant à la hauteur H au dessus du sol.

pour $0 < H < 500 \text{ m}$: $\frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \frac{H+18}{H+60}$

pour $H = 23,45 \text{ m}$: $q_H = 2,5 q_{10} \cdot \frac{23,45 + 18}{23,45 + 60} = 1,24 q_{10}$

- effet de site : k_s .

on a un site Normal $\rightarrow k_s = 1,00$.

- effet de masque : $k_m = 1,00$.

- effet de dimension : S .

d'après la figure : R III.2 des Règles N.V. 65. : $S = 0,71$.

1.2. Coefficient de pression : c

$$c = c_e - c_i$$

• $c_e \rightarrow$ actions extérieures.

• $c_i \rightarrow$ actions intérieures.

1) détermination du coefficient γ_0 .

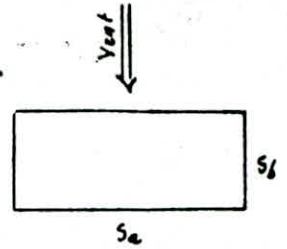
$$\text{Rapports de dimensions : } \begin{cases} \lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{23,45}{94} = 0,279 \\ \lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{23,45}{54} = 0,434 \end{cases}$$

- Vent Normal à la grande face ($\perp S_a$)

$$\lambda_a = 0,279 < 0,5$$

$$\lambda_b = 0,434$$

$$\xrightarrow{\text{fig RII.5. (N.V.G.)}} \gamma_o = 0,96$$

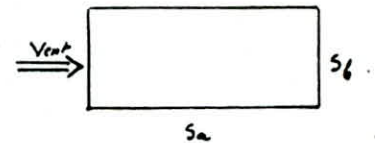


- Vent Normal à la petite face ($\perp S_b$)

$$\lambda_b = 0,434 < 1$$

$$\lambda_a = 0,279$$

$$\xrightarrow{\text{fig RII.5.}} \gamma_o = 0,84$$



2°) Actions extérieures: s_e .

2.1. parois verticales:

- faces au vent : $s_e = +0,8$ (V γ_o)

- faces sous vent : $s_e = -(1,3\gamma_o - 0,8)$

$$\gamma_o = 0,96 \longrightarrow s_e = -0,448$$

$$\gamma_o = 0,84 \longrightarrow s_e = -0,300$$

2.2. Toiture.

- Vent Normal aux génératrices ($\perp S_a$)

$$\text{la flèche : } f = 3 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{23,45}{2} = 11,725 \text{ m.}$$

$$\gamma_o = 0,96$$

$$\alpha = 5,71^\circ$$

$$\xrightarrow{\text{fig RIII.6.}}$$

$$\left[\begin{array}{l} \text{au vent : } s_e = -0,43. \\ \text{sous vent : } s_e = -0,32. \end{array} \right.$$

- Vent parallèle aux génératrices ($\perp S_b$)

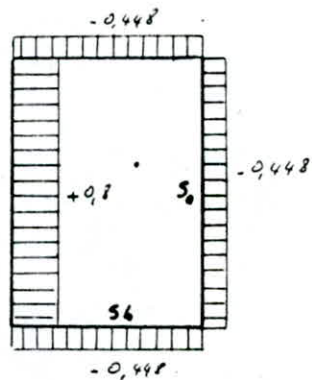
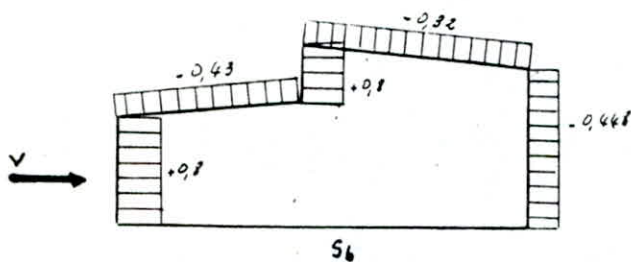
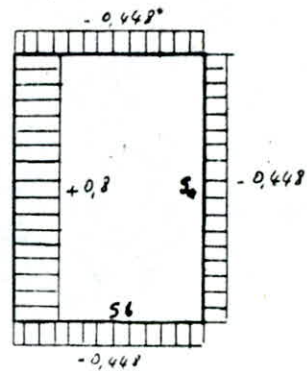
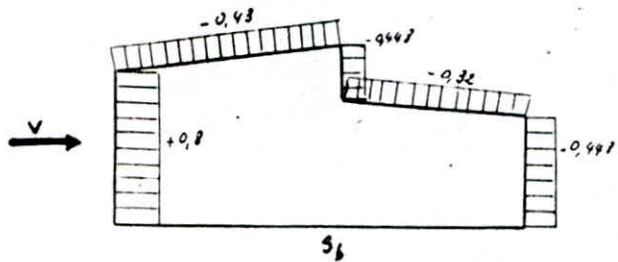
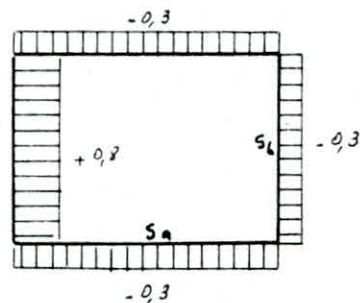
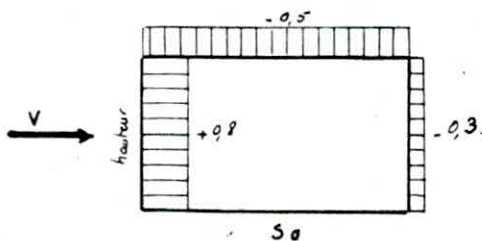
$$\gamma_o = 0,84$$

$$d = 0^\circ$$

$$\xrightarrow{\text{fig RIII.6.}}$$

$$\left[\begin{array}{l} \text{au vent : } s_e = -0,27 \\ \text{sous vent : } s_e = -0,27. \end{array} \right.$$

2.3. Schématisation:

- Vent Normal à S_a .- Vent Normal à S_b 3) Actions intérieures c_i : (Annexe 5 de N.V.65)Remarque: Lorsqu'on trouvera des coefficients compris entre $-0,20$ et 0 on prendra: $-0,20$ Lorsqu'on trouvera des coefficients compris entre 0 et $+0,15$ on prendra: $+0,15$.

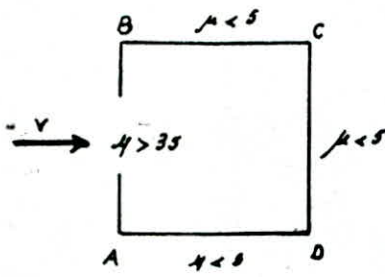
3.1. Constructions fermées.

Les parois ont une perméabilité $M \leq 5$.

On applique simultanément sur les faces de tous les compartiments:

- soit une surpression avec $c_i = +0,6 (1,1 - 1,38 c_o)$
 - $\delta_o = 0,96 \rightarrow c_i = +0,331$
 - $\delta_o = 0,84 \rightarrow c_i = +0,224$
- soit une dépression avec $c_i = -0,6 (1,38 c_o - 0,9)$
 - $\delta_o = 0,96 \rightarrow c_i = -0,869$
 - $\delta_o = 0,84 \rightarrow c_i = -0,20$

3.2. Constructions ouvertes comportant une paroi ouverte :

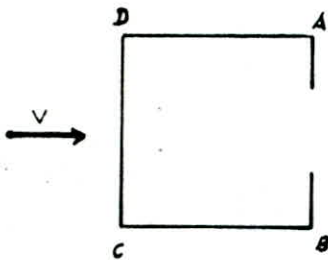


sur les parois BC, CD, AD et Toiture : $\epsilon_i = +0,8$

sur la paroi AB : $\epsilon_i = -0,6(1,3\delta_0 - 0,8)$

$$\delta_0 = 0,96 \rightarrow \epsilon_i = -0,268$$

$$\delta_0 = 0,84 \rightarrow \epsilon_i = -0,20$$



sur les parois BC, CD, AD et Toiture : $\epsilon_i = -(1,3\delta_0 - 0,8)$

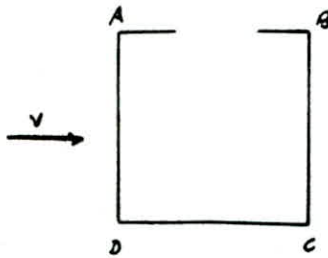
$$\delta_0 = 0,96 \rightarrow \epsilon_i = -0,448$$

$$\delta_0 = 0,84 \rightarrow \epsilon_i = -0,30$$

sur la paroi AB : $\epsilon_i = +0,6(1,8 - 1,3\delta_0)$

$$\delta_0 = 0,96 \rightarrow \epsilon_i = +0,331$$

$$\delta_0 = 0,84 \rightarrow \epsilon_i = +0,424$$



sur les parois BC, CD, AD et Toiture : $\epsilon_i = -(1,3\delta_0 - 0,8)$

$$\delta_0 = 0,96 \rightarrow \epsilon_i = -0,448$$

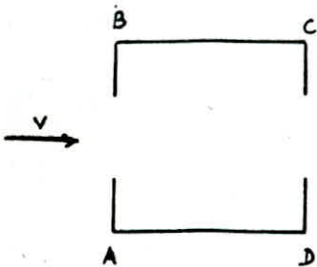
$$\delta_0 = 0,84 \rightarrow \epsilon_i = -0,30$$

sur la paroi AB : $\epsilon_i = +0,6(1,8 - 1,3\delta_0)$

$$\delta_0 = 0,96 \rightarrow \epsilon_i = +0,331$$

$$\delta_0 = 0,84 \rightarrow \epsilon_i = +0,424$$

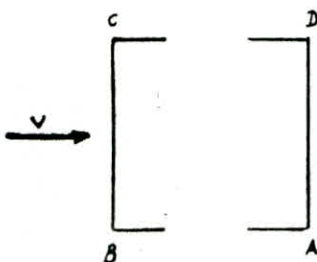
3.3. Constructions comportant 2 parois ouvertes :



sur chacune des parois AB, BC, CD, AD.

on applique.

ou.



soit une surpression : $\epsilon_i = +0,6(1,8 - 1,3\delta_0)$

$$\delta_0 = 0,96 \rightarrow \epsilon_i = +0,331$$

$$\delta_0 = 0,84 \rightarrow \epsilon_i = +0,424$$

soit une dépression : $\epsilon_i = -0,6(1,3\delta_0 - 0,8)$

$$\delta_0 = 0,96 \rightarrow \epsilon_i = -0,268$$

$$\delta_0 = 0,84 \rightarrow \epsilon_i = -0,20$$

3.4. Constructions comportant des parois partiellement ouvertes : $5 < 4z7 < 35$.

On interpole pour chaque direction du vent entre les actions intérieures de même signe. (Annexe 5.3. NV 68).

	<p>Paroi AB : $c_i = -0,20$</p> <p>Parois BC; CD; AD :</p> $c_i = +0,424 + (0,8 - 0,424) \frac{7-5}{35-5} = 0,45$
	<p>Paroi AB : $c_i = +0,424$</p> <p>Parois BC; CD; AD :</p> $c_i = -0,2 + (-0,2 + 0,2) \frac{7-5}{30} = -0,206$
	<p>Paroi AB : $c_i = 0,331$</p> <p>Parois BC; CD; AD :</p> $c_i = -0,268 + (-0,448 + 0,268) \frac{2}{30} = -0,28$
	<p>Parois AB; BC; AD :</p> $c_i = -0,20 + (-0,30 + 0,20) \frac{35-7}{35-5} = -0,29$ <p>Paroi CD : $c_i = +0,424$</p>
	<p>Paroi CD : $c_i = -0,2$</p> <p>Parois AB; BC; AD :</p> $c_i = -0,424 + (0,8 - 0,424) \frac{35-7}{35-5} = 0,775$

. Cas qui peuvent se présenter à notre bâtiment = Récapitulation.

	Coefficients	Parois				Versants de Toiture	
		AB	BC	CD	AD	au vent	sous vent
	C_e	-0,448	-0,448	-0,448	+0,8	-0,43	-0,32
	C_{si}	+0,331 -0,268	+0,331 -0,268	+0,331 -0,268	+0,331 -0,268	+0,331 -0,268	+0,331 -0,268
	$C = C_e - C_{si}$	-0,779	-0,779	-0,779	+1,068	-0,761	-0,651
	C_e	+0,8	-0,3	-0,3	-0,3	-0,27	-0,27
	C_{si}	+0,424 -0,20	+0,424 -0,20	+0,424 -0,20	+0,424 -0,20	+0,424 -0,20	+0,424 -0,20
	$C = C_e - C_{si}$	+1,0	-0,724	-0,724	-0,724	-0,694	-0,694
	C_e	+0,8	-0,3	-0,3	-0,3	-0,27	-0,27
	C_{si}	-0,20	+0,45	+0,45	+0,45	+0,45	+0,45
	$C = C_e - C_{si}$	+1,00	-0,75	-0,75	-0,75	-0,72	-0,72
	C_e	-0,3	-0,3	+0,8	-0,3	-0,27	-0,27
	C_{si}	+0,424	-0,206	-0,206	-0,206	-0,206	-0,206
	$C = C_e - C_{si}$	-0,124	-0,094	+1,006	-0,094	-0,064	-0,064
	C_e	-0,3	-0,448	-0,3	+0,8	-0,43	-0,32
	C_{si}	+0,331	-0,28	-0,28	-0,28	-0,28	-0,28
	$C = C_e - C_{si}$	-0,631	-0,168	-0,28	+1,08	-0,15	-0,04

Conclusion : Actions à Retenir.

- sur les long. pans {
succion : $C = -0,779$
pression : $C = +1,08$

- sur les pignons {
succion : $C = -0,779$
pression : $C = +1,006$

- sur la Toiture {
au vent : $C = -0,761$
sous vent : $C = -0,72$

II. ETUDE DE L'ACTION DE LA NEIGE :

Nous devons envisager une surcharge de neige normale et une surcharge extrême.

① Valeurs des surcharges :

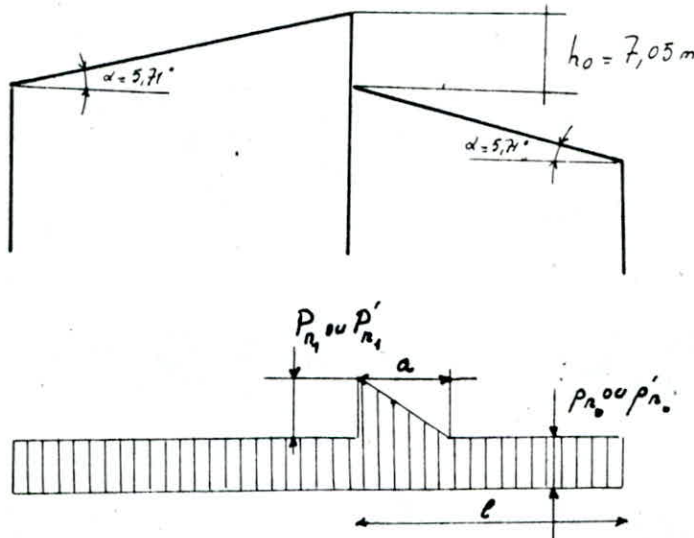
elles sont fixées en fonction de la région et de l'altitude.
pour la région d'Alger on a :

- surcharge de neige normale : $p_n = 20 \text{ kg/m}^2$.

- surcharge de neige extrême : $p'_n = \frac{5}{3} p_n = 34 \text{ kg/m}^2$.

② Répartition de la neige sur la toiture.

Sur le petit versant de la toiture nous pourrions avoir accumulation de la neige ; pour cela, nous devons tenir compte des recommandations de l'annexe 1 des Règles N.V. 65.



$$a = \text{plus petite valeur de } 2h_0 \text{ et } \frac{l}{3} \left. \vphantom{a} \right\} \rightarrow a = 8 \text{ m.}$$

$$2h_0 = 2 \times 7.05 = 14.1 \text{ m} ; \quad \frac{l}{3} = \frac{24}{3} = 8 \text{ m.}$$

P_n et P'_n sont respectivement les plus petites des valeurs

150 h_0 et $3p_n$.

250 h_0 et $3p'_n$.

$$P_n = 3p_n = 60 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_n = 3p'_n = 102 \text{ kg/m}^2$$

③ Combinaison de la neige et du vent.

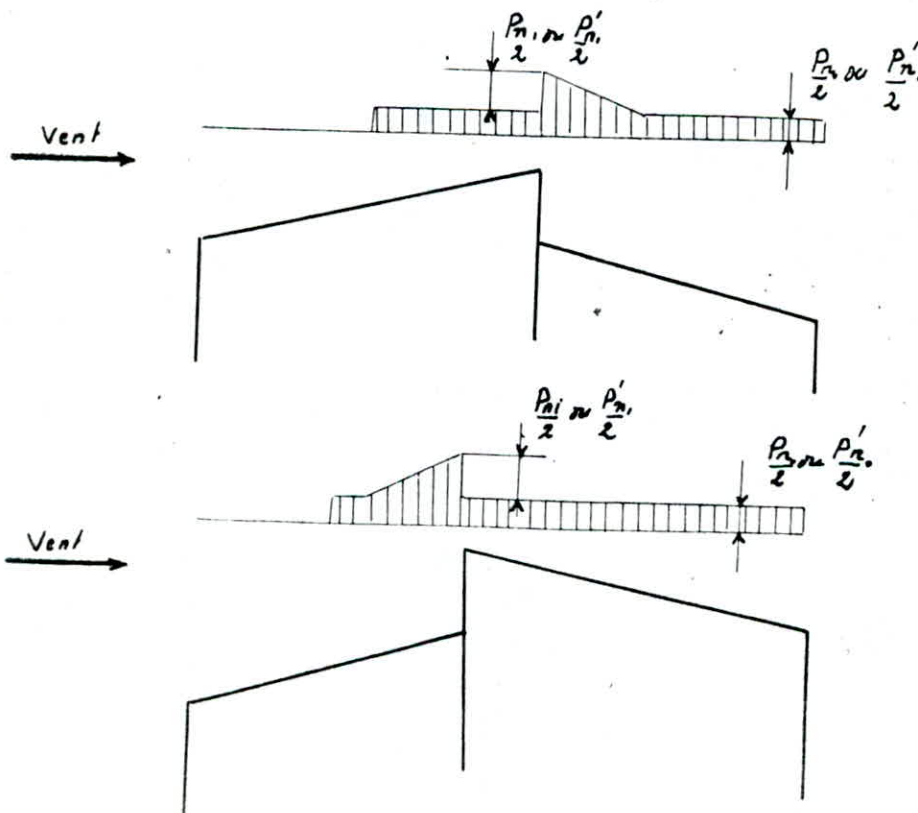
Les effets de la neige et du vent sont considérés simultanément lorsque leur combinaison produit dans la construction des actions plus défavorables que si la neige ou le vent agissait seul.

a) Répartition sensiblement uniforme de la neige sur la toiture :

- la surcharge normale ou extrême du vent soufflant dans différentes directions est prise en totalité.
- la surcharge normale ou extrême de la neige est réduite de moitié.

b) Possibilité de répartition non uniforme de la neige sous l'action du vent :

- la surcharge normale ou extrême du vent soufflant dans différentes directions est prise en totalité.
- la surcharge normale ou extrême de la neige réduite de moitié est appliquée de la manière la plus défavorable soit totalement, soit partiellement.

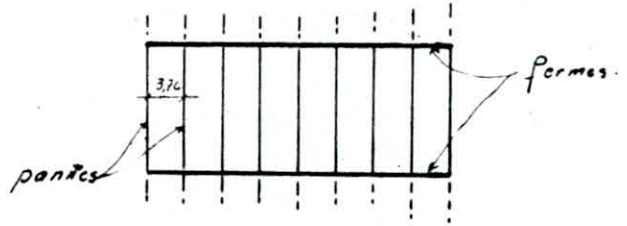


CHAPITRE 2

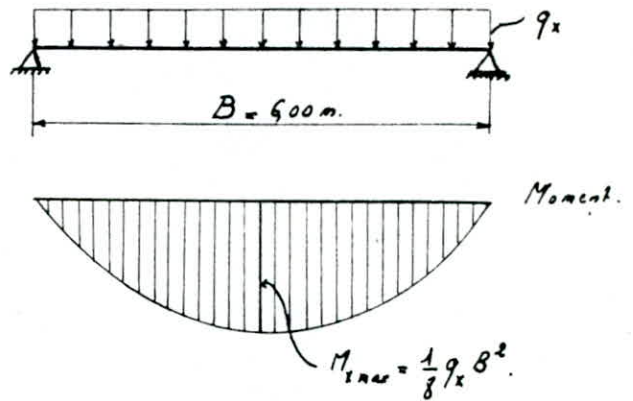
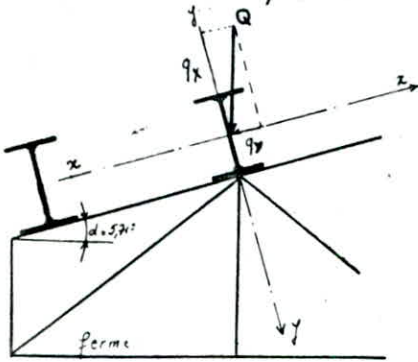
ETUDE DU COMBLE

I. ETUDE DES PANNES

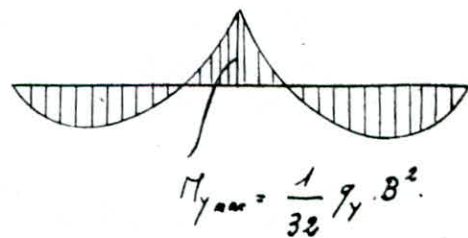
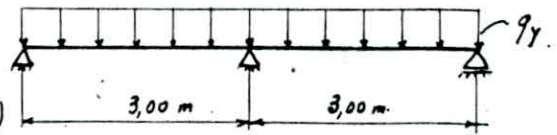
Les pannes sont des éléments du comble reposant sur les fermes transversales et supportant en plus de leur poids propre, les charges et surcharges qui s'appliquent sur la couverture. Elles peuvent être en profilés laminés ou en treillis. Dans notre cas, nous choisirons des pannes en profilé.



① Schema statique.



Les pannes seront reliées entre elles par des liens (fers ronds);
 et suivant l'axe y-y les pannes seront calculées sur 3 appuis (figure ci-contre)



Réaction d'appui intermédiaire:

$$R_A = \frac{5 q_y \cdot B}{4 \cdot 2} = \frac{5 q_y B}{8}$$

② Charges et surcharges.

a) charges permanentes.

- couverture en tôle nervurée + accessoire : $18 \text{ kg/m}^2 \rightarrow 18 \times 3,76 = 67,68 \text{ kg/m}!$

- poids propre de la panne : $14,4 \text{ kg/m}!$

charges permanentes : $N_g = 67,68 + 14,4 = 82,08 \text{ kg/m}!$

b) surcharges climatiques.

- Neige Normale : $N_n = 20 \times \frac{3,76}{\cos \alpha} = 75,6 \text{ kg/m}!$

- Neige Extrême : $N_{ext} = 34 \times \frac{3,76}{\cos \alpha} = 128,5 \text{ kg/m}!$

- Le vent exerce une action qui soulage la panne, on n'en tient pas compte.

③ Combinaisons :

$$\frac{4}{3} N_g + \frac{3}{2} N_n = \frac{4}{3} 82,08 + \frac{3}{2} 75,6 = 222,84 \text{ kg/m}!$$

$$N_g + N_{ext} = 82,08 + 128,5 = 210,58 \text{ kg/m}!$$

On prend comme charge uniformément répartie : $q = 222,84 \text{ kg/m}!$

$$q_x = q \cos \alpha = 221,73 \text{ kg/m}!$$

$$q_y = q \sin \alpha = 22,17 \text{ kg/m}!$$

$$M_{x, \max} = \frac{q_x B^2}{8} = \frac{221,73 \cdot (6)^2}{8} = 997,78 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$M_{y, \max} = \frac{q_y \left(\frac{B}{2}\right)^2}{8} = \frac{q_y B^2}{32} = \frac{22,17 \cdot (6)^2}{32} = 24,94 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$R_A = \frac{5 q_y B}{8} = \frac{5 \times 22,17 \cdot 6}{8} = 83,13 \text{ kg}.$$

④ Vérification :

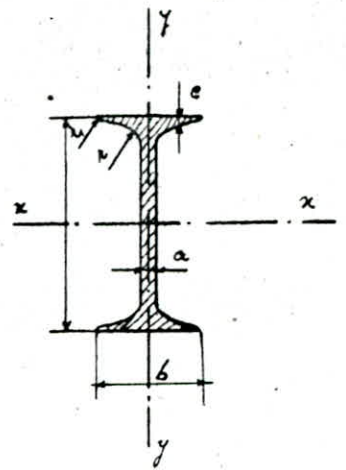
On choisit un profilé IPN 140.

dont les caractéristiques géométriques sont :

$$h = 140 \text{ mm} \quad b = 66 \text{ mm} \quad e = 5,7 \text{ mm}$$

$$\text{section } A = 18,30 \text{ cm}^2 \quad I_x = 573 \text{ cm}^4 \quad I_y = 35,2 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 81,9 \text{ cm}^3 \quad W_y = 10,7 \text{ cm}^3 \quad m = 14,4 \text{ kg/m}$$

* Vérification de Résistance :

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{997,78 \cdot 10^2}{81,9} + \frac{22,94 \cdot 10^2}{10,7} = 1433 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 1433 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Vérifié})$$

* Vérification de la flèche :

$$f = \frac{5}{384 EI} q' l^4$$

f = flèche.

E = module d'élasticité longitudinal = $21 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$

I = moment d'inertie.

q' = charge non majorée.

l = portée.

$$q' = 210,58 \text{ kg/m}$$

$$q'_x = q' \cos \alpha = 209,53 \text{ kg/m} \quad ; \quad q'_y = q' \sin \alpha = 20,95 \text{ kg/m}$$

$$f_x = \frac{5}{384 EI_x} q'_x l^4 = \frac{5 \cdot 209,53 \cdot 6^4 \cdot 10^6}{384 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 573} = 2,93 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5}{384 EI_y} q'_y l^4 = \frac{5 \cdot 20,95 \cdot 3^4 \cdot 10^6}{384 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 35,2} = 0,3 \text{ cm}$$

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{(2,93)^2 + (0,3)^2} = 2,94 \text{ cm}$$

$$\text{flèche admissible : } f_{\text{ad}} = \frac{B}{200} = \frac{600}{200} = 3,00 \text{ cm}$$

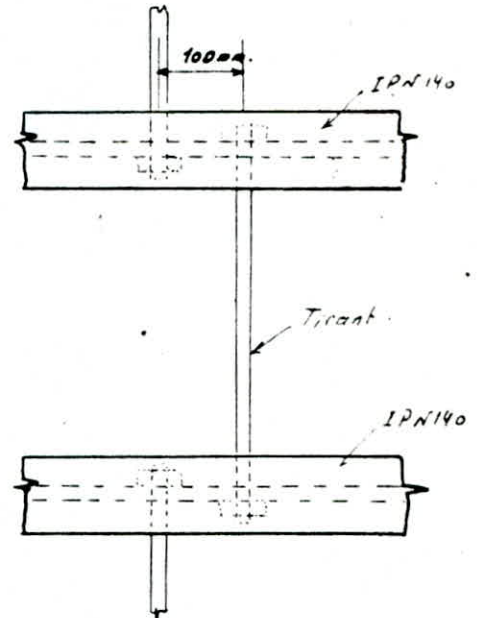
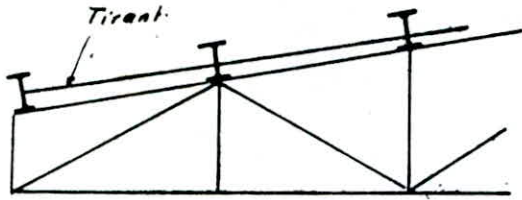
$$f = 2,94 \text{ cm} < f_{\text{ad}} = 3,00 \text{ cm} \quad (\text{Vérifié})$$

le profilé IPN 140 convient.

* Vérification au déversement:

La tôle nervurée étant rigide, elle empêche les pannes de se déverser.

③ Calcul des tirants.



On calcule l'effort de traction exercé sur le Tirant de la panne faitière :

$$F = n R_y = \frac{9 \cdot 59 \cdot B}{8}$$

$$F = \frac{9 \cdot 5 \cdot 2217 \cdot 6^3}{8} = 748,23 \text{ kg}$$

On choisit pour les tirant des fers ronds de diamètre $\phi = 12 \text{ mm}$

$$\rightarrow \text{section } A = 1,13 \text{ cm}^2$$

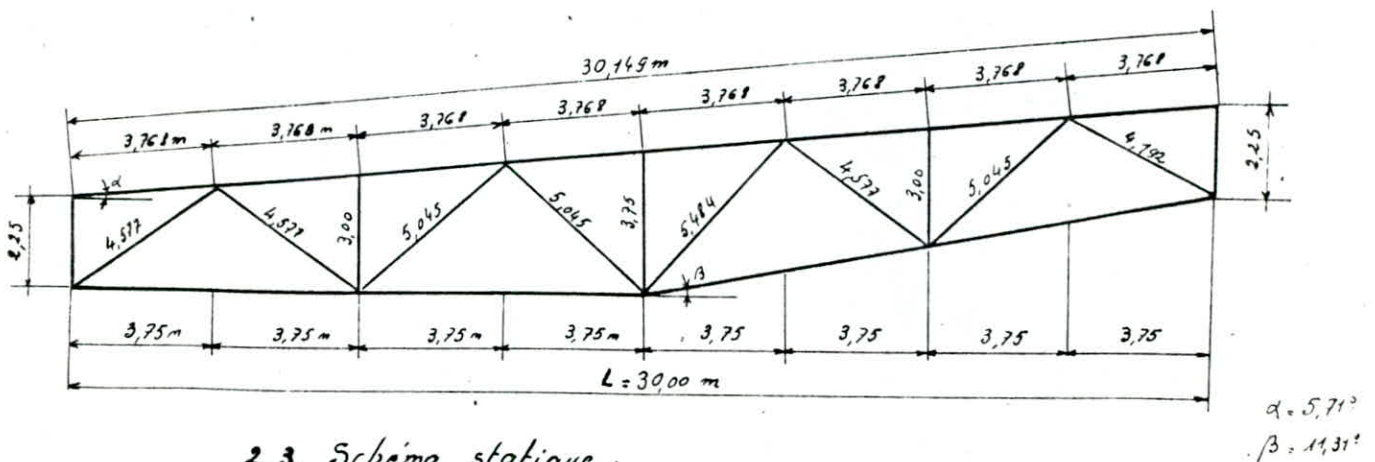
$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{748,23}{1,13} = 662,15 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c \quad (\text{vérifié})$$

II ETUDE DE LA FERME

2.1. Notre bâtiment comporte 2 types de fermes : une pour le grand versant (portée = 30m), une pour le petit versant en appenti (portée = 24m).
Les fermes supportent en plus de leurs poids propre les charges et surcharges transmises par les pannes.

Notre ferme se compose d'une membrure supérieure (ou arbalétrier) d'une membrure inférieure (ou entrain), de 5 montants verticaux et de 8 diagonales. On calculera la ferme de 30 mètres de portée.

2.2. Caractéristiques géométriques de la ferme :



2.3. Schema statique :

la ferme sera calculée comme articulée aux 2 extrémités.

2.4. Evaluation des charges et surcharges :

On calculera les charges et surcharges revenant à une ferme intermédiaire en nœud de la membrure supérieure (appui de pannes)

2.4.1. Charges permanentes :

* couverture + panne : $g_c = 18 + \frac{14k}{3,76} = 21,82 \text{ kg/m}^2$

* poids propre de la ferme : $g_f = (0,7 \text{ à } 1,1) L \text{ kg/m}^2$

$g_f = 0,8 L = 0,8 \cdot 30 = 24 \text{ kg/m}^2$

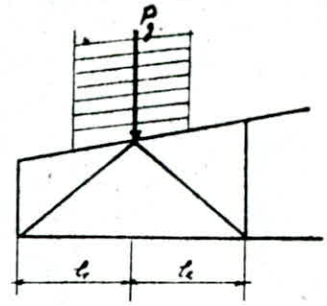
(en projection horizontale)

$$\rightarrow \text{charges permanentes} = g = \left(\frac{g_c}{\cos \alpha} + g_f \right) \cdot \frac{21,86}{0,995} + 24 = 45,93 \text{ kg/m}^2.$$

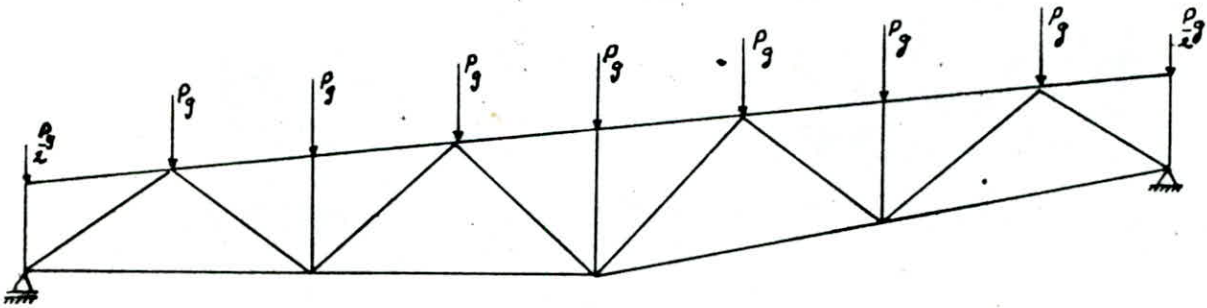
la force appliquée aux nœuds sera :

$$P_g = l \cdot \frac{l_1 + l_2}{2} \cdot g.$$

$$P_g = 6 \cdot \frac{3,76 + 3,76}{2} \cdot 45,93 = 1036 \text{ kg}.$$



(l_1 distances entre les fermes).



2.4.2. Surcharges :

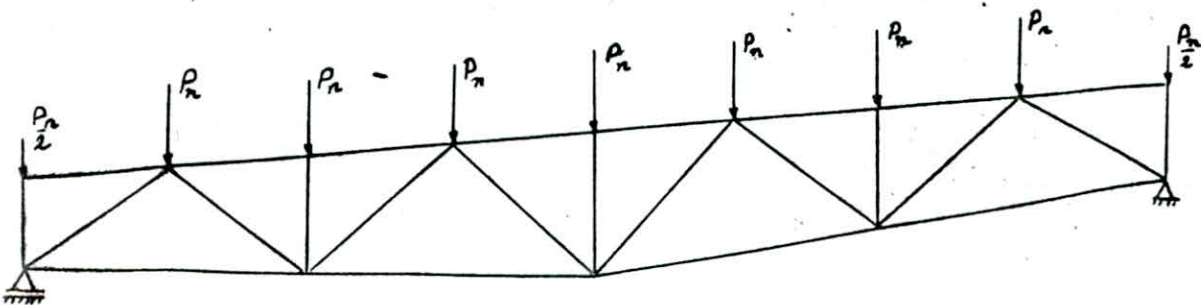
a) Neige :

Neige Normale.

$$P_n = p_{n0} \cdot B \cdot \alpha_p = 20 \times 6 \times 3,768 = 450 \text{ kg}.$$

Neige Extrême :

$$P_{n\text{ext}} = p_{n\text{ext}} \cdot B \cdot \alpha_p = 34 \times 6 \times 3,768 = 765 \text{ kg}.$$



b) Vent

$$v = c k_s k_m \delta q_H$$

$$c = 0,761$$

$$k_s = 1,0$$

$$k_m = 1,00$$

$$\delta = 0,71$$

$$q_H = 1,24 q_{10}$$

$$q_{10} \begin{cases} 71 \text{ kg/m}^2 & \text{vent Normal.} \\ 1,76 \cdot 71 \text{ kg} = 125 \text{ kg/m}^2 & \text{Vent extrême} \end{cases}$$

$$v = 0,761 \cdot 1,1 \cdot 0,71 \cdot 1,24 \cdot q_{10} = 0,67 q_{10}$$

$$\text{Vent Normal : } v_n = 0,67 \cdot 71 = 47,57 \text{ kg/m}^2$$

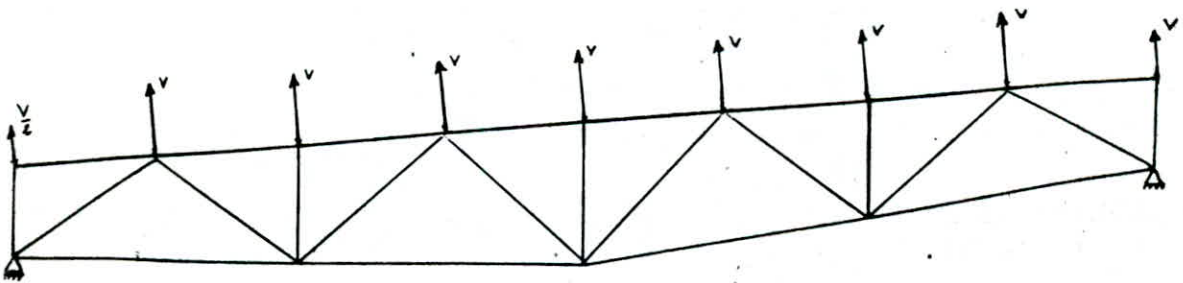
$$\text{Vent Extrême } v_{ext} = 1,76 v_n = 83,75 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Surface offerte au vent autour d'un nœud : } S = 6 \times 3,76 = 22,56 \text{ m}^2$$

forces dues au vent.

$$\text{Vent Normal : } V = 47,57 \times 22,56 = 1074 \text{ kg}$$

$$\text{Vent Extrême : } V_{ext} = 83,75 \times 22,56 = 1889 \text{ kg}$$



2.5 Calcul des efforts dans les barres.

La ferme constitue un système isostatique extérieurement et intérieurement.

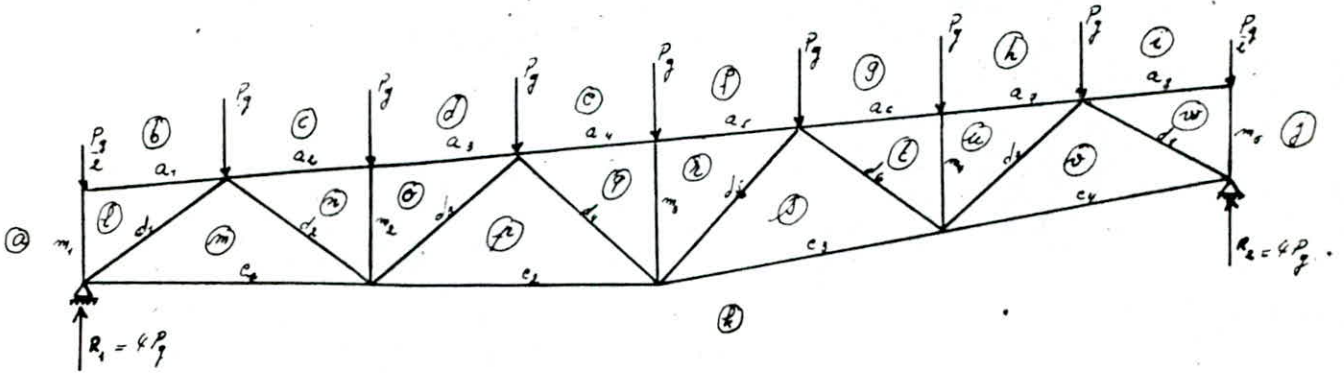
$$2n = b + 3$$

$$2 \cdot 18 = 33 + 3$$

$$\left. \begin{array}{l} n = \text{nombre de nœud} = 18 \\ b = \text{nombre de barres} = 33 \end{array} \right\}$$

On emploiera : la méthode de CREMONA.

Condition d'application : la méthode s'applique lorsqu'on peut parcourir tous les nœuds du système dans un ordre déterminé de manière à ne rencontrer à chaque opération que 2 tensions inconnues ou maximum.



. On calcule d'abord les efforts dans les barres de la ferme sous l'action des charges permanentes : P_g .

. Pour calculer les efforts sous l'action de la neige on multiplie les valeurs trouvées précédemment par le rapport $\frac{P_n}{P_g}$ (ou $\frac{P_{nvt}}{P_g}$).

. On remarque que sous l'action de vent toutes les barres qui étaient comprimées sous l'action des charges permanentes deviennent tendues et que celles qui étaient tendues deviennent comprimées.

Voir Tableau.

S. BELLAÏCI

Position	N° de la barre	longueur de la barre (m)	Efforts Normaux (en kg)										Combinations					
			Poids Propre		Neige					Vent			Combinations					
			N_g	$\frac{4}{3} N_g$	N_{pn}	$\frac{3}{2} N_{pn}$	N_{pac}	N_{pas}	$\frac{4}{3} N_{pas}$	N_{pato}	N'_{pv}	$\frac{3}{2} N'_{pv}$	N'_{pvc}	$\frac{4}{3} N'_{pvc}$	$\frac{3}{2} N_{pn} + \frac{4}{3} N_g$	$\frac{3}{2} N_{pv} - \frac{4}{3} N_g$	$N_{pvc} - N_{pnc} - N_g$	$N_{pac} + N_g$
Arboretier	a ₁	3,761	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	a ₂	3,767	-7874	-10499	-3320,7	-4981	-5534,5	-1660,35	-2213,1	-2767,25	-7732,8	+11600	+13609,7	+10390,0	-15480	+1401	+138,1	0
	a ₃	3,768	-7874	-10499	-3320,7	-4981	-5534,5	-1664,35	-2213,9	-2767,25	-7740,2	+11760,3	+13791,7	+10390,0	-15480	+1401	+2969	-13408,5
	a ₄	3,763	-9330	-11107	-3618	-5427	-6020	-1809	-2412	-3015	-8338,3	+12899,5	+15027,4	+11324,4	-16339	+1700,5	+3159	-13408,5
	a ₅	3,767	-9330	-11107	-3618	-5427	-6020	-1809	-2412	-3015	-8338,3	+12899,5	+15027,4	+11324,4	-16339	+1700,5	+3613	-14360
	a ₆	3,768	-7770	-10360	-3375	-5044,5	-5625	-1687,5	-2250	-2812,5	-8120	+12180	+14291,2	+10246	-16334	+1700,5	+3613	-14360
	a ₇	3,762	-7770	-10360	-3375	-5044,5	-5625	-1687,5	-2250	-2812,5	-8226,8	+12340,2	+14479,2	+10919	-15422,5	+1820	+3709	-13395
	a ₈	3,768	0	0	0	0	0	0	0	0	-70,81	+106,32	+138,1	+94,5	0	+106,32	+138,1	0
Entroit	e ₁	7,500	+5180	+6907	+2250	+3375	+3750	+1125	+1500	+1875	-5694,2	-8332,3	-10018,8	-7881,6	+10282	-1631,3	+2964	+9330
	e ₂	7,500	+3672	+11563	+3766,5	+5649,75	+6372,5	+1883,25	+2511	+3138,75	-8971,24	-13306,9	-15619,4	-11822,3	+17212,75	-1743,9	-3803	+14950
	e ₃	7,500	+3715	+11715	+3816	+5724	+6360	+1908	+2544	+3180	-9039,8	-13580,7	-15934,7	-12671,7	+17437	-1167,7	-3970	+15145
	e ₄	7,500	+5180	+6907	+2250	+3375	+3750	+1125	+1500	+1875	-5370	-8055	-9457,8	-7160	+10282	-1141	-2397	+8930
Diagonales	d ₁	4,577	-6320	-8427	-2745	-4117,5	-4574	-1372,5	-1830	-2297,5	+6444	+9666	+11341,0	+8590	-12544,5	+1239	-2734	-10895
	d ₂	4,577	+3160	+4213	+1374,6	+2039	+2237,6	+686,8	+915	+1148,8	-2900	-4850	-5104	-3846,7	+6272	-137	-100	+5447,6
	d ₃	5,045	-1098	-1464	-477	-715,5	-795	-238,5	-318	-397,5	+1235,1	+1852,7	-2173,3	+1646,8	-2779,5	+388,7	-679	-1893
	d ₄	5,045	-518	-691	-225	-337,5	-375	-114,5	-150	-187,5	+413,3	+725	+850,6	+644,4	-1021,5	+34	+148	-293
	d ₅	5,484	-656	-875	-284,8	-427,4	-474,9	-142,45	-190	-237,5	+494	+747	+869,4	+658,7	-1302,4	-134	-241	-1130,8
	d ₆	4,577	-1088	-1451	-474,6	-709	-781,6	-236,3	-315	-393,9	+1181	+1776,6	+2079,3	+1575,2	-2160	+325,6	+571	-1175,6
	d ₇	5,045	+3523	+4697	+1530	+2295	+2550	+765	+1020	+1275	-3651,6	-5477,9	-6424,6	-4869,9	+6992	-710,4	-1627	+6073
	d ₈	4,152	-5522	-7363	-2481,5	-3723	-4147,5	-1244,3	-1659	-2073,2	+6159	+9231	+10821	+8205,4	-11096	+1868	+3222	-9669,5
Montants	m ₁	4,250	-518	-691	-225	-337,5	-375	-114,5	-150	-187,5	+537	+805,8	+945,1	+716	-1021,5	+119,6	+240	-893
	m ₂	3,000	-1036	-1382	-450	-675	-750	-225	-300	-375	+1074	+1641	+1890,8	+1732	-2057	+229	+480	-1786
	m ₃	3,750	-1036	-1382	-450	-675	-750	-225	-300	-375	+1074	+1641	+1890,8	+1732	-2057	+229	+480	-1786
	m ₄	3,000	-1036	-1382	-450	-675	-750	-225	-300	-375	+1074	+1641	+1890,8	+1732	-2057	+229	+480	-1786

2.6. Dimensionnement et vérification des barres de la ferme.

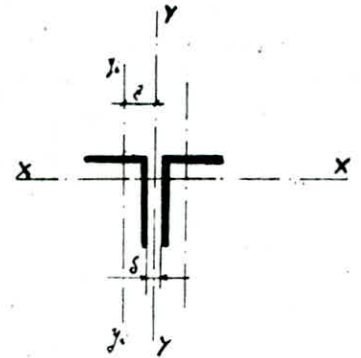
① Barres de l'arbalétrier (membrane supérieure)

Toutes les barres de l'arbalétrier auront même section.

Effort max : $N_{max} = -16534 \text{ kg}$ (compression)

Largeur des goussets : on prend : $S = 8 \text{ mm}$.

On choisit une section : $2L 120 \times 80 \times 8$.



$$\text{Section } A = 2 \times 15,5 = 31 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2I_{x_0} = 2 \times 226 = 452 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2(I_{y_0} + A e^2) = 2(80,8 + 15,5 (2,27)^2) = 321,33 \text{ cm}^4$$

rayons de giration :

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{452}{31}} = 3,818 \text{ cm}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{321,33}{31}} = 3,22 \text{ cm}$$

longueur de flambement :

$$l_x = 4,0 l_0 \quad l_y = 4,0 l_0$$

$$l_0 = 376,8 \text{ cm}$$

$$l_x = 1 \times 376,8 = 376,8 \text{ cm}$$

$$l_y = 1 \times 376,8 = 376,8 \text{ cm}$$

Elancement :

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{376,8}{3,818} = 98,69$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{376,8}{3,22} = 117$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_x = 98,69 \\ \lambda_y = 117 \end{array} \right\} \rightarrow \lambda_{max} = 117 \xrightarrow{\text{RCM66}} k = 2,4$$

Vérification :

$$\lambda_{max} = 117 < \lambda_{limite} = 120 \quad (\text{vérifié})$$

$$\sigma = k \frac{N_{max}}{A} = 2,4 \frac{16534}{31} = 1280 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

(vérifié)

② Montants.a) montants m_1 et m_2 .

Effort max : $N_{max} = -2057 \text{ kg}$.

longueur $l_0 = 225 \text{ cm}$; $\lambda_{lim} = 120$.

on choisit $2L 70 \times 70 \times 6$.

section $A = 2 \times 8,13 \text{ cm}^2 = 16,26 \text{ cm}^2$.

$I_x = 2 \times 36,9 = 73,8 \text{ cm}^4$

$I_y = 2(36,9 + 8,13(2,33)^2) = 162 \text{ cm}^4$.

$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{73,8}{16,26}} = 2,13 \text{ cm}$

$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{162}{16,26}} = 3,15 \text{ cm}$

$\lambda_x = \frac{l_0}{i_x} = \frac{225}{2,13} = 105,6$

$\lambda_y = \frac{l_0}{i_y} = \frac{225}{3,15} = 71,42$

} $\lambda_{max} = 105,6 \longrightarrow l_0 = 2045$

Vérification :

$\lambda_{max} = 105,6 < \lambda_{limite} = 120$ (vérifié)

$\sigma = \frac{l_0 N_{max}}{A} = \frac{2045 \cdot 2057}{16,26} = 256,7 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c = 240 \text{ kg/cm}^2$ (vérifié)

b) montants m_2 et m_3 .

Effort max : $N_{max} = -2057 \text{ kg}$.

longueur : $l_0 = 300 \text{ cm}$; $\lambda_{limite} = 150$.

on choisit : $2L 60 \times 60 \times 5$.

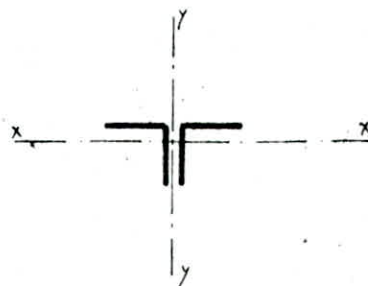
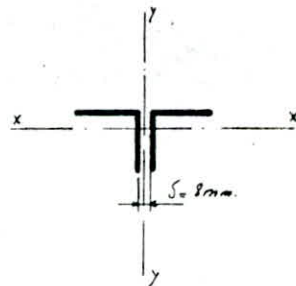
section : $A = 2 \times 5,82 = 11,64 \text{ cm}^2$

$I_x = 2 \times 19,4 = 38,8 \text{ cm}^4$

$I_y = 2(19,4 + 5,82(2,04)^2) = 87,24 \text{ cm}^4$.

$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{38,8}{11,64}} = 1,81 \text{ cm}$

$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{87,24}{11,64}} = 2,71 \text{ cm}$



$$\mu_x = 0,8 \rightarrow l_x = 0,8 \times 300 = 240 \text{ cm}$$

$$\mu_y = 1,0 \rightarrow l_y = 1,0 \times 300 = 300 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{240}{1,81} = 132,59$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{300}{2,71} = 110,7$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_x = 132,59 \\ \lambda_y = 110,7 \end{array} \right\} \rightarrow \lambda_{\max} = 132,59 \rightarrow k = 2,958$$

Vérification:

$$\lambda_{\max} = 132,59 < \lambda_{\text{lim}} = 150 \quad (\text{vérifié})$$

$$\sigma = k \frac{N_{\max}}{A} = 2,958 \frac{2057}{11,84} = 513,9 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c \quad (\text{vérifié})$$

Remarque:

Une section 2L 60x60x5 convient, toutefois pour des raisons d'uniformité et pour éviter un grand nombre de profils différents dans la ferme on adoptera pour les montants m_2 et m_4 : une section : 2L 70x70x6.

c) montant m_3 :

$$\text{Effort max : } N_{\max} = -2057 \text{ kg}$$

$$\text{longueur } l_0 = 375 \text{ cm} ; \lambda_{\text{lim}} = 150$$

on choisit 2L 70x70x6.

$$\text{section : } A = 2 \times 8,13 = 16,26 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 \times 36,9 = 73,8 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 162 \text{ cm}^4$$

$$i_x = 2,13 \text{ cm} ; i_y = 3,15 \text{ cm}$$

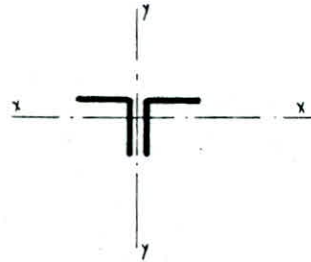
$$\mu_x = 0,8 \rightarrow l_x = 0,8 \times 375 = 300 \text{ cm}$$

$$\mu_y = 1,0 \rightarrow l_y = 1,0 \times 375 = 375 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{300}{2,13} = 140,84$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{375}{3,15} = 119,04$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_x = 140,84 \\ \lambda_y = 119,04 \end{array} \right\} \rightarrow \lambda_{\max} = 140,84 \rightarrow k = 3,287$$



Vérification: $\lambda_{\max} = 140,84 < \lambda_{\text{lim}} = 150 \quad (\text{vérifié})$

$$\sigma = k \frac{N_{\max}}{A} = 3,287 \frac{2057}{16,26} = 415,32 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c \quad (\text{vérifié})$$

③ Diagonales :a) diagonale d_2 :Effort max : en compression : $N_{max} = 137 \text{ kg}$ en traction : $N_{max} = 6272 \text{ kg}$ longueur $l_0 = 457,7 \text{ cm}$; $\lambda_{limite} = 150$

on choisit : 2L 90 x 90 x 8.

section : $A = 2 \times 13,9 = 27,8 \text{ cm}^2$

$$I_x = 2 \times 104 = 208 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2(104 + 13,9(2,9)^2) = 441,8 \text{ cm}^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{208}{27,8}} = 2,735 \text{ cm}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{441,8}{27,8}} = 3,98 \text{ cm}$$

$$\mu_x = 0,8 \rightarrow l_x = 0,8 \times 457,7 = 366,16 \text{ cm}$$

$$\mu_y = 1,0 \rightarrow l_y = 1,0 \times 457,7 = 457,7 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{366,16}{2,735} = 133,88$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{457,7}{3,98} = 115$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_x = 133,88 \\ \lambda_y = 115 \end{array} \right\} \rightarrow \lambda_{max} = 133,88 \rightarrow k = 3,013$$

Vérification : $\lambda_{max} = 133,88 < \lambda_{lim} = 150$ (vérifié)en compression : $\sigma = k \frac{N_{max}}{A} = 3,013 \frac{137}{27,8} = 14,8 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$ en traction : $\sigma = \frac{N_{max}}{A} = \frac{6272}{27,8} = 225,61 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$ (vérifié)b) Diagonale d_1 :Effort max : en compression : $N_{max} = 2160 \text{ kg}$ en traction : $N_{max} = 325 \text{ kg}$ longueur $l_0 = 457,7 \text{ cm}$; $\lambda_{lim} = 150$

on choisit : 2L 90 x 90 x 8.

$$\rightarrow \lambda_{max} = 133,88 \rightarrow k = 3,013$$

(voir diagonale d_2)

Vérification :

en compression : $\sigma = k \frac{N_{max}}{A} = 3,013 \cdot \frac{2160}{27,8} = 239,2 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$

en traction : $\sigma = \frac{N_{max}}{A} = \frac{325}{27,8} = 11 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$ (vérifié)

c) Diagonales : d_3, d_4, d_7 .

Effort max : en compression : $N_{max} = 1302,4 \text{ kg}$

en traction : $N_{max} = 6992 \text{ kg}$.

longueur : $l_{o,max} = 504,5 \text{ cm}$.

on choisit : 2L 90 x 90 x 8.

$i_x = 2,735$; $i_y = 3,98$.

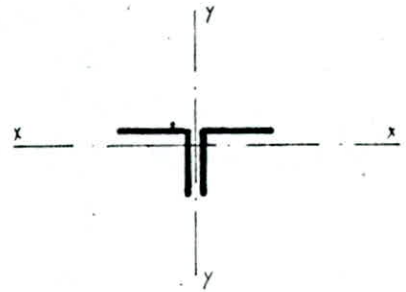
$l_x = 0,8 \times l_{o,max} = 0,8 \times 504,5 = 403,6 \text{ cm}$

$l_y = 1,0 \times l_{o,max} = 1,0 \times 504,5 = 504,5 \text{ cm}$

$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{403,6}{2,735} = 147,56$

$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{504,5}{3,98} = 126,75$

} $\lambda_{max} = 147,56 \rightarrow k = 3,57$



Vérification :

$\lambda_{max} = 147,56 < \lambda_{lim} = 150$ (vérifié)

en compression : $\sigma = k \frac{N_{max}}{A} = 3,57 \cdot \frac{1302,4}{27,8} = 167,3 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$

en traction : $\sigma = \frac{N_{max}}{A} = \frac{6992}{27,8} = 251,5 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$ (vérifié)

d) Diagonale d_5 .

Effort max : $N_{max} = 1302,4 \text{ kg}$ (compression)

longueur : $l = 548,4 \text{ cm}$; $\lambda_{lim} = 150$.

on choisit : 2L 100 x 100 x 8.

section : $A = 2 \times 15,5 = 31 \text{ cm}^2$.

$I_x = 2 \times 195 = 390 \text{ cm}^4$

$I_y = 2(145 + 15,5(3,14)^2) = 595,64 \text{ cm}^4$



$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{290}{31}} = 3,058 \text{ cm.}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{595,64}{31}} = 4,38 \text{ cm.}$$

$$l_x = \mu_x l_0 = 0,8 \cdot 548,4 = 438,72 \text{ cm.}$$

$$l_y = \mu_y l_0 = 1,0 \cdot 548,4 = 548,4 \text{ cm.}$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{438,72}{3,058} = 143,46$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{548,4}{4,38} = 125,2$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_x = 143,46 \\ \lambda_y = 125,2 \end{array} \right\} \rightarrow \lambda_{\max} = 143,46 \rightarrow k = 3,96$$

Vérification : $\lambda_{\max} = 143,46 < \lambda_{\text{limite}} = 150$ (vérifié)

$$\sigma = k \frac{N_{\max}}{A} = 3,96 \cdot \frac{13024}{31} = 166,37 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c \text{ (vérifié)}$$

e) Diagonales : d_1 et d_2 .

Effort max : en compression : $N_{\max} = 12544,5 \text{ kg}$

en traction : $N_{\max} = 1868 \text{ kg}$.

longueur $l_{\text{max}} = 457,7 \text{ cm}$.

$\lambda_{\text{limite}} = 120$.

$\mu_x = \mu_y = 1,0$

on choisit : 2L 150 x 150 x 12.

section : $A = 2 \times 34,8 = 69,6 \text{ cm}^2$

$I_x = 2 \times 737 = 1474 \text{ cm}^4$

$I_y = 2(737 + 34,8(4,52)^2) = 2895,95 \text{ cm}^4$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{1474}{69,6}} = 4,602 \text{ cm.}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{2895,95}{69,6}} = 6,45 \text{ cm.}$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{457,7}{4,602} = 99,45$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{457,7}{6,45} = 70,96$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_x = 99,45 \\ \lambda_y = 70,96 \end{array} \right\} \rightarrow \lambda_{\max} = 99,45 \rightarrow k = 1,894$$

Vérification : $\lambda_{\max} = 99,45 < \lambda_{\text{lim}} = 120$ (vérifié)

en compression : $\sigma = 1,894 \frac{12544,5}{69,6} = 341,37 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$

en traction : $\sigma = \frac{1868}{69,6} = 26,7 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$

(vérifié).



① Barres de l'entrait (membrane inférieure)

On utilisera le même type de profilé pour toutes les barres de la membrane inférieure

Effort max : en compression : $N_{max} = 1743,9 \text{ kg}$.

en traction : $N_{max} = 17437 \text{ kg}$.

longueur : $l_0 = 769,8 \text{ cm}$; $\lambda_{lim} = 120$; $\gamma = \gamma_y = 1,0$.

On choisit : $2L 150 \times 150 \times 12$.

section : $A = 69,6 \text{ cm}^2$.

$i_x = 4,602 \text{ cm}$; $i_y = 6,45 \text{ cm}$.

longueur de flambement :

$$l_{0x} = \frac{769,8}{2} = 382,4 \text{ cm} \longrightarrow l_x = 1,0 \times 382,4 = 382,4 \text{ cm} \quad (\text{voir Remarque})$$

$$l_{0y} = 769,8 \text{ cm} \longrightarrow l_y = 1,0 \times 769,8 = 769,8 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{382,4}{4,602} = 81,42$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{769,8}{6,45} = 118,57$$

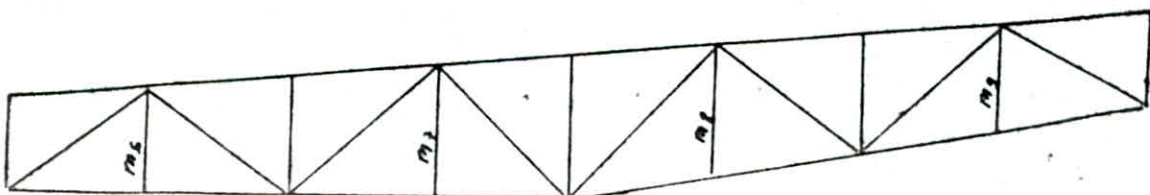
$$\left. \begin{array}{l} \lambda_x = 81,42 \\ \lambda_y = 118,57 \end{array} \right\} \longrightarrow \lambda_{max} = 118,57 \longrightarrow h. 2452$$

Vérification : $\lambda_{max} = 118,57 < \lambda_{limite} = 120$ (Vérifié)

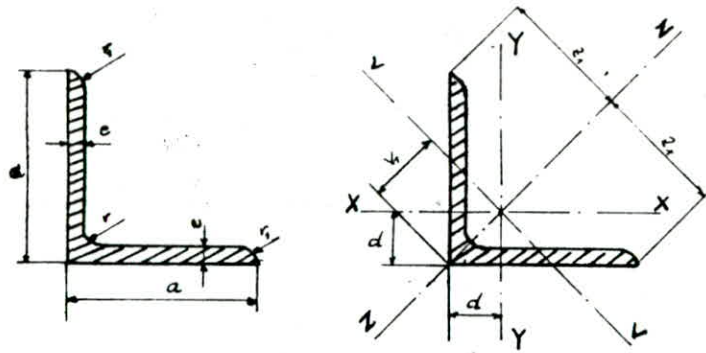
$$\text{en compression : } \sigma = 2452 \frac{1743,9}{69,6} = 25 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

$$\text{en traction : } \sigma = \frac{17437}{69,6} = 250,53 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_t \quad (\text{vérifié})$$

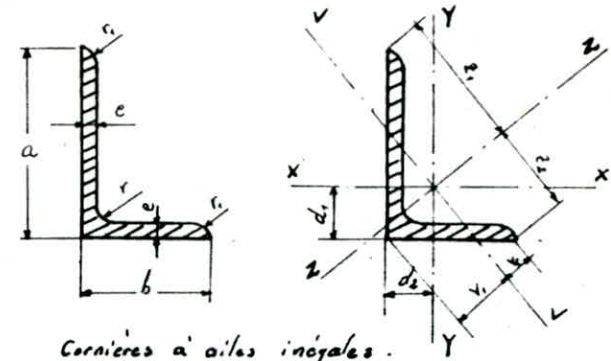
Remarque : Pour limiter la longueur de flambement des barres de l'entrait dans le plan de la ferme, il faudra placer des montants verticaux situés à mi-portée de barres de l'entrait. Ces montants auront pour section : $2L 50 \times 50 \times 5$. (montants : m_1, m_2, m_3, m_4)



Caractéristiques des cornières utilisées dans la ferme



Cornières à ailes égales



Cornières à ailes inégales

Désignation du profilé	Masse linéaire (kg/ml)	Section (cm ²)	Dimensions					Distance au C.D.S.				I _x (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)	r _x (cm)	r _y (cm)	I _z (cm ⁴)	Position du Profilé dans la ferme.
			a (mm)	b (mm)	e (mm)	r ₁ (mm)	r ₂ (mm)	d ₁ (cm)	d ₂ (cm)	z ₁ (cm)	v ₁ (cm)						
L 50x50x5	3,77	4,8	50		5	7	3,5	1,4		3,54	1,99	11,0	11,0	1,51	1,51	17,4	m ₁ , m ₂ , m ₃ , m ₄
L 70x70x6	6,33	8,13	70		6	9	4,5	1,93		4,95	2,73	36,9	36,9	4,13	4,13	58,5	m ₁ , m ₂ , m ₃ , m ₄ , m ₅
L 90x90x8	10,9	13,9	90		8	11	5,5	2,50		6,36	3,53	104	104	2,74	2,74	166	d ₂ , d ₃ , d ₄ , d ₅ , d ₇
L 100x100x8	12,2	15,5	100		8	12	6	2,74		7,07	3,87	145	145	3,06	3,06	230	d ₅
L 120x80x8	14,2	15,5	120	80	8	11	5,5	3,93	1,37	8,23		226	20,8	3,92	2,28	260	q ₁ , q ₂ , q ₃ , q ₄ , q ₅ , q ₆ , q ₇ , q ₈
L 150x150x12	27,3	34,8	150		12	16	8	4,12		10,6	5,93	737	737	4,6	4,6	1170	d ₁ , d ₆ , e ₁ , e ₂ , e ₃ , e ₄

2.7. Détermination de l'emplacement des fourures.

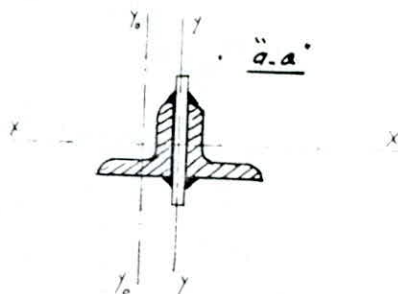
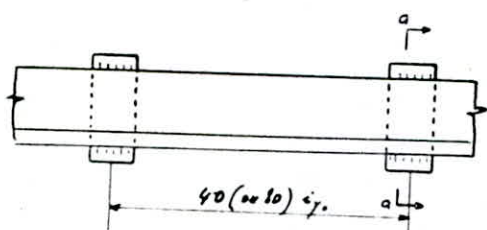
Les barres de la ferme étant constituées de 2 cornières. Afin que celle-ci forment un ensemble unitaire et éviter le flambement local, on les réunit de place en place par des fourures qui sont des plats de même épaisseur que les goussets et disposées entre les 2 cornières.

La distance entre les 2 fourures est de :

40 i_y pour les barres comprimées.

80 i_y pour les barres tendues.

(i_y = rayon de giration y_0)



a) barres de l'arbalétrier :

$$2L 120 \times 80 \times 8 \quad \rightarrow \quad i_y = 2,28 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad 40 i_y = 91,2 \text{ cm}$$

longueur des barres = 376,3 cm. ; on emploiera : 4 fourures distantes de 75,36 cm.

b) barres de l'entrait :

$$2L 120 \times 120 \times 12 \quad ; \quad i_y = 4,6 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad 40 i_y = 184 \text{ cm}$$

longueur des barres = 375 ; on emploiera 2 fourures distantes de 125 cm.

c) Diagonales d_1 et d_2 .

$$2L 150 \times 150 \times 12 \quad ; \quad 40 i_y = 184 \text{ cm}$$

longueurs des barres : $d_1 = 457,7 \text{ cm}$; $d_2 = 419,2 \text{ cm}$; on emploiera : 2 fourures distantes de 184 cm par d_1 et 2 fourures distantes de 139,7 cm par d_2 .

d) diagonale d_3 .

$$2L 100 \times 100 \times 8 \quad ; \quad i_y = 3,06 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad 40 i_y = 122,4 \text{ cm}$$

longueur de la barre : 548,4 cm ; on emploiera 4 fourures distantes de 109,68 cm.

e) diagonales : d_2 et d_6 .

$$2L 90 \times 90 \times 8 \quad ; \quad i_y = 2,74 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad 40 i_y = 109,6 \text{ cm}$$

longueur des barres : 457,7 cm : on emploiera 8 fureures distantes de 91,54 cm.

f) diagonales : d_3, d_4, d_7 :

$$2L 90,90 \times 8 \quad ; \quad 40 i_y = 109,6 \text{ cm}$$

longueur des barres : 504,5 cm : on emploiera 4 fureures distantes de 101 cm.

g) Montants.

* montants m_1, m_5 .

$$2L 70 \times 70 \times 6 \quad \rightarrow \quad i_y = 2,13 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad 40 i_y = 85,2 \text{ cm}$$

longueur des barres = 225 cm : on emploiera : 2 fureures distantes de 75 cm

* montants m_2, m_4 .

$$2L 70 \times 70 \times 6 \quad \rightarrow \quad 40 i_y = 85,2 \text{ cm}$$

longueur des barres = 300 cm. on emploiera : 3 fureures distantes de 75 cm.

* montants : m_3 .

$$2L 70 \times 70 \times 6 \quad \rightarrow \quad 40 i_y = 85,2 \text{ cm}$$

longueur de la barre = 375 cm. : on emploiera 4 fureures distantes de 75 cm.

* montants : m_6 et m_9 (ces montants ne subissent aucun effort ni grand i_{xy} .)

$$2L 50 \times 50 \times 5 \quad ; \quad i_y = 1,57 \quad \rightarrow \quad 80 i_y = 125,8 \text{ cm}$$

longueur des barres = 262,5 cm. , on emploiera : 2 fureures distantes de 87,5 cm.

* montants m_7, m_8 .

$$2L 50 \times 50 \times 5 \quad ; \quad 80 i_y = 125,8 \text{ cm}$$

longueur des barres = 337,5 cm. , on emploiera : 2 fureures distantes de 112,5 cm.

2.9. Calcul de la flèche de la ferme.

La flèche de la ferme sera calculée forfaitairement, en assimilant la ferme à une poutre de hauteur 300 cm.

(voir C1766 article: 3.9).

$$y_1 = 94,11 \text{ cm} ; y_2 = 205,89 \text{ cm.}$$

$$\text{flèche } f = \frac{5 q l^4}{384 E I_x}$$

$$I_x = I_1 + I_2 + A_1 y_1^2 + A_2 y_2^2$$

$$I_x = 452 + 1474 + 31(94,11)^2 + 69,6(205,89)^2$$

$$I_x = 3226875 \text{ cm}^4 = 3,22 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$$

$$E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$l = 30,00 \text{ m} = 3000 \text{ cm.}$$

q : charge non majorée (poids propre + neige)

$$q = 45,93 \times 6 + 34 \times 6 = 480 \text{ kg/ml} = 4,8 \text{ kg/cm.}$$

$$f = \frac{5 \times 4,80 \times 3^4 \cdot 10^{12}}{384 \times 3,22 \times 10^6 \times 2,1 \cdot 10^6} = 0,748 \text{ cm.}$$

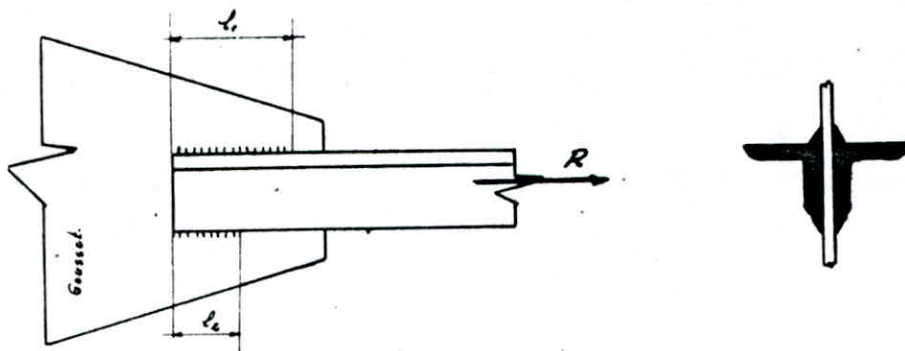
compte
Pour tenir de la déformation due à l'effort tranchant, on applique conformément à l'article 3.9.32 (C1766) une majoration de $\frac{1}{3} = 0,33$ à la flèche calculée sous le moment fléchissant.

$$\rightarrow \text{flèche totale } f_T = 1,33 f = 0,998 \text{ cm} = 1,0 \text{ cm.}$$

$$\text{or la flèche admissible } f_a = \frac{L}{200} = \frac{3000}{200} = 15 \text{ cm.}$$

$$f_T < f_a \quad (\text{vérifié})$$

2.9. Calcul des soudures des barres de la ferme.



On a des cordons latéraux : (soudures d'angle)

on applique l'article 4.3.12 des règles C.M.66.

$$\frac{R}{0,75 \Sigma l_c \cdot \alpha \cdot a} < \sigma_c$$

$$\alpha \cdot \Sigma l_c \geq \frac{R}{0,75 \cdot \alpha \cdot \sigma_c}$$

l_c : longueur de cordon.

Σl_c : somme des longueurs de cordons.

R : effort pondéré appliqué aux cordons.

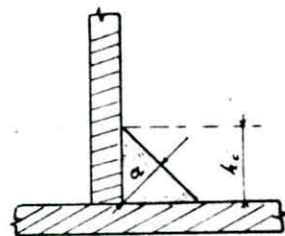
a : épaisseur utile.

h_c : hauteur de cordon.

α : coefficient de réduction.

$\alpha = 1$ pour $a \leq 4 \text{ mm}$.

$\alpha = 0,8 \left(1 + \frac{1}{a}\right)$ pour $a > 4 \text{ mm}$.



$$a = 0,7 h_c \rightarrow \alpha$$

$$h_c = h_1 = h_2$$

$$l_1 = \frac{\Sigma l_c}{2} \times 0,7 + 10$$

$$l_2 = \frac{\Sigma l_c}{2} \times 0,3 + 10$$

On calculera l_1 et l_2 à 5 mm. près par excès.

longueur minimale des cordons : $l_{\min} = 50 \text{ mm}$.

① Soudure des montants.

on remarque que l'effort maximal appliqué sur les montants est:

$$R = N_{\max} = 2057 \text{ kg.}$$

on prend $h_c = 5 \text{ mm} \rightarrow a = 0,7h_c = 3,5 \text{ mm} \rightarrow d = 1.$

$$\Sigma l_c \geq \frac{R}{0,75 \cdot d \cdot a \cdot \sigma_c} = \frac{2057}{0,75 \cdot 1 \cdot 0,35 \cdot 2400} = 3,26 \text{ cm.}$$

$$l_1 = \frac{\Sigma l_c}{2} \cdot 0,7 + 1,0 = \frac{3,26}{2} \cdot 0,7 + 1,0 = 2,44 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } l_1 = 5,0 \text{ cm.} = l_{\min}$$

$$l_2 = \frac{\Sigma l_c}{2} \cdot 0,3 + 1,0 = \frac{3,26}{2} \cdot 0,3 + 1,0 = 1,49 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } l_2 = l_{\min} = 5,0 \text{ cm.}$$

② Soudure des diagonales.

* diagonale d₁.

$$R = N_{\max} = 12544,5 \text{ kg.}$$

on prend $h_c = 5 \text{ mm} \rightarrow a = 0,7h_c = 3,5 \text{ mm} \rightarrow d = 1.$

$$\Sigma l_c \geq \frac{R}{0,75 \cdot d \cdot a \cdot \sigma_c} = \frac{12544,5}{0,75 \cdot 1 \cdot 0,35 \cdot 2400} = 19,91 \text{ cm.}$$

$$l_1 = \frac{\Sigma l_c}{2} \cdot 0,7 + 1,0 = 7,9 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } l_1 = 8 \text{ cm.}$$

$$l_2 = \frac{\Sigma l_c}{2} \cdot 0,3 + 1,0 = 3,9 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } l_2 = 5 \text{ cm.}$$

* diagonale d₂.

$$R = N_{\max} = 6272 \text{ kg}$$

$h_c = 5 \text{ mm}$; $a = 3,5 \text{ mm}$; $d = 1.$

$$\Sigma l_c \geq \frac{R}{0,75 \cdot d \cdot a \cdot \sigma_c} = \frac{6272}{0,75 \cdot 1 \cdot 0,35 \cdot 2400} = 9,95 \text{ cm.}$$

$$l_1 = \frac{9,95}{2} \cdot 0,7 + 1,0 = 4,48 \text{ cm}$$

$$l_2 = \frac{9,95}{2} \cdot 0,3 + 1,0 = 2,5 \text{ cm}$$

} \rightarrow on prend: $l_1 = l_2 = 5 \text{ cm.}$

* diagonales : d_3, d_4, d_5, d_6 .

On remarque que l'effort R est inférieure à 6272 kg; pour toutes ces barres on adoptera donc la même soudure que pour la diagonale d_2 .

$$\text{cad : } h_c = 5 \text{ mm} ; a = 35 \text{ mm.}$$

$$l_1 = l_2 = 5,0 \text{ cm.}$$

* diagonale d_7 .

$$\text{effort } R = 6992 \text{ kg.}$$

$$h_c = 5 \text{ mm} \quad a = 0,7h_c = 35 \text{ mm} \rightarrow d = 1.$$

$$\Sigma l_c \geq \frac{R}{0,75 \cdot d \cdot a \cdot \sigma_c} = \frac{6992}{0,75 \cdot 1 \cdot 0,35 \cdot 2400} = 11,1 \text{ cm.}$$

$$l_1 = \frac{11,1}{2} \cdot 0,7 + 1,0 = 4,88 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } l_1 = 5 \text{ cm.}$$

$$l_2 = \frac{11,1}{2} \cdot 0,3 + 1,0 = 2,66 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } l_2 = 5 \text{ cm.}$$

* diagonale d_8 .

$$\text{effort } R = 11096 \text{ kg.}$$

$$h_c = 5 \text{ mm.} ; a = 0,7h_c = 35 \text{ mm.} \rightarrow d = 1$$

$$\Sigma l_c \geq \frac{R}{0,75 \cdot d \cdot a \cdot \sigma_c} = \frac{11096}{0,75 \cdot 1 \cdot 0,35 \cdot 2400} = 17,61 \text{ cm.}$$

$$l_1 = \frac{17,61}{2} \cdot 0,7 + 1,0 = 7,16 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } l_1 = 7,5 \text{ cm.}$$

$$l_2 = \frac{17,61}{2} \cdot 0,3 + 1,0 = 3,64 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } l_2 = 5 \text{ cm.}$$

③ Soudure des barres de la membrure supérieure.

* Nœuds ① et ②.

$$\text{effort} : R = \sqrt{(\Delta a)^2 + P_{\max}^2}$$

$$P_{\max} = \frac{4}{3} \frac{P_g}{2} + \frac{3}{2} \frac{P_n}{2} = \frac{4}{3} \frac{1036}{2} + \frac{3}{2} \cdot \frac{765}{2} = 1265 \text{ kg.}$$

$$\Delta a = a_{1, \max} = 138,8 \text{ kg.}$$

$$R = \sqrt{(138,8)^2 + (1265)^2} = 1273 \text{ kg.}$$

on prend $h_c = 5 \text{ mm}$; $a = 0,7h_c = 3,5 \text{ mm}$ $\rightarrow d = 1$.

$$\Sigma l_c \geq \frac{R}{0,75 \cdot d \cdot a \cdot \sigma_c} = \frac{1273}{0,75 \cdot 1 \cdot 0,35 \cdot 2400} = 2,02 \text{ cm.}$$

on prend $l_1 = l_2 = l_{\min} = 5,0 \text{ cm.}$

* Nœud ③.

$$\Delta a = a_2 - a_1 = 15480 \text{ kg.}$$

$$P_{\max} = \frac{4}{3} P_g + \frac{3}{2} P_n = 2546 \text{ kg.}$$

$$\text{Effort } R = \sqrt{(\Delta a)^2 + P_{\max}^2} = \sqrt{(15480)^2 + (2546)^2} = 15688 \text{ kg.}$$

$h_c = 5 \text{ mm}$; $a = 0,7h_c = 3,5 \text{ mm}$ $\rightarrow d = 1$.

$$\Sigma l_c \geq \frac{R}{0,75 \cdot d \cdot a \cdot \sigma_c} = \frac{15688}{0,75 \cdot 1 \cdot 0,35 \cdot 2400} = 24,90 \text{ cm.}$$

$$l_1 = \frac{24,90}{2} \times 0,7 + 0,1 = 9,71 \text{ cm.} \quad \rightarrow \text{on prend } l_1 = 10 \text{ cm.}$$

$$l_2 = \frac{24,90}{2} \times 0,3 + 0,1 = 4,73 \text{ cm.} \quad \rightarrow \text{on prend } l_2 = 5 \text{ cm.}$$

* Nœud ④.

$$\Delta a = a_3 - a_2 = 0 ; P_{\max} = 2546 \text{ kg}$$

$$R = \sqrt{(\Delta a)^2 + P_{\max}^2} = 2546 \text{ kg.}$$

$h_c = 5 \text{ mm}$; $a = 0,7h_c = 3,5 \text{ mm}$ $\rightarrow d = 1$.

$$\Sigma l_c \geq \frac{2546}{0,75 \cdot 1 \cdot 0,35 \cdot 2400} = 4,04 \text{ cm}$$

on prend $l_1 = l_2 = l_{\min} = 5,0 \text{ cm.}$

* Noeud ⑥.

$$\Delta a = a_2 - a_1 = 16584 - 15480 = 1054 \text{ kg} \quad P_{\max} = 2546 \text{ kg}$$

$$R = \sqrt{(\Delta a)^2 + P_{\max}^2} = \sqrt{(1054)^2 + (2546)^2} = 2756 \text{ kg}$$

$$l_c = 5 \text{ mm} \quad ; \quad a = 0,7 l_c = 3,5 \text{ mm} \rightarrow d = 1$$

$$\Sigma l_c \geq \frac{2756}{0,75 \cdot 1 \cdot 0,35 \cdot 2400} = 4,37 \text{ cm}$$

on prend $l_1 = l_2 = l_{\min} = 5,0 \text{ cm}$.

* Noeud ⑨.

$$\Delta a = a_2 - a_1 = 1111,5 \text{ kg} \quad P_{\max} = 2546 \text{ kg}$$

$$R = \sqrt{(\Delta a)^2 + P_{\max}^2} = \sqrt{(1111,5)^2 + (2546)^2} = 2778 \text{ kg}$$

$$l_c = 5 \text{ mm} \quad ; \quad a = 0,7 l_c = 3,5 \text{ mm} \rightarrow d = 1$$

$$\Sigma l_c \geq \frac{2778}{0,75 \cdot 1 \cdot 0,35 \cdot 2400} = 4,4 \text{ cm}$$

on prend $l_1 = l_2 = l_{\min} = 5,0 \text{ cm}$.

* Noeud ⑩.

on utilisera les mêmes cordons que pour le noeud ⑥ : $l_1 = l_2 = 5,0 \text{ cm}$.

* Noeud ⑫.

$$\Delta a = a_2 - a_1 = 15422,5 \text{ kg} \quad ; \quad P_{\max} = 2546 \text{ kg}$$

$$R = \sqrt{(15422,5)^2 + (2546)^2} = 15632 \text{ kg}$$

$$l_c = 5 \text{ mm} \quad ; \quad a = 0,7 l_c = 3,5 \text{ mm} \rightarrow d = 1$$

$$\Sigma l_c \geq \frac{15632}{0,75 \cdot 1 \cdot 0,35 \cdot 2400} = 24,81 \text{ cm}$$

$$l_1 = \frac{24,81}{2} \cdot 0,7 + 1,0 = 9,68 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } l_1 = 10 \text{ cm}$$

$$l_2 = \frac{24,81}{2} \cdot 0,3 + 1,0 = 4,72 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } l_2 = 5,0 \text{ cm}$$

④ Soudure des barres de la membrure inférieure.

* Nœuds ② et ④.

$$\text{effort } R = e_3 - e_4 = 10282 \text{ kg.}$$

$$h_c = 5 \text{ mm} ; a = 0,7h_c = 3,5 \text{ mm} \rightarrow \alpha = 1.$$

$$\Sigma l_c \geq \frac{R}{0,75 \cdot d \cdot a \cdot \sigma_s} = \frac{10282}{0,75 \cdot 1,035 \cdot 2600} = 16,32 \text{ cm.}$$

$$l_1 = \frac{16,32}{2} \cdot 0,7 + 1,0 = 6,71 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } l_1 = 7 \text{ cm.}$$

$$l_2 = \frac{16,32}{2} \cdot 0,3 + 1,0 = 3,44 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } l_2 = 5 \text{ cm.}$$

* Nœud ⑤.

$$R = \Delta e = e_2 - e_1 = 17212,75 - 10282 = 6931 \text{ kg.}$$

$$h_c = 5 \text{ mm} ; a = 0,7h_c = 3,5 \text{ mm} \rightarrow \alpha = 1.$$

$$\Sigma l_c \geq \frac{6931}{0,75 \cdot 1,035 \cdot 2600} = 11 \text{ cm.}$$

$$l_1 = \frac{11}{2} \cdot 0,7 + 1,0 = 4,85 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } l_1 = 5,0 \text{ cm.}$$

$$l_2 = \frac{11}{2} \cdot 0,3 + 1,0 = 2,65 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } l_2 = 5,0 \text{ cm.}$$

* Nœud ⑪.

$$R = \Delta e = e_3 - e_4 = 17437 - 10282 = 7155 \text{ kg.}$$

$$h_c = 5 \text{ mm} ; a = 3,5 \text{ mm} \rightarrow \alpha = 1.$$

$$\Sigma l_c \geq \frac{7155}{0,75 \cdot 1,035 \cdot 2600} = 11,35 \text{ cm.}$$

$$l_1 = \frac{11,35}{2} \cdot 0,7 + 1,0 = 4,97 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } l_1 = 5,0 \text{ cm.}$$

$$l_2 = \frac{11,35}{2} \cdot 0,3 + 1,0 = 2,7 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } l_2 = 5,0 \text{ cm.}$$

⑤ Soudure du nœud ⑦

La ferme sera constituée de 2 parties de portée 15 m chacune qui seront réalisées en usine et dont le montage se fera en chantier grâce à des courbe-joints.

En raison des imperfections des soudures en chantier, les longueurs de soudure seront amplifiées par un coefficient égal à 1,2.

* Soudure d'usine (profilés L - gousset)

Effort $R = 17437 \text{ kg}$; on prend $h_c = 5 \text{ mm}$; $a = 3,5 \text{ mm}$

$$\Sigma l_c \geq \frac{R}{0,75 \cdot a \cdot \sigma} = \frac{17437}{0,75 \cdot 1,035 \cdot 2400} = 27,67 \text{ cm.}$$

$$l_1 = \frac{27,67}{2} \times 0,7 + 1,0 = 10,67 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } l_1 = 11 \text{ cm.}$$

$$l_2 = \frac{27,67}{2} \times 0,3 + 1,0 = 5,14 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } l_2 = 5,5 \text{ cm.}$$

* Soudure de chantier (courbe-joints)

$$\Sigma l_c \geq 1,2 \frac{17437}{0,75 \cdot 1,035 \cdot 2400} = 33,2 \text{ cm.}$$

⑥ Soudure du Nœud ⑧

Effort $R = 16534 \text{ kg}$; $h_c = 5 \text{ mm}$; $a = 3,5 \text{ mm}$.

* Soudure d'usine (profilés L - gousset)

$$\Sigma l_c \geq \frac{16534}{0,75 \cdot 1,035 \cdot 2400} = 26,24 \text{ cm.}$$

$$l_1 = \frac{26,24}{2} \times 0,7 + 1,0 = 10,18 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } l_1 = 10,5 \text{ cm.}$$

$$l_2 = \frac{26,24}{2} \times 0,3 + 1,0 = 4,9 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } l_2 = 5 \text{ cm.}$$

* Soudure de chantier (courbe-joints)

$$\Sigma l_c \geq 1,2 \frac{16534}{0,75 \cdot 1,035 \cdot 2400} = 31,5 \text{ cm.}$$

Remarque: Lors de l'exécution de la ferme, certaines longueurs de cordons pourront être supérieures à celles calculées, ceci afin d'éviter l'oxydation de certaines parties de la ferme.

CHAPITRE 3

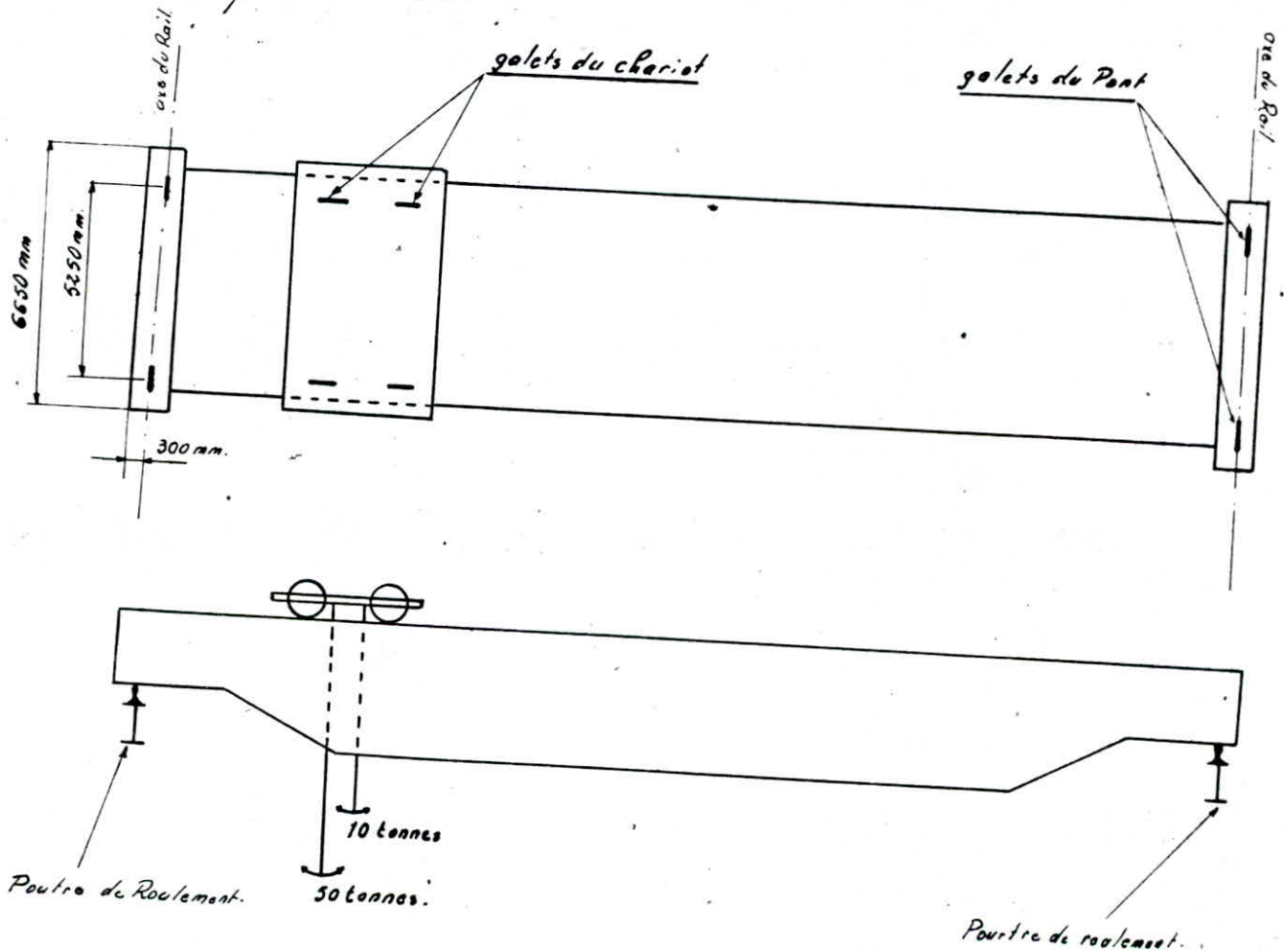
ETUDE DES CHEMINS
DE ROULEMENT

POUTRES DE ROULEMENT DU PONT 50/10

I. Données :

a) Caractéristiques du Pont roulant.

Vue en plan du Pont:



Pont à 4 galets.

charge nominale 50 t et 10 t.

chariot à 2 crochets (un pour 50 t et un pour 10 t).

Réaction verticale maximale / galet : $P_{max} = 49$ tonnes.

Réaction verticale minimale / galet : $P_{min} = 14,5$ tonnes.

Force transversale Horizontale $H_L = 1,7$ tonnes

Force longitudinale Horizontale $H_L = 4,9$ tonnes.

Poids propre du pont Roulant : $G_p = 77$ tonnes (total)

Poids propre du chariot : $G_c = 18$ tonnes

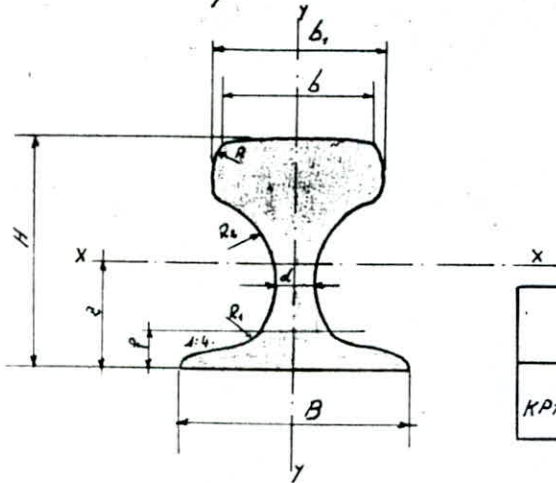
(caractéristiques données d'après la norme soviétique TOCT 3332-54.)

coefficient de majoration dynamique
pour pont de groupe III

$\varphi_1 = 1,25$ pour poutre de Roulement
 $\varphi_2 = 1,1$ pour support du chemin de Roulement.

b) Rail :

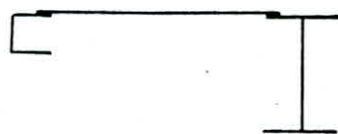
On emploiera un rail KP100 de caractéristiques :



	H	B	a	b	b ₁	d	f	R	R ₁	R ₂
KP100	150	150	40	100	108	38	30	450	30	50

c) Le chemin de Roulement comprendra :

- une poutre de roulement composée en I
- une poutre de freinage en profile C
- une passerelle de passage pour l'entretien.



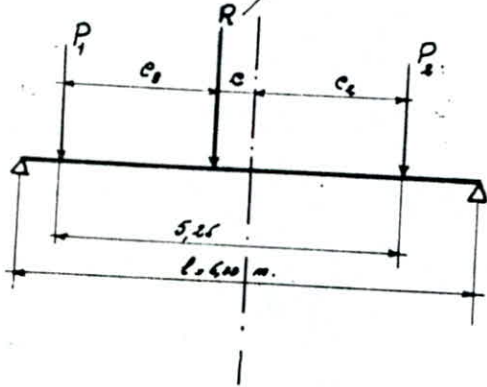
la poutre de Roulement sera calculée sur une travée de 6,00 m de portée.

II. Détermination des efforts :

1) Position des galets donnant les efforts les plus défavorables.

1.1. Moment flechissant :

La position donnant le moment flechissant maximal au droit d'une charge mobile est donné par le théorème de Barré.



R = résultante des forces verticales.
 pour que le moment soit maximal au droit de la charge P_2 , il faut que $c = c_2$.

pour notre cas : $2(c + c_2) =$ distance entre axes des galets du pont roulant = $5,25\text{ m}$.

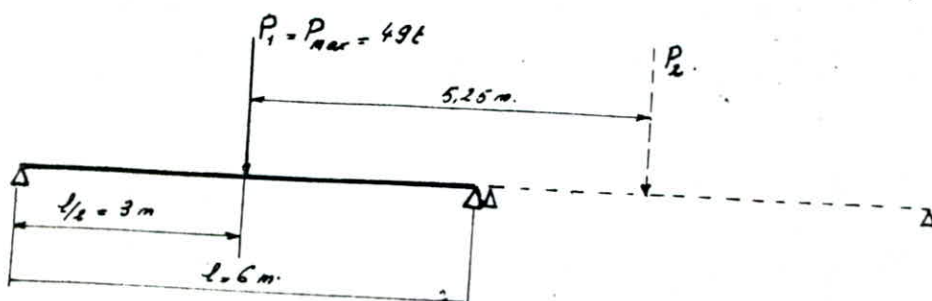
$$\text{si } c = c_2 \text{ alors : } 2(c + c) = 5,25\text{ m} \rightarrow c = \frac{5,25}{4} = 1,312\text{ m}$$

$$c_3 = 5,25 - (c + c_2) = 5,25 - (1,312 + 1,312) = 2,625\text{ m}$$

$$\text{alors : } c_3 + c = 2,625 + 1,312 = 3,937\text{ m} > \frac{l}{2} = 3,00\text{ m}$$

donc : si $c = c_2$, la charge P_1 se trouvera hors de la portée de la poutre le théorème de Barré ne peut être utilisé.

La position donnant le moment flechissant le plus défavorable sera donnée lorsque un galet du pont roulant se trouvera au milieu de la poutre.

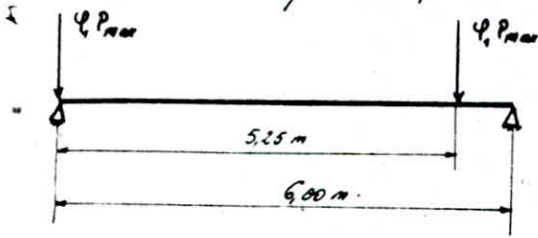


$$M_{\max} = \frac{\varphi P_{\max} \cdot l}{4}$$

($\varphi_1 = 1,25$ coeff de majoration dynamique.

1.2. Effort tranchant.

Position la plus défavorable donnant l'effort tranchant maximal.



$$T_{\max} = \frac{49 \cdot P_{\max} (2 \times 6 - 5,25)}{6}$$

2) Efforts dus aux charges verticales.

2.1. Moment fléchissant :

$$M_{\max} = \frac{49 \cdot P_{\max} \cdot l}{4} = \frac{1,25 \cdot 49 \cdot 10^3 \cdot 6}{4} = -91875 \text{ kg. m.}$$

2.2. Effort tranchant correspondant à M_{\max} :

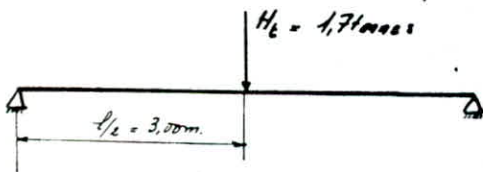
$$T_{\text{corr}} = \frac{49 \cdot P_{\max}}{2} = \frac{1,25 \cdot 49 \cdot 10^3}{2} = 30625 \text{ kg.}$$

2.3. Effort tranchant maximal.

$$T_{\max} = \frac{49 \cdot P_{\max} (2 \times 6 - 5,25)}{6} = \frac{1,25 \cdot 49 \cdot 10^3 (2 \times 6 - 5,25)}{6} = 68906,25 \text{ kg.}$$

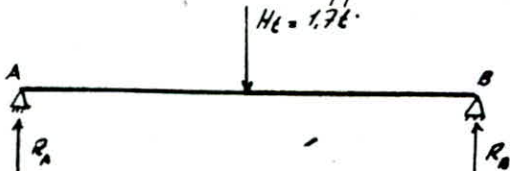
3) Efforts dus aux charges transversales Horizontales (freinage).

3.1. Moment fléchissant.



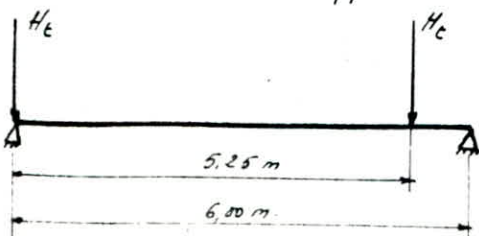
$$M_{H_{\max}} = \frac{H_c \cdot l}{4} = \frac{1700 \cdot 6}{4} = 2550 \text{ kg. m.}$$

3.2. Effort tranchant correspondant à $M_{H_{\max}}$:



$$T_{\text{corr}} = R_A = \frac{H_c}{2} = \frac{1700}{2} = 850 \text{ kg.}$$

3.3. Effort tranchant maximal.



$$T_{H_{\max}} = \frac{1700 (2 \times 6 - 5,25)}{6} = 1913 \text{ kg.}$$

III. Dimensionnement :

① Dimensionnement de la poutre composée.

• poids propre de la poutre $p = (20 - 45) \text{ l}$

on prend $p = 35 \text{ l} = 35 \times 6 = 210 \text{ kg/m}$.

→ moment dû au poids propre : $M_p = \frac{p l^2}{8} = \frac{210 \times 6^2}{8} = 945 \text{ kg} \cdot \text{m}$.

le moment M_p doit être majoré par un coefficient de choc $= 1,1$.

$$M = 945 \times 1,1 = 1039,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

• Moment dû aux surcharges verticales $M_{\text{nav}} = 91875 \text{ kg} \cdot \text{m}$.

Combinaison :

$$M_{\text{Tmax}} = \frac{4}{3} M_p + \frac{3}{2} M_{\text{nav}} = \frac{4}{3} \cdot 1039,5 + \frac{3}{2} \cdot 91875 = 139198,5 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

module de Résistance nécessaire : $W_{\text{néc}} = \frac{M_{\text{Tmax}}}{\sigma_e}$

$$W_{\text{néc}} \Rightarrow \frac{139198,5 \cdot 10^2}{2400} = 5800 \text{ cm}^3$$

on prend une épaisseur d'âme : $e_a = 10 \text{ mm}$.

hauteur optimale : $h_{\text{opt}} = 1,15 \sqrt{\frac{W_{\text{néc}}}{e_a}} = 1,15 \sqrt{\frac{5800}{1,0}} = 87,58 \text{ cm}$.

on prend une hauteur de poutre : $h = 90 \text{ cm}$. (hauteur Total)

hauteur d'âme $h_a = 86 \text{ cm}$.

Vérification de e_a :

• $e_a \geq 8 \text{ mm}$: pour charpente lourde (6 mm pour charpente légère)

$$• e_a \geq \left(7 + \frac{3h_a}{1000}\right) = \left(7 + \frac{3 \times 860}{1000}\right) = 9,58 \text{ mm}$$

$$• e_a \geq \frac{231}{h_a \cdot \sigma_e} \cdot T_{\text{max}} = \frac{231}{86 \cdot 2400} \cdot 55135 = 0,610 \text{ m} = 6,1 \text{ mm}$$

$$• e_a \geq 0,006 h_a = 0,006 \times 860 = 5,16 \text{ mm}$$

Donc : $e_a = 10 \text{ mm}$ convient bien.

Détermination des épaisseurs et des largeurs des semelles.

largeur des semelles.

on doit tenir compte des conditions d'attache
du Rail KP100 sur la semelle supérieure

$$b_s = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{5}\right) b = 18 \div 30$$

on prend comme largeur de semelle :

$$b_s = 320 \text{ mm.}$$

épaisseur des semelles: on prend $e_s = 20 \text{ mm}$.

$$b_s \geq 180 \text{ mm}$$

$$b_s \leq 2 \times 15 e_s = 2 \times 15 \times 2 = 60 \text{ mm} \quad \left. \vphantom{b_s} \right\} \rightarrow \text{Vérifié}$$

(condition de non flambement local)

$$e_s \leq 40 \text{ mm}$$

$$e_s \geq 8 \text{ mm}$$

} \rightarrow vérifié

Section adoptée \longrightarrow

$$\text{Section: } A = 2(32 \times 2) + 1 \times 86 = 214 \text{ cm}^2.$$

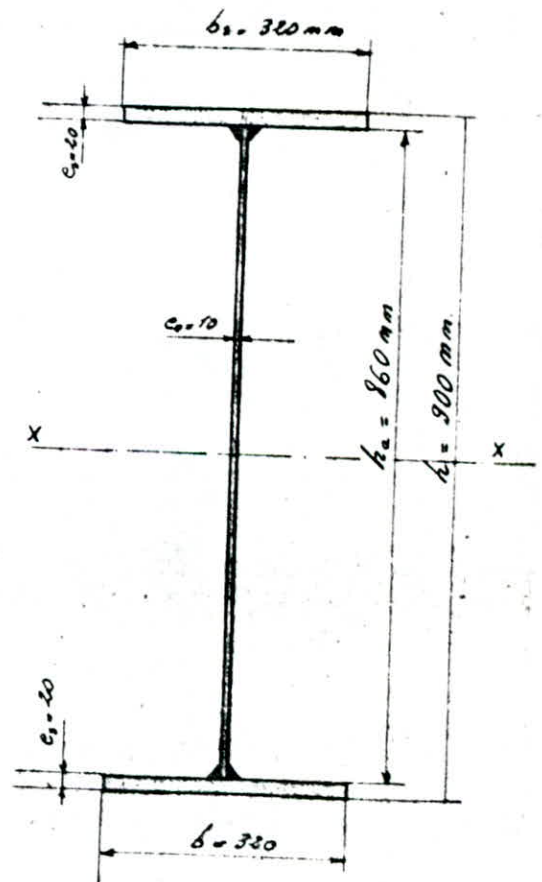
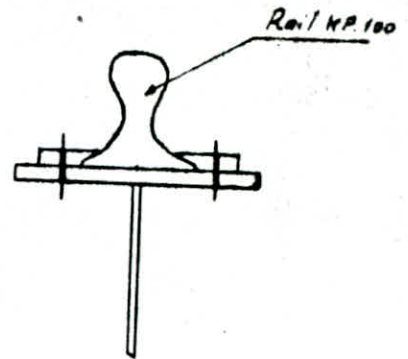
Moment d'inertie I_{xx} :

$$I_{xx} = \frac{1 \times (86)^3}{12} + 2 \left(\frac{32 \times (2)^3}{12} + 32 \times 2 \times (44)^2 \right)$$

$$I_{xx} = 300855 \text{ cm}^4.$$

Module de résistance :

$$W_{xx} = \frac{I_{xx}}{v} = \frac{300855}{45} = 6685,6 \text{ cm}^3.$$



② Dimensionnement de la poutre de freinage.

« Etude de la passerelle de passage.

on prend un plat large :

épaisseur : 8 mm.

largeur : 75 cm.

→ poids propre $g_p = 46,8 \text{ kg/m}$.

sur une section de 1 m.

$$w = \frac{b^3}{6} = \frac{100 \times (0,8)^3}{6} = 10,66 \text{ cm}^3.$$

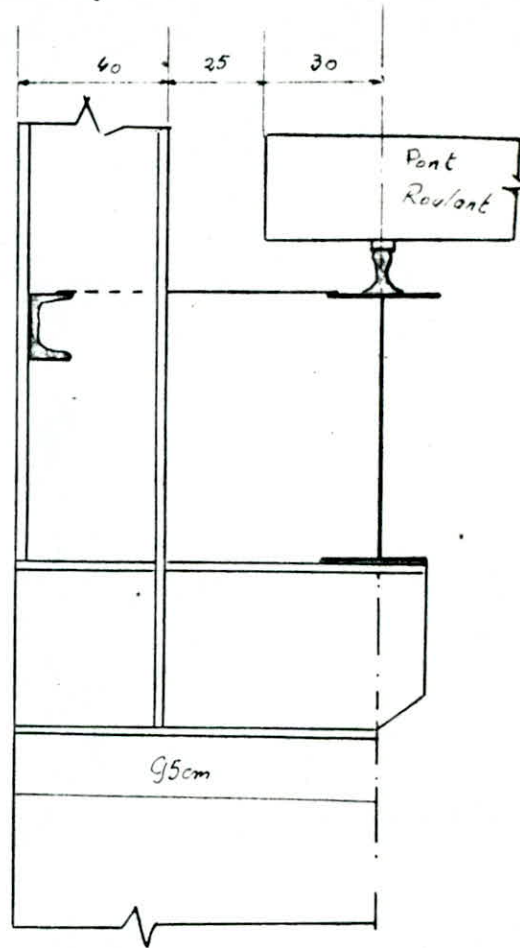
Surcharge d'exploitation : 250 kg/m^2 .

pour 1 m → 250 kg/m .

$$q = \frac{3}{2} \cdot 250 + \frac{46,8}{3} = 375 + 15,6 = 390,6 \text{ kg/m}.$$

$$\text{moment : } M = \frac{q l^2}{8} = \frac{390,6 \times (75)^2 \cdot 10^{-2}}{8} = 3075,46 \text{ kg.cm}.$$

$$r = \frac{M}{w} = \frac{3075,46}{10,66} = 288,5 \text{ kg/cm}^2 < r_e.$$



« Etude de la poutre de freinage (profilé UAP.)

charge verticale transmise à l'UAP.

$$\frac{g_p}{2} = \frac{46,8}{2} = 23,4 \text{ kg/m}.$$

poids propre de l'UAP = 20 kg/m .

$$\text{surcharge d'exploitation : } \frac{250 \times 75 \cdot 10^{-2}}{2} = 93,75 \text{ kg/m}.$$

$$q_{\text{max}} = \frac{4}{3} (23,4 + 20) + \frac{3}{2} (93,75) = 198,5 \text{ kg/m}.$$

$$M_{\text{max}} = \frac{q_{\text{max}} l^2}{8} = \frac{198,5 \times 6^2}{8} = 893,2 \text{ kg.m}.$$

$$w_{\text{néc}} = \frac{M_{\text{max}}}{r_e} = 37,21 \text{ cm}^3$$

On remarque que la poutre de vue résistante en profilé UAP 100 suffit toutefois pour des raisons de flèche, nous prendrons un profilé UAP 200.

Pour les poutres de freinage, la flèche admissible (verticalement):

$$f_a = \frac{l}{300} = \frac{600}{300} = 2,0 \text{ cm.}$$

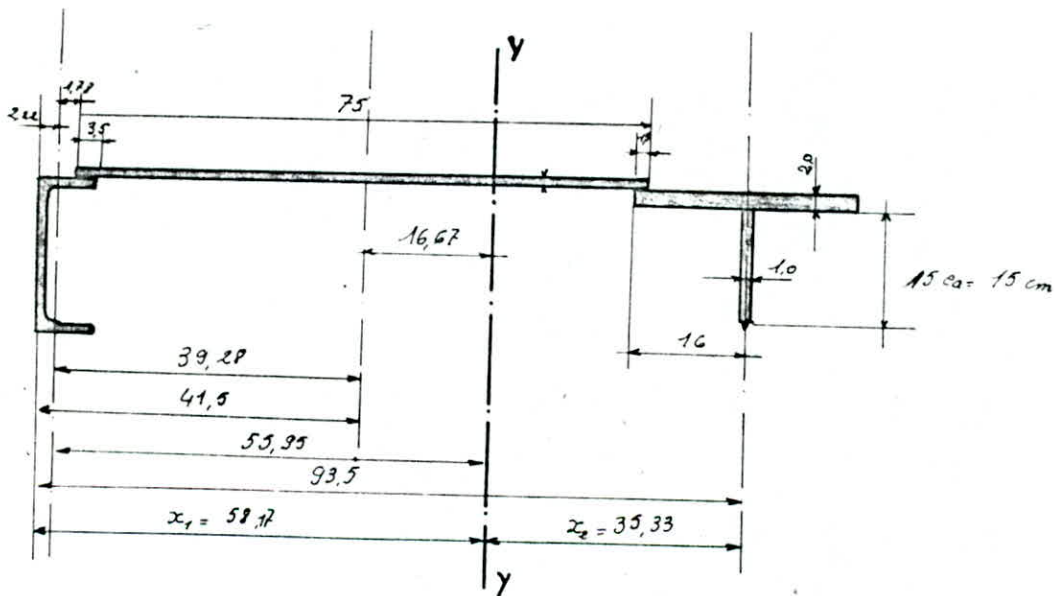
$$\text{UAP: } 200 \rightarrow I_x = 1946 \text{ cm}^4 \quad w_x = 195 \text{ cm}^3 \quad n = 25,1 \text{ kg/ml.}$$

$$\text{charge non majorée: } q = 23,4 + 25,1 + 93,75 = 142,25 \text{ kg/ml.}$$

$$\text{flèche verticale: } f_v = \frac{5ql^4}{384EI_x} = \frac{5 \times 142,25 \cdot 10^{-2} \cdot 6^4 \cdot 10^3}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 1946} = 0,587 \text{ cm} < f_a = 2 \text{ cm.}$$

③ Caractéristiques géométriques de la poutre de freinage.

En réalité les forces de freinage seront supportées par le profilé UAP, la passerelle de passage et la partie supérieure de la poutre de roulement.



Position du centre de gravité: $x_1 = 58,17 \text{ cm.}$; $x_2 = 35,33 \text{ cm.}$

$$\text{moment d'inertie } I_y: \quad I_y = 231018 \text{ cm}^4.$$

$$\text{module de résistance: } w_{y_1} = \frac{I_y}{x_1} = 3971,42 \text{ cm}^3.$$

$$w_{y_2} = \frac{I_y}{x_2} = 6538,8 \text{ cm}^3.$$

$$\text{moment statique: } S_y = 2969,15 \text{ cm}^3.$$

IV. Calcul des contraintes dans les sections les plus sollicitées - Vérification.

① Contraintes principales:

- Contraintes dues au poids propre:

poids propre de la poutre de roulement: 210 kg/ml.

poids propre de la passerelle revenant à la poutre: $\frac{46,8}{2} = 23,4$ kg/ml.

→ charges permanentes: $210 + 23,4 = 233,4$ kg/ml.

les charges permanentes doivent être (x) par 1,1 : coefficient de choc.

$$\rightarrow q_p = 1,1 \times 233,4 = 256,74 \text{ kg/ml.}$$

$$\text{Moment: } M_p = \frac{q_p l^2}{8} = \frac{256,74 \times 6^2}{8} = 1155,33 \text{ kg.m.}$$

$$\text{Effort Tranchant: } T_p = 770,22 \text{ kg.}$$

Contraintes:

$$\sigma_p = \frac{M_p}{W_x} = \frac{1155,33 \cdot 10^2}{6685,6} = 17,28 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_p = \frac{T_p}{A_a} = \frac{770,22}{86} = 8,95 \text{ kg/cm}^2. \quad (\text{C166 article: 330})$$

- Contraintes dues aux surcharges verticales du pont:

$$\sigma_{s1}^v = \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{91875 \cdot 10^2}{6685,60} = 1374,2 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_{s1}^v = \frac{T_{max}}{A_a} = \frac{68906,25}{86} = 801,23 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_{s1,corr}^v = \frac{T_{corr}}{A_a} = \frac{30625}{88} = 356,1 \text{ kg/cm}^2.$$

- Contraintes dues aux charges Horizontales Transversales.

$$\sigma_{s2}^H = \frac{M_{maxH}}{W_y} = \frac{2550 \cdot 10^2}{6538,8} = 39,0 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_{s2}^H = \frac{T_{maxH} \cdot S_y}{e I_y} = \frac{1913 \cdot 2964,15}{0,8 \cdot 231018} = 30,68 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_{s2,corr}^v = \frac{T_{corr}^H \cdot S_y}{e I_y} = 13,63 \text{ kg/cm}^2.$$

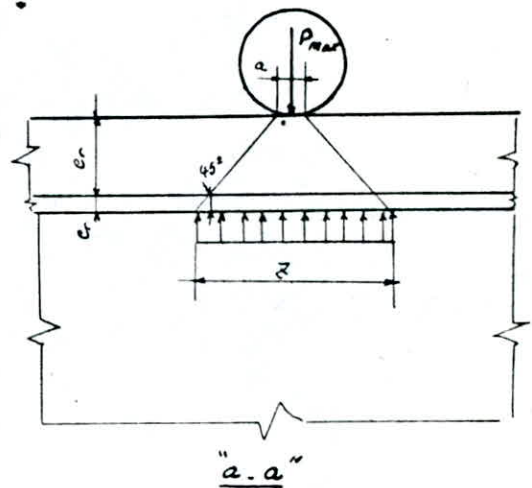
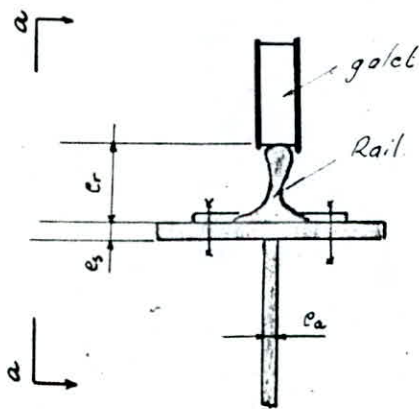
- Contraintes dues aux charges horizontales longitudinales:

$$\sigma_{38} = \frac{H_L}{A_3 + 15e_a^2} = \frac{4900}{64 + 15 \cdot 1^2} = 62 \text{ kg/cm}^2$$

A_3 = section de la scrolette
supérieure de la poutre.

② Contraintes secondaires:

- Contraintes dues aux charges localisées (galots)



$$a = 50 \text{ mm.}$$

$$z = a + 2(e_r + e_s) = 50 + 2(150 + 20) = 390 \text{ mm} = 39 \text{ cm.}$$

Recommandations du CTICM: $\rightarrow \sigma_y = \varphi_f \frac{P}{z e_a}$

$$P = \frac{3}{2} P_{max} = 1,5 \times 49000 = 73500 \text{ kg.}$$

φ_f : coefficient de fatigue: pour pont de groupe III $\rightarrow \varphi_f = 1,15$.

$$\sigma_y = 1,15 \cdot \frac{73500}{39,1} = 2167,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_y = 0,20 \sigma_y = 433,46 \text{ kg/cm}^2$$

③ Vérification de la résistance.

• Au point ① on doit vérifier

- Contrainte de flexion :

$$\frac{4}{3} \sigma_p + \frac{3}{2} (\sigma_{s_1}^V + \sigma_{s_2}^H + \sigma_{s_3}) < \sigma_c$$

$$\frac{4}{3} \cdot 17,28 + \frac{3}{2} (1374,2 + 39 + 62) = 2235,78 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c \quad (\text{vérifié})$$

$$\sigma_p + \varphi_p \sigma_{s_1}^V + \sigma_{s_2}^H + \sigma_{s_3} < \sigma_c$$

$$17,28 + 1,15 \cdot 1374,2 + 39 + 62 = 1698,61 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{vérifié})$$

• au point ② on doit vérifier :

- contrainte de pression localisée :

$$\sigma_y = 2167,30 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{e2} = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

(σ_{e2} : contrainte admissible de pression localisée)

- contrainte de cisaillement :

$$\frac{4}{3} \tau_p + \frac{3}{2} (\tau_{s_1}^V + \tau_{s_2}^H) < \frac{\sigma_c}{1,54} = 1558 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{4}{3} \cdot 2,95 + 1,5 (801,23 + 30,68) = 1259,42 \text{ kg/cm}^2 < \frac{\sigma_c}{1,54} \quad (\text{vérifié})$$

- Contraintes Multiples :

$$\sigma = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau^2}$$

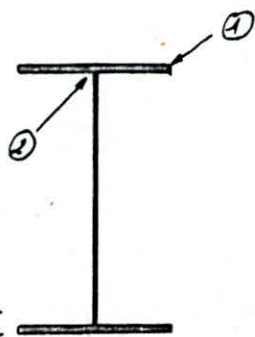
$$\sigma_x = \sigma_p + \varphi_p \sigma_{s_1}^V + \sigma_{s_2}^H + \sigma_{s_3} = 1698,61 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_y = 2167,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \tau_p + \varphi_p \tau_{s_1 \text{ corr}} = 2,95 + 1,15 \cdot 356,1 = 418,46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \sqrt{(1698,61)^2 + (2167,3)^2 - 1698,61 \cdot 2167,3 + 3 \cdot (418,46)^2} = 2103,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 2103,9 \text{ kg/cm}^2 < 1,2 \sigma_c = 2880 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{vérifié})$$



⊙ Vérification de la flèche :

a) flèche verticale : f_v

• charge uniformément répartie :

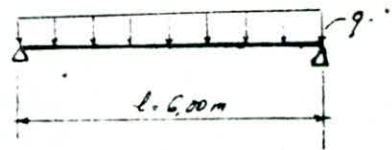
• poids propre de la poutre : 210 kg/ml

• passerelle : $\frac{35}{2} = 17,5 \text{ kg/ml}$

• surcharge sur la passerelle : $\frac{250 \cdot 0,75}{2} = 93,75 \text{ kg/ml}$

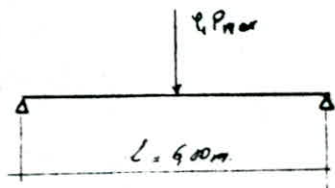
Total : $q = 210 + 17,5 + 93,75 = 321,93 \text{ kg/ml}$

$$f_{v1} = \frac{5qL^4}{384EI_x}$$



• surcharges dues au pont Roulant :

$$f_{v2} = \frac{q_r P_{max} L^3}{48EI_x}$$



$$f_v = f_{v1} + f_{v2} = \frac{5 \times 321,93 \cdot 10^{-2} \cdot 6^4 \cdot 10^3}{384 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 284590} + \frac{1,25 \cdot 49000 \cdot 6^3 \cdot 10^6}{48 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 284590}$$

$$f_v = 0,0089 + 0,461 = 0,47 \text{ cm}$$

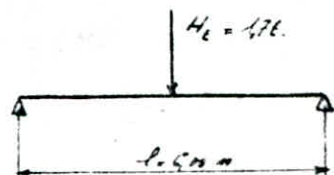
or les recommandations du CTICM limitent les flèches verticales des poutres de Roulement à $1/750$ de la portée.

$$f_a = \frac{L}{750} = \frac{600}{750} = 0,8 \text{ cm}$$

$$f_v = 0,47 \text{ cm} < f_a = 0,8 \text{ cm} \quad (\text{vérifié})$$

b) flèche Horizontale :

$$f_H = \frac{H_e L^3}{48EI_y} = \frac{1700 \cdot 6^3 \cdot 10^6}{48 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 231018} = 0,015 \text{ cm}$$



$$\text{flèche horizontale admissible : } f_a = \frac{L}{2000} = \frac{600}{2000} = 0,3 \text{ cm}$$

$$f_H = 0,015 \text{ cm} < f_a = 0,3 \text{ cm} \quad (\text{vérifié})$$

⑤ Vérification au déversement:

Le déversement de la poutre de roulement est empêché par la poutre de freinage et la passerelle de passage; la vérification au déversement est donc inutile.

⑥ Vérification au voilement:

Condition de non voilement (R.C.M.66 article: 5.212.3)

$$\left(\frac{\sigma}{7}\right)^2 + \tau^2 \leq 0,015 \left(\frac{1000 c_a}{h_a}\right)^4$$

σ = contrainte normale pondérée sur la fibre la plus comprimée de l'âme.

$$\sigma = 2235,78 \text{ kg/cm}^2 = 22,35 \text{ kg/mm}^2 \quad (\text{voir paragraphe ③})$$

$$\tau = \frac{4}{3} \tau_p + \frac{3}{2} \tau_{\text{corr}} = \frac{4}{3} \cdot 8,95 + 1,5 \cdot 356,1 = 546 \text{ kg/cm}^2 = 5,46 \text{ kg/mm}^2$$

$$h_a = h = 860 \text{ mm} \quad ; \quad c_a = 10 \text{ mm}$$

$$\left(\frac{22,35}{7}\right)^2 + (5,46)^2 = 49,0 < 0,015 \left(\frac{1000 \cdot 10}{860}\right)^4 = 274,2$$

(vérifié)

Donc on ne peut avoir de voilement. → raidisseurs inutiles en travée.
Toutefois par construction, on prévoiera des raidisseurs en travée distants de 2,00 m.

Contrainte Critique:

$$\sigma_{cr} = 81 \left(\frac{100 e_s}{b_0}\right)$$

e_s = épaisseur des semelles = 20 mm

$$\sigma_{cr} = 81 \left(\frac{100 \cdot 20}{160}\right) = 1012,5 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

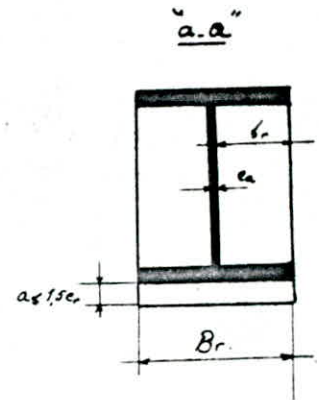
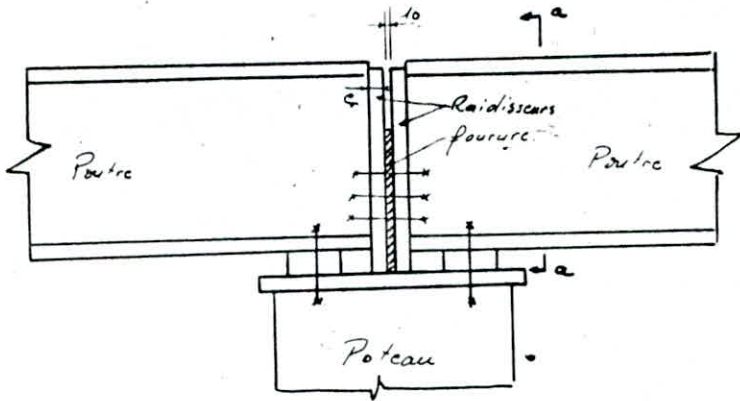
$b_0 = 160 \text{ mm}$

(vérifié).



V Etude des Raidisseurs

① Raidisseurs d'appuis.



Largeur des Raidisseurs.

$$b_r \geq \frac{h_e}{30} + 40 = \frac{860}{30} + 40 = 68,6 \text{ mm.}$$

$$B_r \geq 180 \hat{=} 200 \text{ mm.}$$

on prend $B_r = 320 \text{ mm.} \rightarrow b_r = 155 \text{ mm.}$

épaisseur des Raidisseurs.

$$e_r \geq \frac{B_r}{30} = \frac{320}{30} = 10,66 \text{ mm.}$$

on prend $e_r = 14 \text{ mm.}$

Condition de non écrasement.

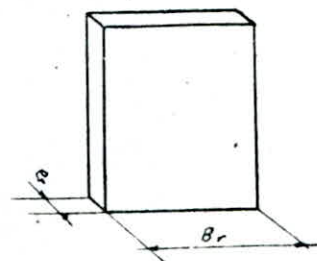
$$\frac{T}{e_r \cdot B_r} \stackrel{?}{\leq} 1,5 \sigma_c.$$

$T = \text{Réaction d'appui: } T = \frac{4}{3} \cdot 770,22 + \frac{3}{2} \cdot 68906,25 = 104384 \text{ kg.}$

$$\frac{T}{e_r \cdot B_r} = \frac{104384}{1,4 \cdot 32} = 2330 \text{ kg/cm}^2.$$

$$1,5 \sigma_c = 1,5 \cdot 2400 = 3600 \text{ kg.}$$

donc: $\frac{T}{e_r \cdot B_r} < 1,5 \sigma_c$ (Vérifié)



Vérification des Raidisseurs d'appuis au flambement hors du plan de la poutre.

section à considérer : →

$$A = 15,1 + 32 \times 1,4 = 59,8 \text{ cm}^2$$

$$I_x = \frac{1,4 \times (32)^3}{12} + \frac{15 \times (1)^3}{12} = 3824,18 \text{ cm}^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{3824,18}{59,8}} = 7,99 \text{ cm}$$

longueur de flambement : $l_x = l_n = 86 \text{ cm}$.

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{86}{7,99} = 10,75 \quad \rightarrow \quad k = 1,004$$

$$\sigma = k \frac{T_{max}}{A} = 1,004 \cdot \frac{104384}{59,8} = 1752,53 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

(vérifié)

② Raidisseurs de Travée.

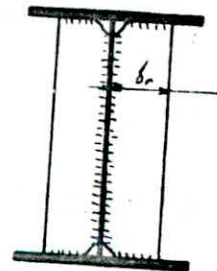
Bien que la poutre soit vérifiée au voilement et au déversement, on ajoute toutefois, par construction des raidisseurs en travée : distants de 200 mm.

largeur du raidisseur : on prend $b_r = 100 \text{ mm}$.

$$b_r \geq \frac{h}{30} + 40 = \frac{860}{30} + 40 = 68,6 \text{ mm} \quad (\text{vérifié})$$

$$c_r \geq \frac{b_r}{15} = \frac{100}{15} = 6,66 \text{ mm}$$

on prend $c_r = 8 \text{ mm}$.



VI. Calcul des cordons de soudure

① Soudure : raidisseurs d'appuis - poutre de roulement.

Nous allons calculer les cordons de soudure : raidisseur d'appuis - âme de la poutre nous avons des cordons latéraux.

$$\Sigma l_c \geq \frac{T}{0,75 \cdot a \cdot \sigma_c}$$

Σl_c : longueur des cordons

a : épaisseur de cordon.

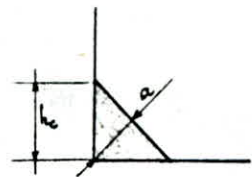
on connaît $\Sigma l_c = 2 \times 86 = 172 \text{ cm}$.

$T = \text{Réaction d'appui pondée} = 104384 \text{ kg}$.

$$a \geq \frac{104384}{0,75 \cdot 172 \cdot 2400} = 0,337 \text{ cm} = 3,37 \text{ mm}$$

on prendra comme épaisseur $a = 4 \text{ mm}$.

hauteur de cordon : $h_c = \frac{a}{0,7} = 5,7 \text{ mm}$.



L'épaisseur des cordons : raidisseur - semelle sera prise forfaitairement à 4 mm .

② Cordons de soudure : âme - semelles.

on applique l'article : 4,312 - 61 des Règles C1966.

$$\frac{T}{0,75 \cdot 2 \cdot a \cdot h_c} < \sigma_c$$

$T = 104384 \text{ kg}$, $h_c = 86 \text{ cm}$.

$$a \geq \frac{104384}{0,75 \cdot 2 \cdot 86 \cdot 2400} = 0,337 \text{ cm}$$

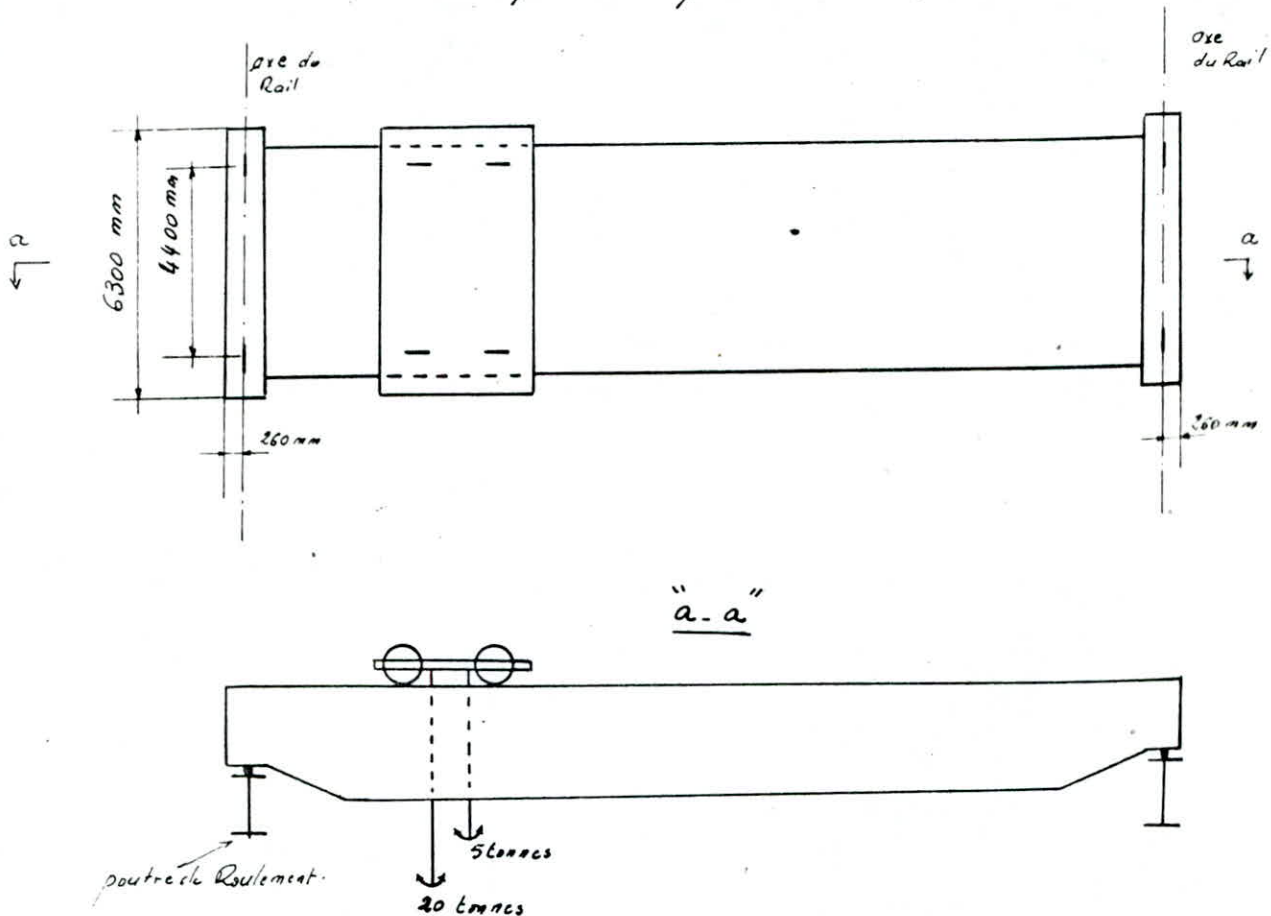
on prend : $a = 4 \text{ mm}$.

$h_c = 5,7 \text{ mm}$.

POUTRES DE ROULEMENT DU PONT 20/5

I. Données

a) Caractéristiques du pont roulant.



Pont à 4 galets.

charges nominales: 20 et 5 tonnes.

chariots à 2 crochets (1 pour 20t et 1 pour 5t)

Réaction verticale maximale/galet = $P_{max} = 22$ tonnes

Réaction verticale minimale/galet: $P_{min} = 6$ tonnes.

Force transversale Horizontale: $H_t = 0,71$ tonnes

Force longitudinale Horizontale: $H_L = 2,2$ tonnes

Poids propre du chariot: 9,5 tonnes

Poids propre du pont: 36 tonnes

(d'après la norme soviétique T001 3333 341)

Pont de groupe III.

Régime moyen.

Coefficient de majoration dynamique : 1,25.

b) Rail.

On emploiera un Rail KP 80

II Détermination des efforts

① Efforts dus aux charges verticales.

1.1 - Moment fléchissant.

on Remarque que dans notre cas le Théorème de Barré n'est pas utilisable.

Le moment maximal sera donné lorsque un galet du pont se trouve au milieu de la poutre.

$$M_{max} = \frac{q_1 P_{max} l}{4}$$

$$M_{max} = \frac{1,25 \cdot 22000 \cdot 6}{4} = 41350 \text{ kg. m.}$$

Effort tranchant correspondant à M_{max}

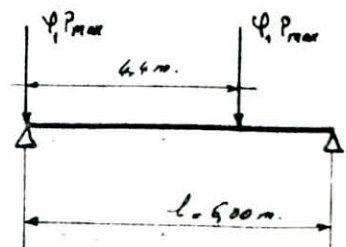
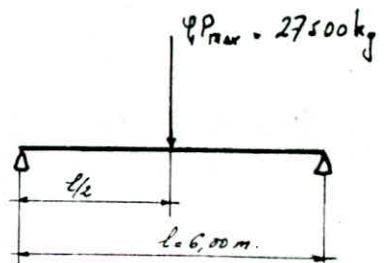
$$T_{max} = \frac{27500}{2} = 13750 \text{ kg.}$$

1.2. Effort Tranchant.

Position donnant T_{max}

$$T_{max} = \frac{q_1 P_{max} (2,6 - 4,4)}{6}$$

$$T_{max} = \frac{1,25 \cdot 22000 (2,6 - 4,4)}{6} = 34834 \text{ kg.}$$



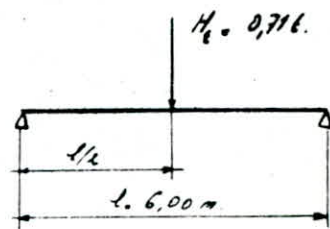
② Efforts dus aux charges horizontales transversales.

2.1. Moment flechissant:

$$M_{maxH} = \frac{H_e l}{4} = \frac{710 \times 6}{4} = 1065 \text{ kg.m.}$$

effort tranchant correspondant à M_{maxH} :

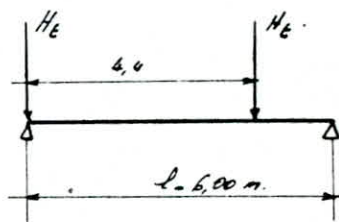
$$T_{corr} = \frac{710}{2} = 355 \text{ kg.}$$



2.2 Effort tranchant max.

$$T_{maxH} = \frac{H_e (2 \times 6 - 4.4)}{6} = \frac{710 (2 \times 6 - 4.4)}{6}$$

$$T_{maxH} = 900 \text{ kg.}$$



III. Dimensionnement de la poutre

pois propre de la poutre : $p = (20 \div 45) \text{ l}$

on prend $p = 30 \text{ l} = 30 \times 6 = 180 \text{ kg/ml.}$

Moment dû au poids propre: $M_p = \frac{p l^2}{8} = \frac{180 \cdot 6^2}{8} = 810 \text{ kg.m.}$

M_p doit être multiplié par un coefficient de choc = 1.1

$$\rightarrow M_p = 1.1 \cdot 810 = 891 \text{ kg.m.}$$

Moment dû aux surcharges verticales: $M_{max} = 41250 \text{ kg.m.}$

Combinaison:

$$M_{T_{maxV}} = \frac{4}{9} \cdot 891 + \frac{3}{2} \cdot 41250 = 63060 \text{ kg.m.}$$

$$M_{T_{maxH}} = \frac{3}{2} \cdot 1065 = 1597.5 \text{ kg.m.}$$

$$\frac{M_{T_{maxV}}}{W_x} + \frac{M_{T_{maxH}}}{W_y} \leq \sigma_c \quad \rightarrow \quad \frac{M_{T_{maxV}}}{W_x} + \frac{M_{T_{maxH}}}{W_y} \leq \sigma_c \cdot W_x$$

on prend $\frac{W_x}{W_y} = 5.$

$$W_{x_{nec}} \geq \frac{63060 \cdot 10^2 + 5 \cdot 1597.5 \cdot 10^2}{2400} = 2960 \text{ cm}^3.$$

on prend une épaisseur d'âme : $e_a = 12 \text{ mm.}$

$$\text{hauteur optimale: } h_{opt} = 1,15 \sqrt{\frac{W_{min}}{c_a}} = 1,15 \sqrt{\frac{2960}{1,2}} = 57,1 \text{ cm.}$$

on choisit un profilé: HEA: 500.

caractéristiques du profilé:

$$\text{section: } A = 197,5 \text{ cm}^2; \quad m = 155 \text{ kg/ml.}$$

$$L = 490 \text{ mm}; \quad b = 300 \text{ mm.}$$

$$a = 12 \text{ mm}; \quad c = 23 \text{ mm.}$$

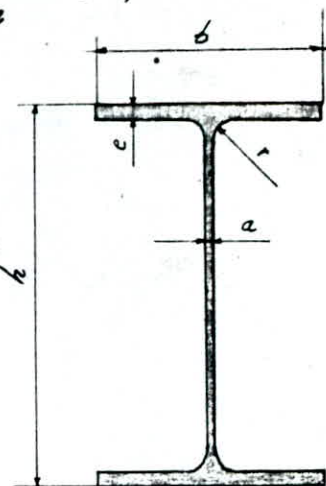
$$r = 27 \text{ mm.}$$

$$I_x = 86975 \text{ cm}^4; \quad w_x = 3550 \text{ cm}^3.$$

$$I_y = 10367 \text{ cm}^4; \quad w_y = 691 \text{ cm}^3.$$

on choisit un rail KP 80

on ne prévoit pas de pont de freinage.



IV. Calcul des contraintes et Vérifications

① Contraintes principales.

- Contraintes dues aux poids propre:

$$\text{poids propre de la poutre: } 155 + \frac{\text{rail}}{1,27} = 180 \text{ kg/ml.}$$

$$\text{moment dû au poids propre: } M_p = 1,1 \cdot \frac{p \cdot l^2}{8} = 1,1 \cdot \frac{180 \cdot 6^2}{8} = 891 \text{ kg.m}$$

$$\text{effort tranchant dû au poids propre } T_p = 540 \text{ kg}$$

$$\sigma_p = \frac{M_p}{w_x} = \frac{891 \cdot 10^2}{3550} = 25,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_p = \frac{T_p}{A_a} = \frac{540}{1,2 \cdot 44,4} = 10,13 \text{ kg/cm}^2.$$

- Contraintes dues aux surcharges verticales du pont roulant.

$$\sigma_{s1}^v = \frac{M_{max}^v}{w_x} = \frac{41250 \cdot 10^2}{3550} = 1162 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_{clorr}^v = \frac{T_{clorr}^v}{A_a} = \frac{13750}{1,2 \cdot 44,4} = 258 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{s1}^v = \frac{T_{max}^v}{A_a} = \frac{34834}{1,2 \cdot 44,4} = 653,8 \text{ kg/cm}^2.$$

- Contraintes dues aux charges Horizontales transversales

$$\sigma_{s_2} = \frac{M_{max}}{W_y} = \frac{1065 \cdot 10^2}{691} = 154,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{s_2} = \frac{T_{max}}{A_s} = \frac{900}{23 \cdot 30} = 13,04 \text{ kg/cm}^2$$

| A_s : section de la semelle supérieure.

- Contraintes dues aux charges Horizontales longitudinales:

$$\sigma_{s_3} = \frac{H_L}{A_s + 15e_a} = \frac{2200}{23 \cdot 30 + 11 \cdot 12} = 25,28 \text{ kg/cm}^2$$

- Contraintes dues au moment de torsion:

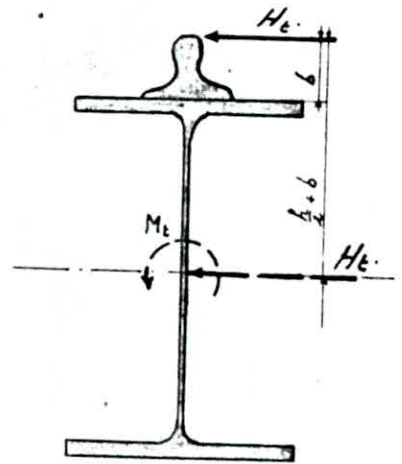
Moment de Torsion: M_t

$$M_t = H_e \cdot \left(\frac{L}{2} + b \right) = 770 \left(\frac{0,49}{2} + 0,13 \right) = 260,25 \text{ kg.m}$$

M_t va créer une contrainte de cisaillement.

$$\tau'_{s_2} = \frac{M_t \cdot e_{max}}{J_c} = \frac{260,25 \cdot 23}{381} = 157,1 \text{ kg/cm}^2$$

J : est extrait du tableau: page: 237 de CH66)



$h = 490 \text{ mm}$; $b = 130 \text{ mm}$

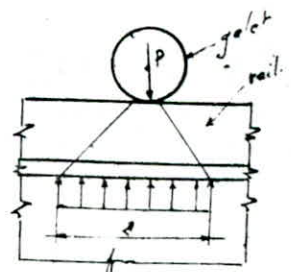
② Contraintes secondaires.

- Contraintes dues aux charges localisées (galets)

$a = 50 \text{ mm}$; $e_r = 130 \text{ mm}$; $e_s = 23 \text{ mm}$.

$$L = a + 2(e_r + e_s) = 50 + 2(130 + 23) = 356 \text{ mm} = 35,6 \text{ cm}$$

Recommandation du CTICM: $\sigma_y = \varphi_f \cdot \frac{P_{max}}{2ca}$; $\varphi_f = 1,15$.



P_{max} doit être majoré par 1,25 (coeff. de majoration dynamique)

et pondéré par $\frac{3}{5}$.

$$\sigma_y = 1,15 \cdot \frac{1,25 \cdot 1,5 \cdot 2200}{35,6 \cdot 1,2} = 1110,42 \text{ kg/cm}^2$$

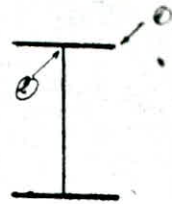
③ Vérification de la Résistance.

- Contraintes de flexion: (au point ①)

$$\frac{4}{3} \sigma_p + \frac{3}{2} (\sigma_1' + \sigma_{3_2} + \sigma_{3_3}) \leq \sigma_c$$

$$\frac{4}{3} \cdot 25,1 + \frac{3}{2} (1162 + 154,12 + 25,28) = 2045,48 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

(vérifié)



- Au point ② on doit vérifier:

- Contrainte de pression localisée.

$$\sigma_y = 1110,42 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_y' = 1,5 \cdot 2400 = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

(vérifié)

- Contrainte de cisaillement:

$$\frac{4}{3} \tau_p + \frac{3}{2} (\tau_1' + \tau_{3_2} + \tau_{3_3}') \leq \sigma_c$$

$$\frac{4}{3} \cdot 10,13 + \frac{3}{2} (653 + 13,04 + 107,1) = 1248,18 \text{ kg/cm}^2 < \frac{\sigma_c}{1,54} = 1558 \text{ kg/cm}^2$$

(vérifié)

- Contraintes multiples.

$$\sigma = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau^2} \leq 1,2 \sigma_c$$

$$\sigma_x = \sigma_p + \varphi_f \sigma_{3_1} + \sigma_{3_2} + \sigma_{3_3} = 25,1 + 1,15 \cdot 1162 + 154,12 + 25,28 = 1540,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_y = 1110,42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = \tau_p + \varphi_f \tau_{3_2} = 10,13 + 1,15 \cdot 258,0 = 307 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \sqrt{(1540,8)^2 + (1110,42)^2 - 1540,8 \cdot 1110,42 + 3(307)^2} = 1476,11 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 1476,11 \text{ kg/cm}^2 < 1,2 \sigma_c$$

(vérifié)

④ Vérification de la flèche.

a) flèche verticale.

flèche admissible: $f_a = \frac{l}{750} = \frac{600}{750} = 0,8 \text{ cm.}$

• charge uniformément répartie : $q = 180 \text{ kg/m}$.

$$f_{x_1} = \frac{5 q l^4}{384 E I_x} = \frac{5 \cdot 180 \cdot 10^{-2} \cdot 6^4 \cdot 10^8}{384 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 86975} = 0,0166 \text{ cm}$$

• surcharges dues au pont roulant :

$$f_{x_2} = \frac{q_p P_{max} l^3}{48 E I_x} = \frac{27500 \cdot 6^3 \cdot 10^6}{48 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 86975} = 0,677 \text{ cm}$$

$$f_v = f_{x_1} + f_{x_2} = 0,694 \text{ cm} < f_a = 0,8 \text{ cm}$$

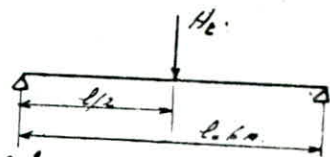
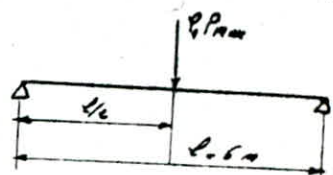
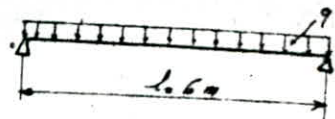
(vérifié)

b) flèche horizontale f_H :

$$f_H = \frac{H_b \cdot l^3}{48 E I_y} = \frac{710 \cdot 6^3 \cdot 10^6}{48 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 10367} = 0,146 \text{ cm}$$

$$< f_a = 0,8 \text{ cm}$$

(vérifié)



⑤ Vérification au déversement :

Lorsqu'on a une pièce en I doublement symétrique à âme pleine ou à treillis, fléchi dans le plan de l'âme et lorsqu'aucune liaison ne s'oppose à une déformation latérale de la pièce, le déversement est à craindre (CM66 article 3,6).

On calcule la contrainte de non déversement : σ_d .

• si $\sigma_d \geq \sigma_e$ (ou $\geq 4\sigma_e$) : la vérification au déversement n'est pas nécessaire.

• si $\sigma_d < \sigma_e$: on doit faire la vérification au déversement.

$$\sigma_d = 40000 \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{l^2}{l^2} (D-1) \cdot B.C \quad \text{daN/mm}^2$$

$$\text{ou : } \sigma_d = 4 \cdot 10^6 \frac{I_y}{I_x} \cdot \frac{l^2}{l^2} (D-1) \cdot B.C \quad \text{kg/cm}^2$$

$$I_x = 86975 \text{ cm}^4 ; I_y = 10367 \text{ cm}^4 ; l = 490 \text{ cm} ; l = 6 \text{ m}$$

$$D = \sqrt{1 + \left(\frac{l \cdot e}{10664}\right)^2} = \sqrt{1 + \left(\frac{600 \cdot 23}{106 \cdot 30 \cdot 49}\right)^2} = 1,33$$

(CM66 article 3,691)

$$C = 1,365$$

(d'après CMEC art. 9,642)

$$B = \sqrt{1 + \left(0,405 \frac{\beta \cdot C}{D}\right)^2} - 0,405 \frac{\beta \cdot C}{D} \quad ; \quad \beta = 1$$

$$B = \sqrt{1 + \left(0,405 \cdot \frac{1 \cdot 1,365}{1,33}\right)^2} - 0,405 \cdot \frac{1 \cdot 1,365}{1,33} = 1,083 - 0,415 = 0,667$$

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^6 \cdot \frac{10367}{86975} \cdot \frac{(49)^2}{(600)^2} \cdot (1,33 - 1) \cdot 0,667 \cdot 1,365 = 952 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

$\sigma_d < \sigma_c \rightarrow$ la pièce doit être vérifiée au déversement.

On détermine un élanement: $\lambda_0 = \frac{l}{k} \sqrt{\frac{4}{B.C.} \frac{I_x}{I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_c}\right)}$

$$\lambda_0 = \frac{600}{49} \sqrt{\frac{4}{0,667 \cdot 1,365} \cdot \frac{86975}{10367} \left(1 - \frac{952}{2400}\right)} = 57,74$$

$$\lambda_0 = 57,74 \xrightarrow[\text{article 13,44}]{\text{CMEC}} k_0 = 1,172$$

On détermine un coefficient de déversement k_d .

$$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_c} (k_0 - 1)} = \frac{1,172}{1 + \frac{952}{2400} (1,172 - 1)} = 1,097$$

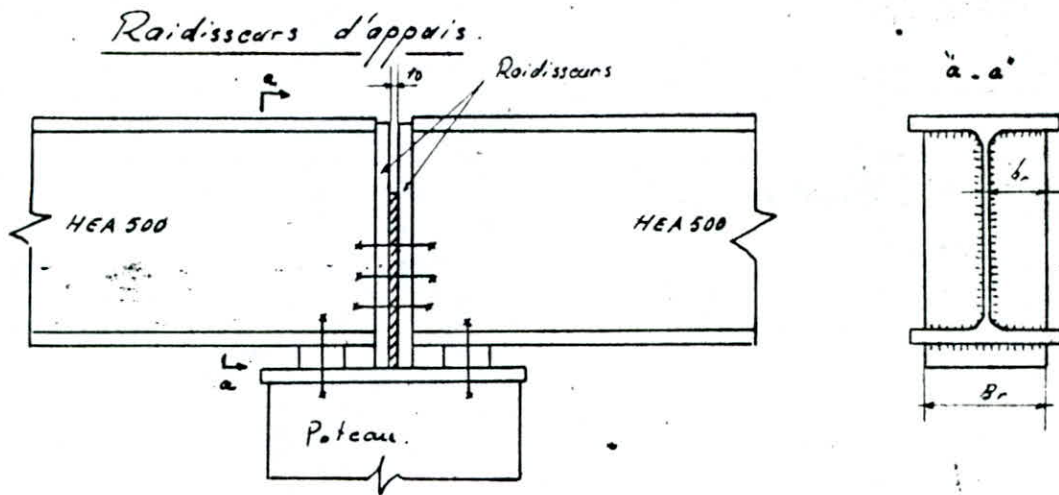
or la contrainte de flexion: $\sigma_f = 2045,48 \text{ kg/cm}^2$ (d'après § 3)

$$k_d \sigma_f = 1,097 \cdot 2045,48 = 2243,9 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

(vérifié)

La pièce est donc vérifiée au déversement.

V. Etude des Raidisseurs



largeurs des Raidisseurs.

$$b_r \geq \frac{h_a}{30} + 40 \text{ mm} = \frac{444}{30} + 40 = 54,8 \text{ mm.}$$

$$B_r \geq 180 \div 200 \text{ mm.}$$

On prend $B_r = 250 \text{ mm.} \rightarrow b_r = 119 \text{ mm.}$

épaisseur des Raidisseurs.

$$e_r \geq \frac{B_r}{30} = \frac{250}{30} = 8,33 \text{ mm.}$$

On prend $e_r = 10 \text{ mm.}$

Condition de non écrasement: $\frac{T}{e_r \cdot B_r} < 1,5 \sigma_c.$

T = Réaction d'appui pondérée :

$$T = \frac{4}{3} T_p + \frac{3}{2} T_{max}^v = \frac{4}{3} 540 + \frac{3}{2} 34834 = 52970 \text{ kg}$$

$$\frac{T}{e_r \cdot B_r} = \frac{52970}{10 \times 25,0} = 2118,8 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \sigma_c = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

(vérifié)

Cordons de soudure : âme - raidisseurs.

$$a \geq \frac{T}{0,75 \cdot 2 \cdot \sigma_c} = \frac{52970}{0,75 \cdot 2 \cdot 49,4 \cdot 2400} = 0,331 \text{ cm.}$$

on prend $a = 4 \text{ mm.}$

CHAPITRE 4

ETUDE DU PORTIQUE

ETUDE DU PORTIQUE

Introduction:

Dans le sens transversal du bâtiment, nous avons un portique à 2 contours. Les traverses étant les fermes et les montants, les poteaux. Les fermes seront considérées articulées sur les poteaux. Les poteaux seront encastrés dans le sol.

Degré d'hyperstaticité du portique: ($G_s = 22$ bars)

$$d = 3C - A - 2S.$$

$$d = 3 \times 2 - 4 - 0 = 2.$$

C = Nombre de contours

A = nombre d'articulations

S = nombre d'appuis simples

Notre portique est composé de plusieurs parties d'inerties différentes.

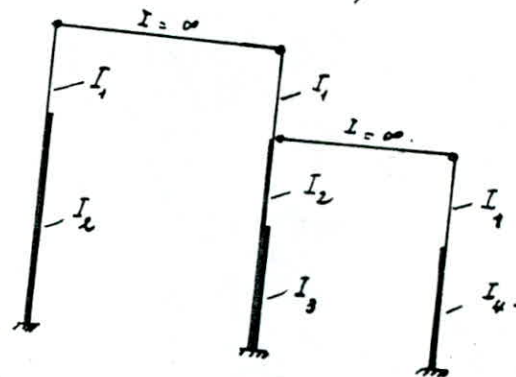
pour les fermes, nous supposons $I = \infty$

pour les poteaux, nous choisirons des

rapports d'inertie entre les différentes parties:

$$\frac{I_2}{I_1} = (7 \div 10) \quad \text{on prend } \frac{I_2}{I_1} = 9.$$

$$\frac{I_3}{I_2} = (10 \div 30) \quad \text{on prend } \frac{I_3}{I_2} = 20 \quad \text{et } \frac{I_4}{I_1} = 7.$$



Pour la détermination des efforts dans notre portique, nous allons utiliser la méthode générale des efforts.

Une fois les efforts dans les poteaux déterminés, on dimensionne les poteaux. On compare les rapports d'inertie trouvés à ceux choisis initialement. Si la différence des rapports est inférieure à 30% on accepte les calculs, sinon on refait les calculs avec les nouveaux rapports, et ainsi de suite par approximation successive.

Principe de la méthode des efforts:

La méthode des efforts a pour principe de remplacer une structure hyperstatique par une structure isostatique provenant de la suppression des liaisons supplémentaires et on les remplace par des forces de liaisons que l'on calculera:

La structure isostatique sera chargée par 2 systèmes de forces:

- 1) Les forces données (extérieures)
- 2) Les forces de liaisons (inconnues)

Sous l'action de ces 2 systèmes de forces, la structure ^{isostatique} doit se déformer de la même manière que la structure hyperstatique.

Sur le système de base isostatique chargé avec les 2 systèmes de forces on peut calculer les efforts et les déformations dans n'importe quel point de la structure par superposition des effets.

pour un système avec n inconnues: x_1, x_2, \dots, x_n

$$M_i = M_{iF} + m_{i1} x_1 + m_{i2} x_2 + \dots + m_{in} x_n$$

$$\Delta_i = \Delta_{iF} + \delta_{i1} x_1 + \delta_{i2} x_2 + \dots + \delta_{in} x_n$$

avec: M_i moment dans la section i

M_{iF} : moment dû aux forces extérieures.

m_{ii} : moment causé par les forces unitaires qui agissent en i dans la direction de x_i .

Condition de déformation:

Le système isostatique et le système hyperstatique doivent avoir la même déformation.

Les déformations d'après la direction des inconnues sont les

Equations de condition:

$$\begin{cases} \Delta_1 = \delta_{11} X_1 + \delta_{12} X_2 + \dots + \delta_{1n} X_n + \Delta_{1F} = 0 \\ \Delta_2 = \delta_{21} X_1 + \delta_{22} X_2 + \dots + \delta_{2n} X_n + \Delta_{2F} = 0 \\ \vdots \\ \Delta_n = \delta_{n1} X_1 + \delta_{n2} X_2 + \dots + \delta_{nn} X_n + \Delta_{nF} = 0 \end{cases}$$

avec: δ_{ij} = déplacement dans la section i causé par une force unitaire qu'on applique en j suivant la direction de la force inconnue X_j .

$$\delta_{ij} = \int m_i m_j \frac{ds}{EI}$$

Δ_{iF} = déplacement produit dans la section i causé par le système de forces extérieures ; $\Delta_{iF} = \int m_i M_F \frac{ds}{EI}$

Procédure de calcul.

- 1) on charge successivement le système de base par des forces unitaires dans la direction des inconnues.
- 2) on trace les diagrammes des efforts donnés par ces forces unitaires
- 3) on trace les diagrammes du moment (efforts tranchant...) à cause des forces extérieures.
- 4) on calcule les coefficients du système d'équation.
- 5) on écrit le système d'équation
- 6) on résout le système d'équation. $\rightarrow X_1, X_2, \dots, X_n$
- 7) on fait la superposition des effets.

$$M_i = M_{iF} + m_{i1} X_1 + m_{i2} X_2 + \dots + m_{in} X_n$$

Calcul des forces extérieures. qui s'exercent sur les poteaux.

1) Charges permanentes.

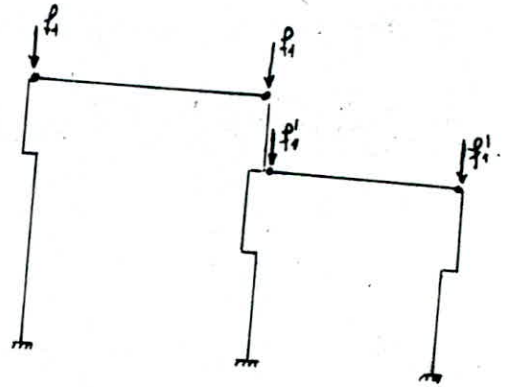
a) ferme + couverture : $45,93 \text{ kg/m}^2$.

+ ferme de 30 m.

$$f_1 = \frac{45,93 \times 30 \times 6}{2} = 4134 \text{ kg.}$$

+ ferme de 24 m.

$$f'_1 = \frac{45,93 \times 24 \times 6}{2} = 3307 \text{ kg.}$$



b) poids propre des poteaux
on prend $(50 \div 80) \text{ kg/m}$.

- poteau de rive gauche:

baillonnette : $g_1 = 60 \times 4 = 240 \text{ kg}$

partie en treillis : $g'_1 = 70 \times 14 = 980 \text{ kg.}$

- poteau central : baillonnette : $g_2 = 60 \times 7 = 420 \text{ kg}$

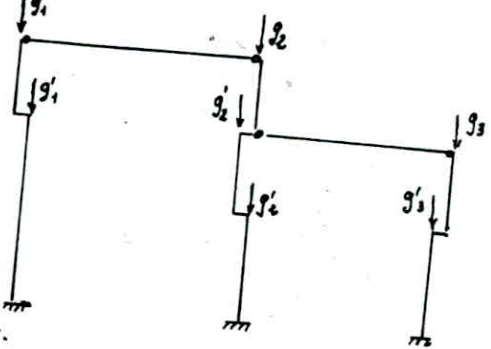
Treillis central : $g'_2 = 70 \times 6 = 420 \text{ kg}$

Treillis inférieur : $g''_2 = 80 \times 8 = 640 \text{ kg.}$

- poteau de rive (droite)

- baillonnette : $g_3 = 60 \times 40 = 240 \text{ kg.}$

- partie inférieure : $g'_3 = 70 \times 8 = 560 \text{ kg.}$



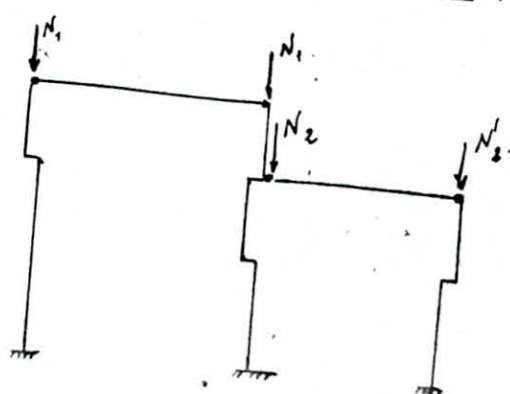
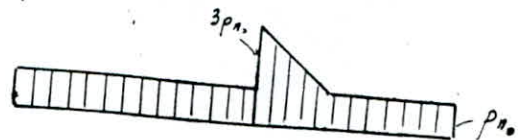
2) Neige Normale.

$$P_n = 20 \text{ kg/m}^2.$$

$$N_1 = \frac{20 \times 30 \times 6}{2} = 1800 \text{ kg.}$$

$$N_2 = 2720 \text{ kg.}$$

$$N'_2 = 1600 \text{ kg.}$$



pour la neige extrême on multiplie ces valeurs par $\frac{5}{3}$.

3) Action du vent.

a) action du vent sur la toiture.

- vent Normal.

$$s = c_{qH} k_s k_m s.$$

toiture : $c = -0,761$ (au vent) ; $c = -0,72$ (sous vent)

$$q_H = 1,24 q_{10} ; q_{10} = 71 \text{ kg/m}^2.$$

$$k_s = 1,00 ; k_m = 1,00 ; s = 0,71$$

au vent : $s = 0,761 \cdot 1,24 \cdot 71 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,71 = 47,56 \text{ kg/m}^2$

sous vent : $s' = 0,72 \cdot 1,24 \cdot 71 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,71 = 45,0 \text{ kg/m}^2$

$$V = s \times 6 = 47,56 \times 6 = 285,36 \text{ kg/ml.}$$

$$V' = s' \times 6 = 45,0 \times 6 = 270 \text{ kg/ml.}$$

$$V_1 = \frac{V \times 30}{2} = \frac{285,36 \times 30}{2} = 4281 \text{ kg.}$$

$$V'_1 = \frac{V' \times 24}{2} = \frac{270 \times 24}{2} = 3240 \text{ kg.}$$

pour le vent extrême on multiplie ces valeurs par 1,76.

b) Action du vent sur les parois verticales.

1^{er} cas. →

paroi au vent : $c = +1,08$; paroi sous vent : $c = -0,779$

Vent Normal.

$$s = 1,08 \times 1,24 \times 71 \times 1 \times 1 \times 0,71 = 67,5 \text{ kg/m}^2.$$

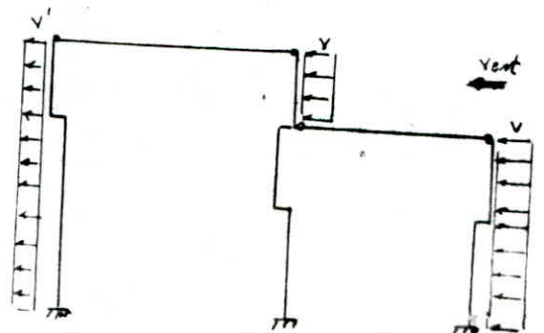
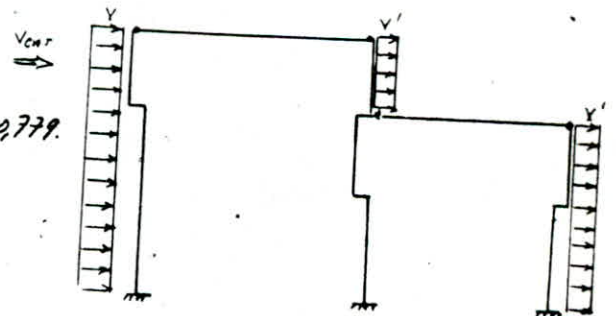
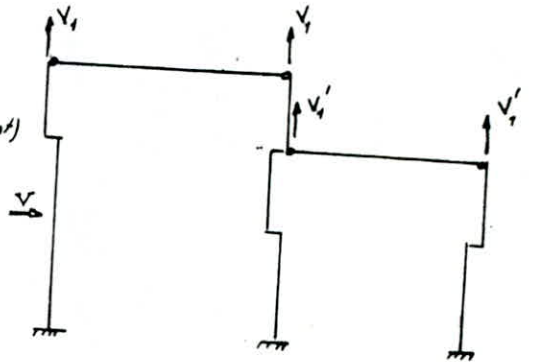
$$s' = 0,779 \times 1,24 \times 71 \times 1 \times 1 \times 0,71 = 48,7 \text{ kg/m}^2.$$

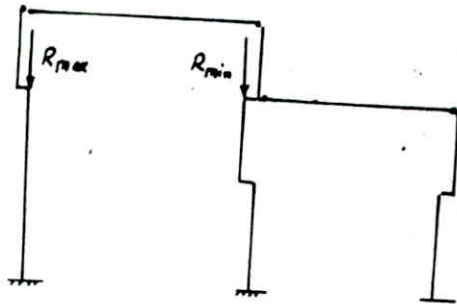
on multiplie par 6 (distance entre portiques)

paroi au vent : $V = s \times 6 = 405 \text{ kg/ml.}$

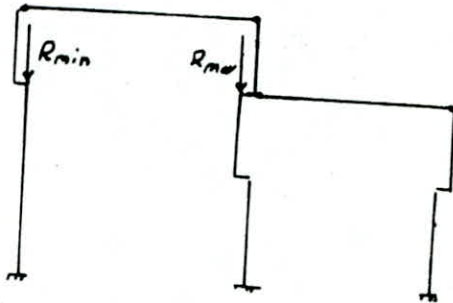
paroi sous vent : $V' = s' \times 6 = 292,2 \text{ kg/ml.}$

2^e cas ←

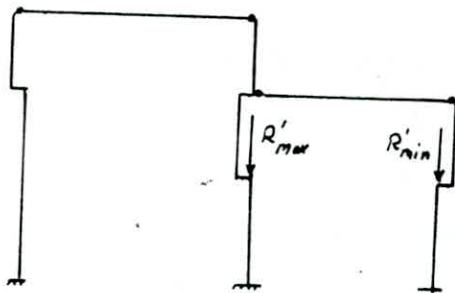


4) Action des ponts Roulants.- Forces Verticales.

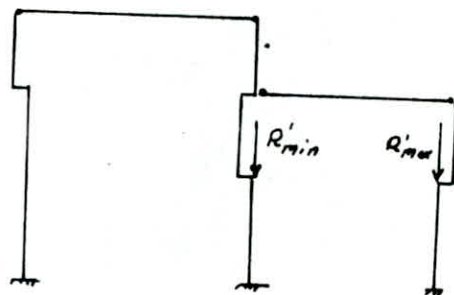
cas 1



cas 2



cas 3



cas 4

R_{max} et R'_{max} seront donnés lorsque un galet du pont se trouvera au droit d'un pilon.
(c'est à la ré position qui donne l'effort tranchant max)

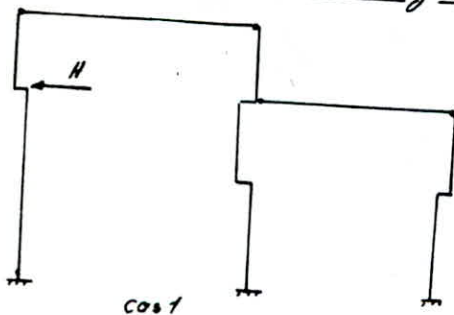
$$R_{max} = 68906,25 \text{ kg.}$$

$$R'_{max} = 34834 \text{ kg}$$

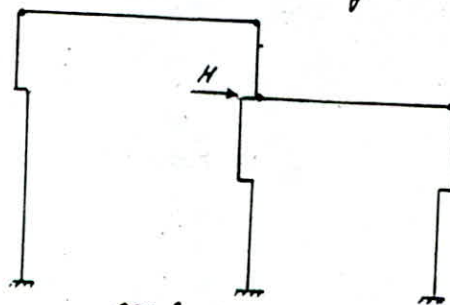
$$R_{min} = \frac{R_{max} P_{min}}{P_{max}} = 20391 \text{ kg.}$$

$$R'_{min} = \frac{R'_{min} \cdot P_{min}}{P_{max}} = 9500 \text{ kg.}$$

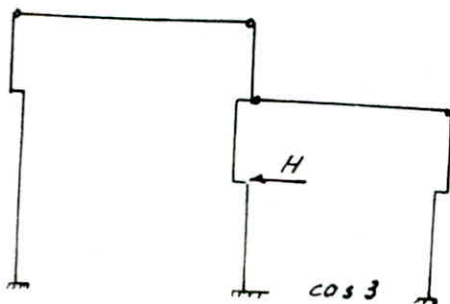
- Forces Horizontales: $H = 1913 \text{ kg}$; $H' = 900 \text{ kg}$.



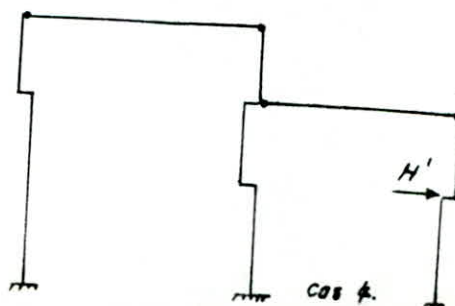
cas 1



cas 2



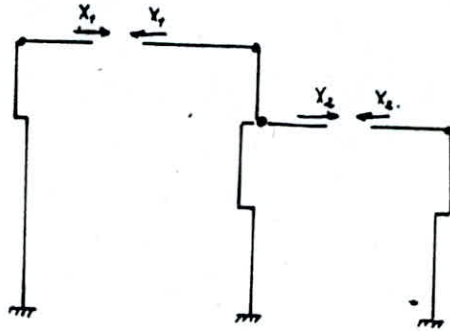
cas 3



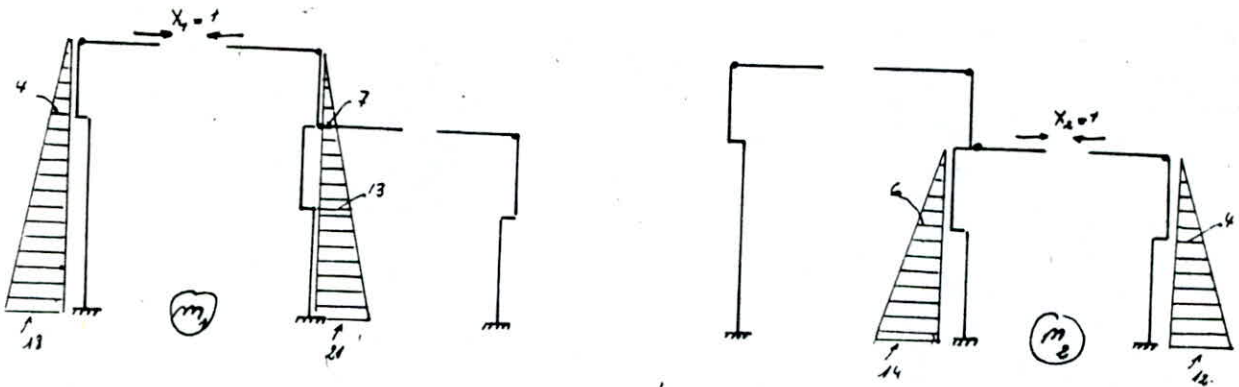
cas 4.

Calcul des moments:

systeme de Base.



calcul des coefficient S_{11} ; S_{22} .



On calcule S_{11} et S_{22} par la methode de Veröcheguine.

$$S_{11} = \frac{431,04}{EI} ; S_{22} = \frac{113,25}{EI}$$

Pour chaque cas de charge on calcule les coefficient Δ_{1p} et Δ_{2p} .

On resoud le systeme d'equation:

$$S_{11} X_1 + S_{12} X_2 + \Delta_{1p} = 0$$

$$S_{21} X_1 + S_{22} X_2 + \Delta_{2p} = 0.$$

On multiplie les diagramme des forces unitaires par respectivement par les valeurs de X_1 et X_2 . $\rightarrow m_1 X_1 ; m_2 X_2$.

On trace le diagramme de moment final par superposition des effets

$$M_i = M_{iF} + m_{i1} X_1 + m_{i2} X_2.$$

Diagramme de moment sous le poids propre
 (forme + couverture + poteaux + poutre de Roulement).

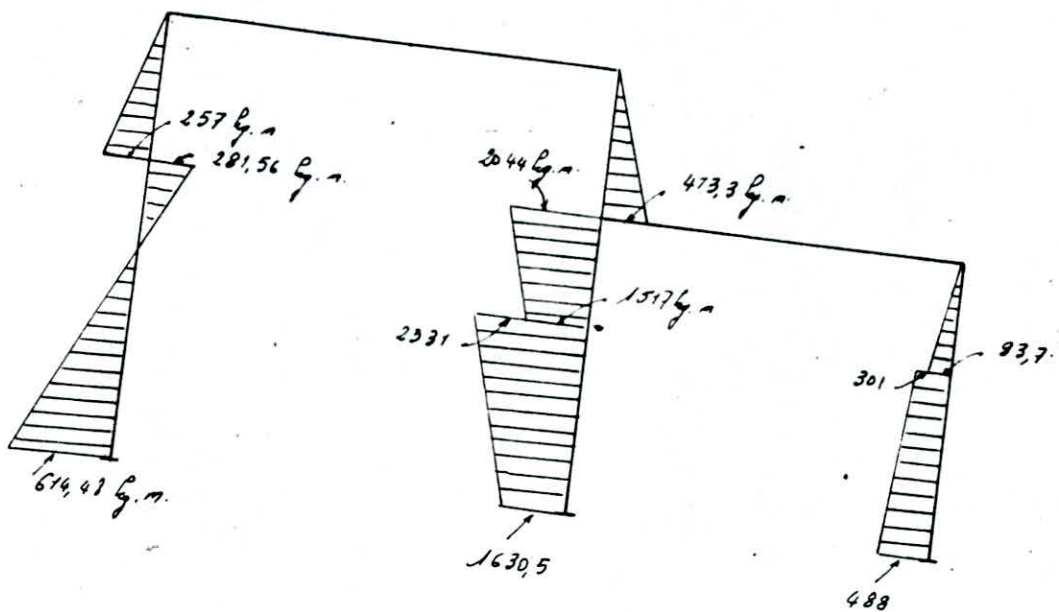
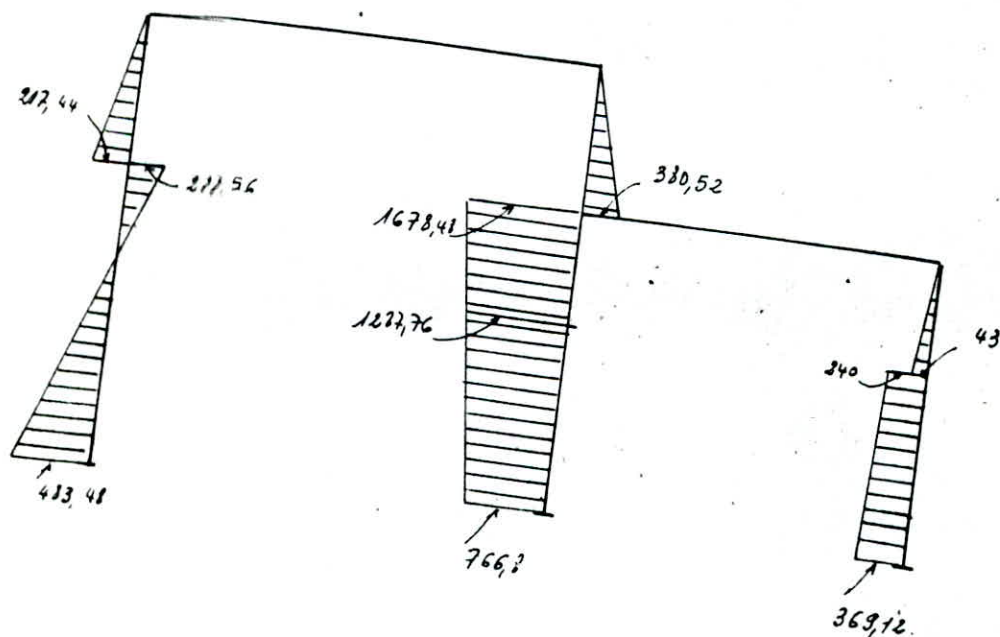
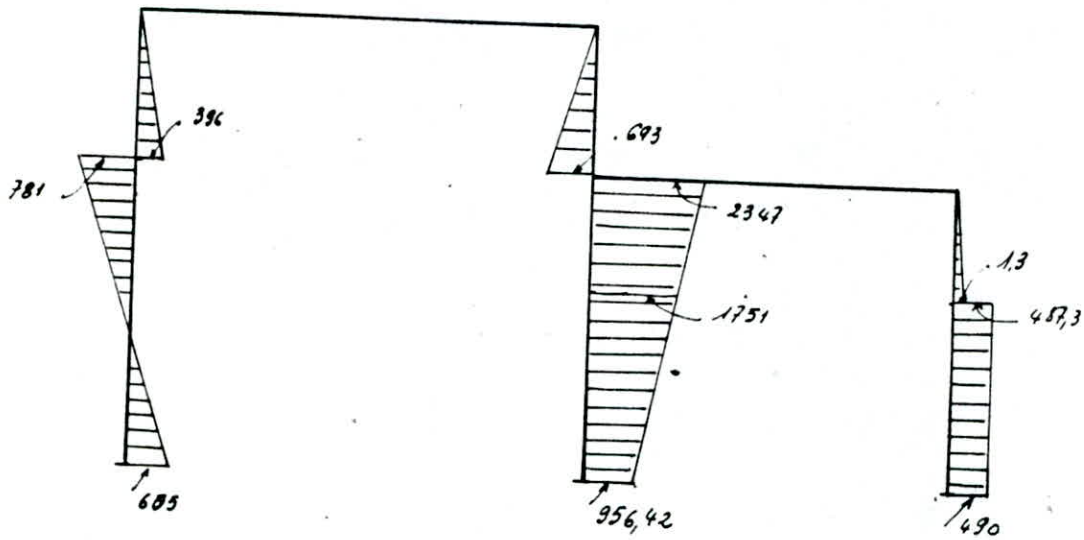


Diagramme de moment de la neige Normal. (action sur les poteaux)

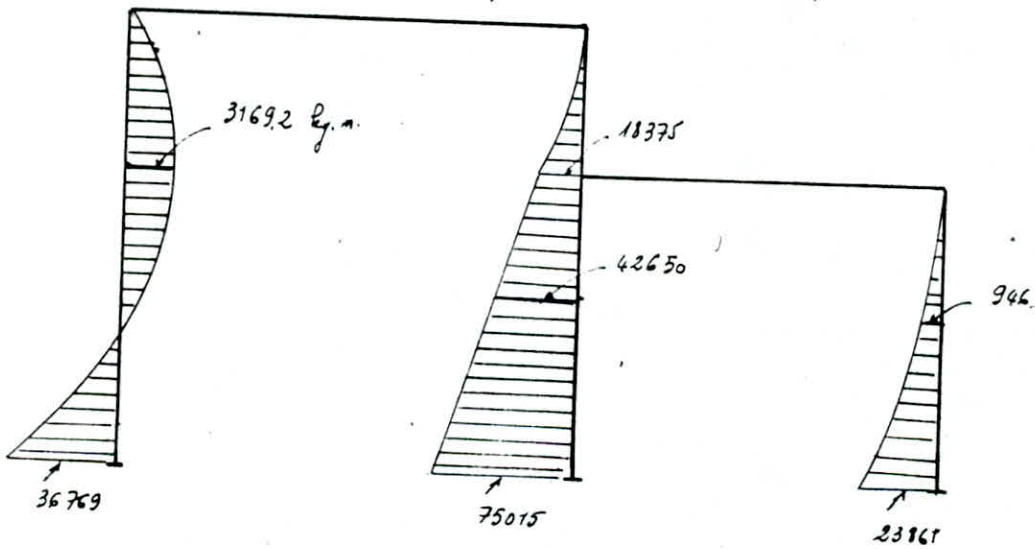


Diagrammes de moments sous l'action du vent Normal.

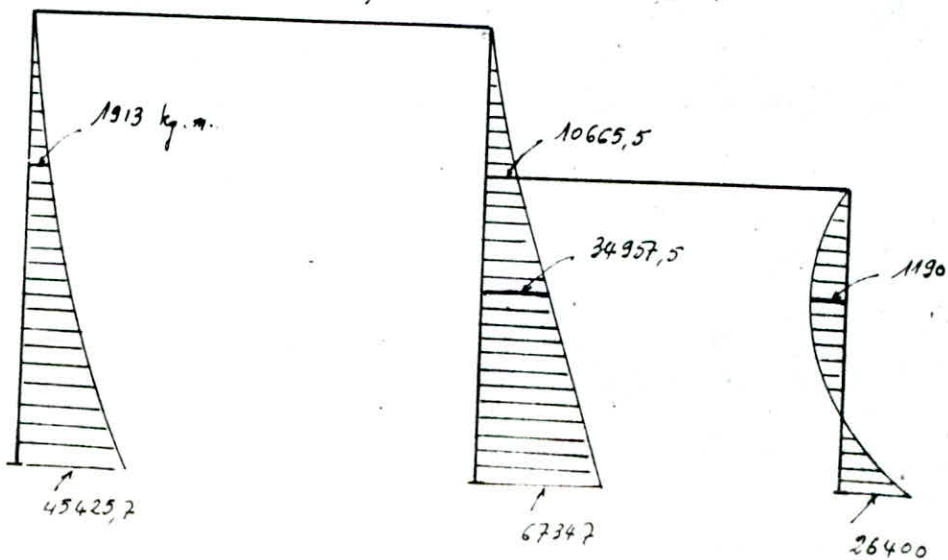
- action sur la toiture. (efforts sur les poteaux)



- action sur les parois : cas 1. (\vec{v})

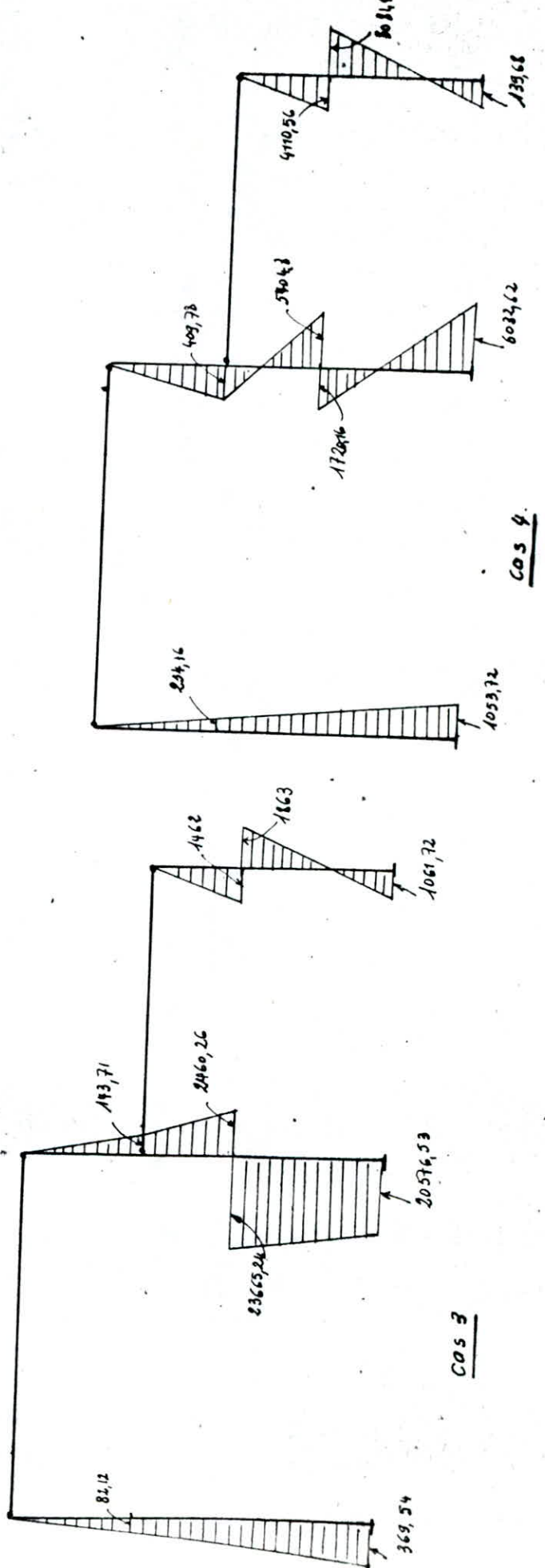
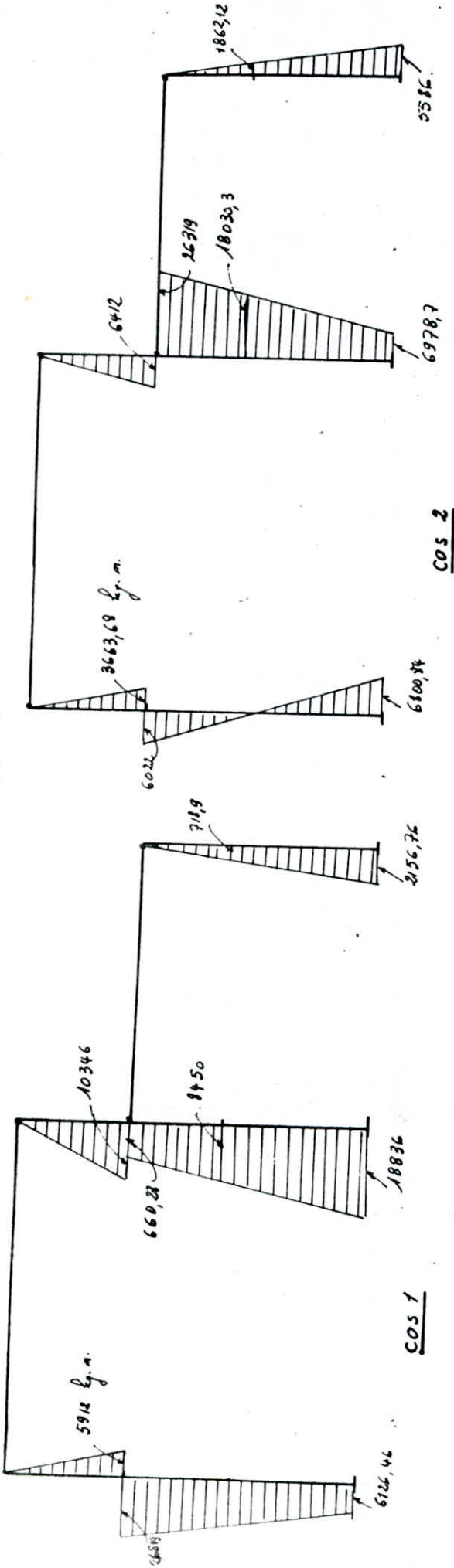


- action sur les parois : cas 2 (\vec{v})



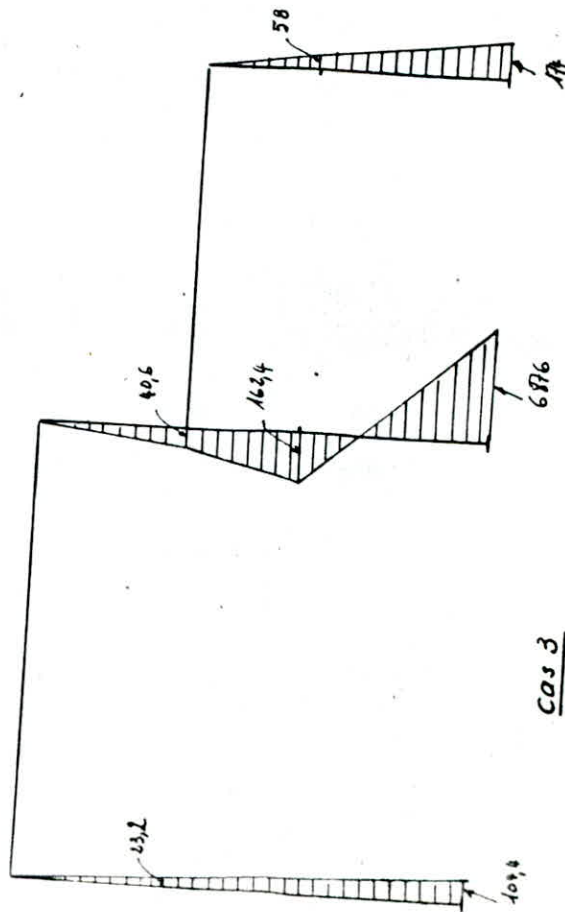
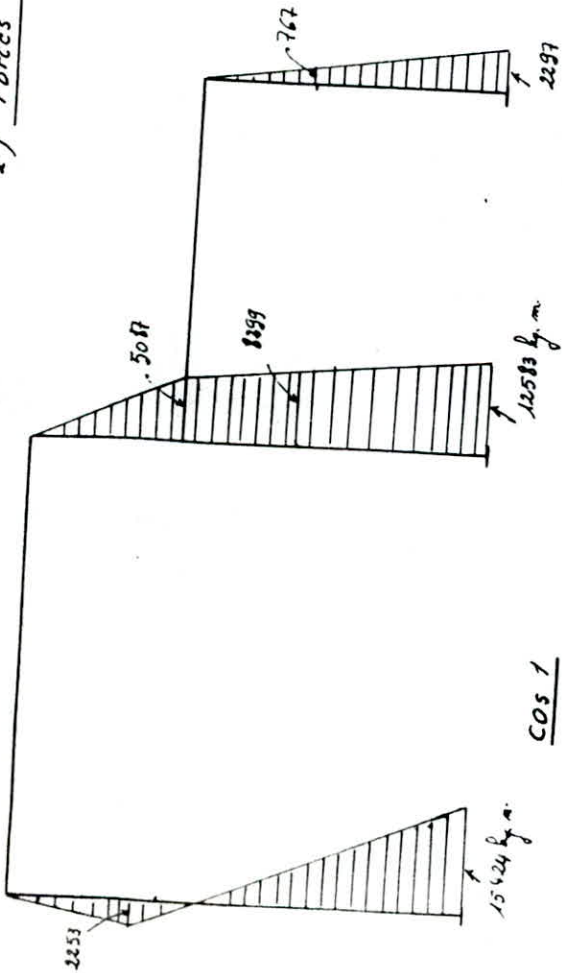
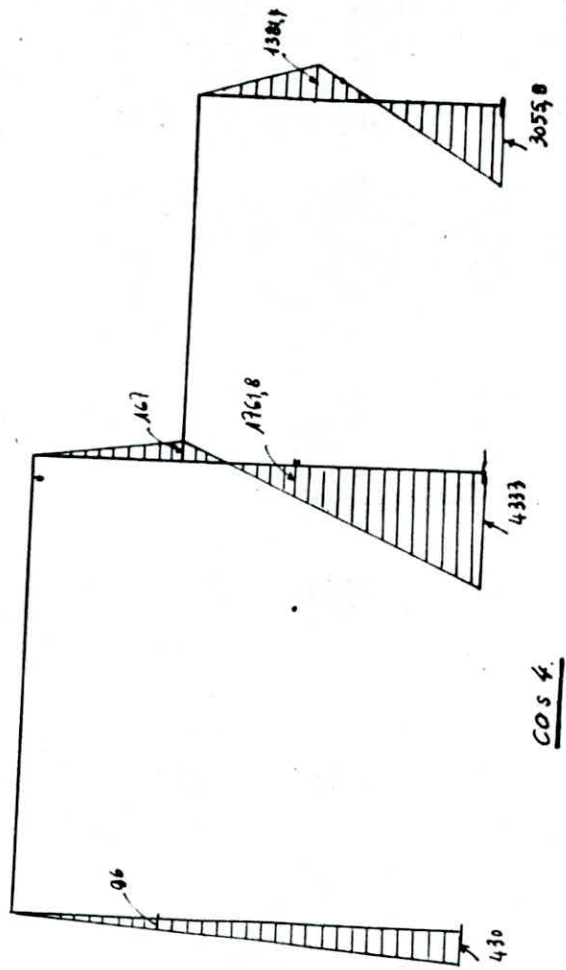
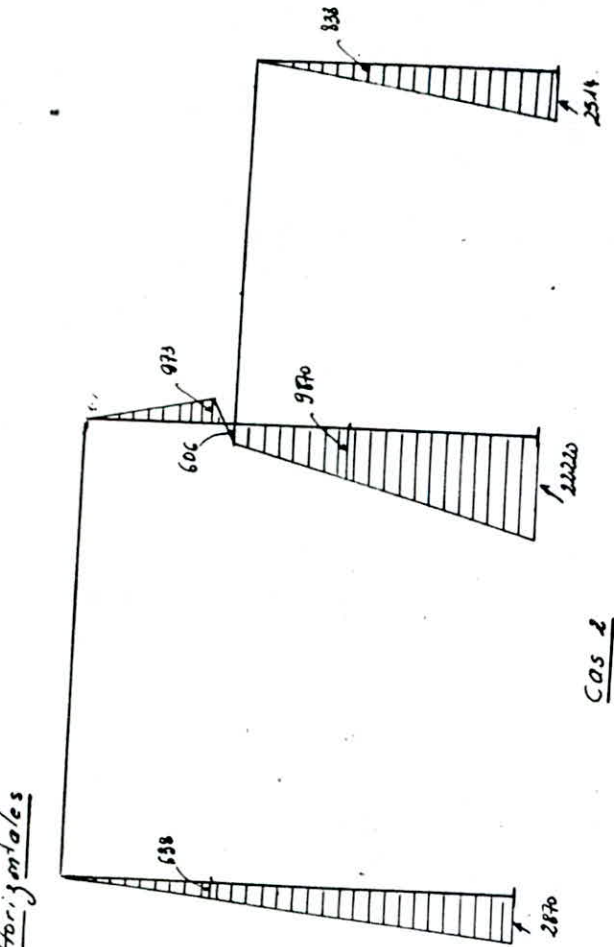
Diagrammes de moments dus à l'action des ponts Roulants.

1) Forces Verticales.



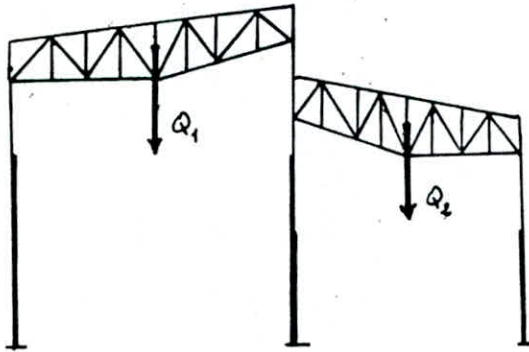
Diagrammes des moments dus à l'action des ponts Roulants.

2) Forces Horizontales



Efforts dus à l'action sismique.

1) Calcul des efforts dus au poids propre sous l'action du séisme.



Poids propre du comble de 30 m de portée = $45,93 \times 6 \times 30 = 8268 \text{ kg}$

Poids propre du comble de 24 m de portée = $45,93 \times 6 \times 24 = 6615 \text{ kg}$.

Au poids propre des comble il convient d'ajouter le poids propre des baïonnettes des poteaux et des poutre de roulement.

$$Q_1 = 8268 + (240 + 420) + (1400 + 1400) = 11728 \text{ kg.}$$

$$Q_2 = 6615 + (420 + 240) + (930 + 930) = 9135 \text{ kg.}$$

Les charges Q_1 et Q_2 représentant le poids propre de la partie supérieure du portique seront supposés appliqués aux centre de gravité des ferme.

Forces horizontales engendrées par le séisme.

$$F_1 = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot Q_1$$

$$F_2 = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot Q_2.$$

avec : α = coefficient d'intensité.

On voudrai assurer une protection minimale entre les séismes d'intensité 9.

$$\rightarrow \alpha = 2.$$

β = coefficient de réponse.

β caractérise l'importance de la réponse de la structure.
pour des contreventement en poutres triangulées (en métal ou béton).
l'abaque 2 de la page 180 des Règles PS69 donne

$\beta = 0,1$ pour une hauteur = 23 m et une longueur $L > 30$ m.

γ = coefficient de distribution.

pour notre bâtiment les masses seront concentrées au niveau du centre de gravité des formes.

$$\gamma = 1.$$

δ = coefficient de fondation.

pour des fondations superficielles et un terrain de consistance moyenne:

$$\delta = 1,15$$

$$F_1 = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot Q_1 = 2 \cdot 0,1 \cdot 1 \cdot 1,15 \cdot 11728 = 2698 \text{ kg.}$$

$$F_2 = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot Q_2 = 2 \cdot 0,1 \cdot 1 \cdot 1,15 \cdot 9135 = 2101 \text{ kg.}$$

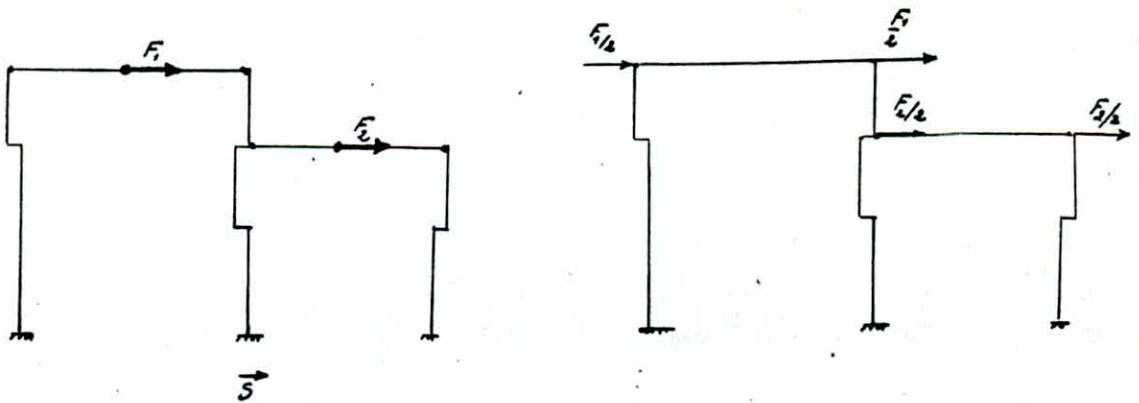
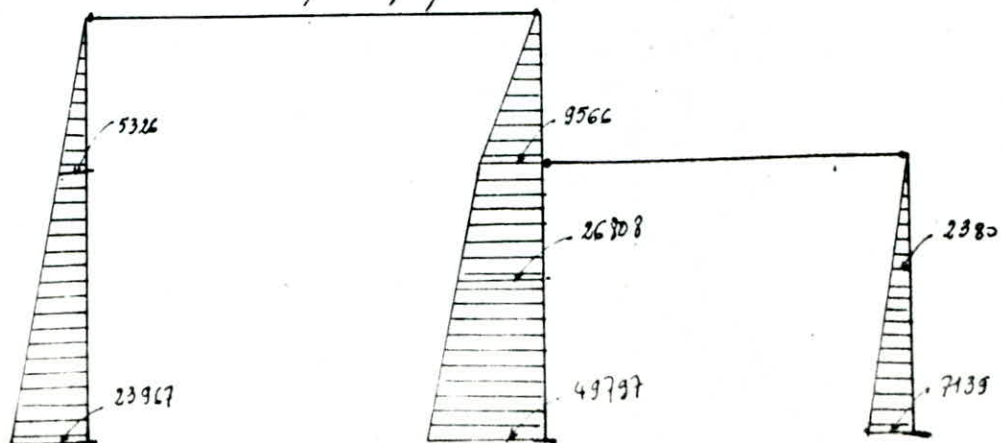
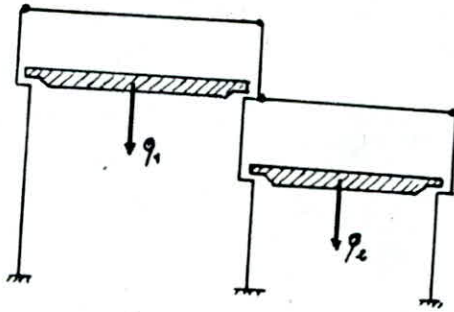


Diagramme de moment du au poids propre sous l'action du séisme :



Action du seisme sur le poids propre des ponts Roulants

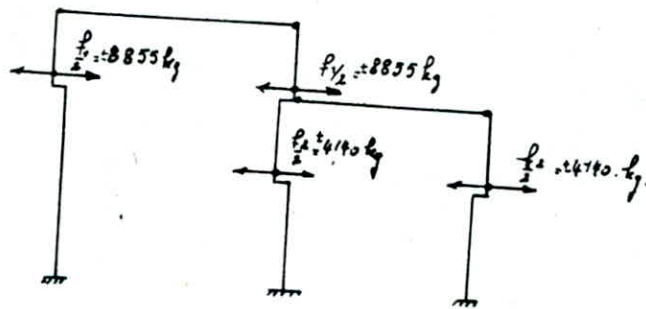


$q_1 = 77 \text{ tonnes}$
 $q_2 = 36 \text{ tonnes}$ } poids propre des ponts Roulants.

$f_1 = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot q_1 = 2 \times 0,1 \times 1 \times 1,15 \times 77000 = 17710 \text{ kg}$

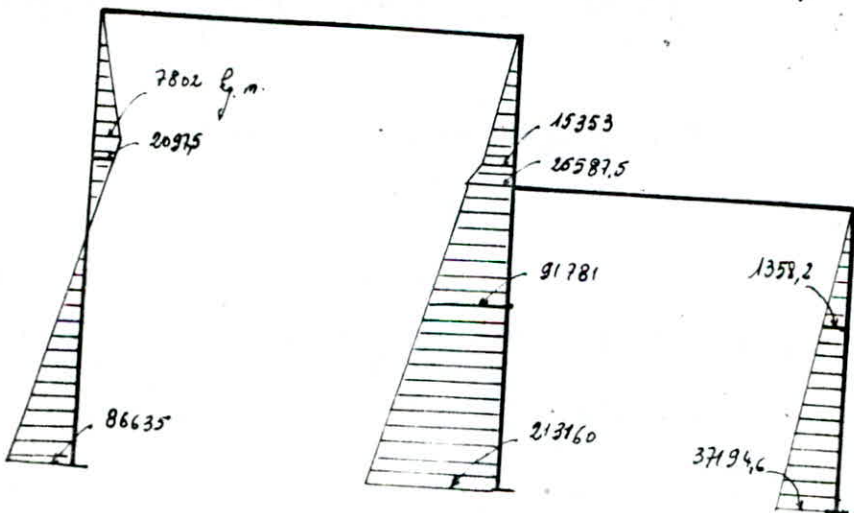
$f_2 = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot q_2 = 2 \times 0,1 \times 1 \times 1,15 \times 36000 = 8280 \text{ kg}$

Chaque poteau reprendra une partie des forces f_1 et f_2 .



$\frac{1}{5}$

Diagramme du moment du aux poids propres des ponts Roulants sous l'action du seisme.



Remarque: ces efforts
 seront supportés par 5
 portiques successifs
 (donc pour 1 portique on \div
 par 5)

Forces sismiques verticales: F_v

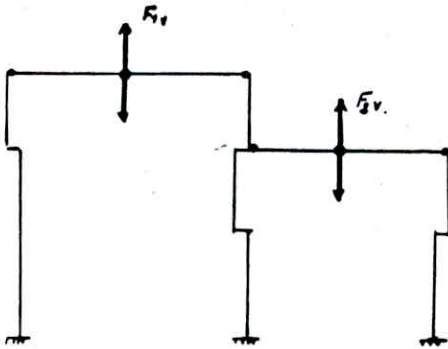
Règles PS.69 article : 3,112.2 $\rightarrow F_v = \pm \frac{1}{\sqrt{d}} \cdot F_H$

pour $d = 2$: $F_v = \pm \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot F_H$

1) Action du seisme sur le poids propre du bâtiment:

$$F_{1v} = \pm \frac{F_1}{\sqrt{2}} = \pm \frac{2698}{\sqrt{2}} = \pm 1907,7 \text{ kg}$$

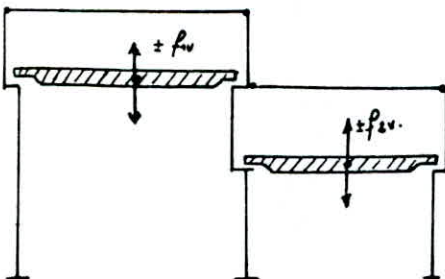
$$F_{2v} = \pm \frac{F_2}{\sqrt{2}} = \pm \frac{2101}{\sqrt{2}} = \pm 1485,6 \text{ kg}$$



2) Action sur le poids propre des ponts roulants.

$$f_{1v} = \pm \frac{P_1}{\sqrt{2}} = \pm \frac{17710}{\sqrt{2}} = \pm 12522,8 \text{ kg}$$

$$f_{2v} = \pm \frac{P_2}{\sqrt{2}} = \pm \frac{8280}{\sqrt{2}} = \pm 5854,8 \text{ kg}$$



à répartir sur 5 portiques.

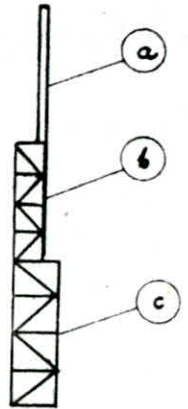
CHAPITRE 5

ETUDE DU POTEAU
CENTRAL

ETUDE DU POTEAU CENTRAL.

Les poteaux intermédiaires (B) se compose de 3 parties.

- partie supérieure à âme pleine. (a)
- partie centrale en treillis (b)
- partie inférieure en treillis (c)



(a) Etude de la partie supérieure à âme pleine.

longueur : $l = 700 \text{ cm}$.

Toutefois nous pouvons considérer que la partie (b) est liée rigidement à la ferme de 24 m de portée.

la longueur à considérer sera : $l_0 = 700 - 180 = 520 \text{ cm}$.

longueur de flambement : $l_y = 2 \times 520 = 1040 \text{ cm}$

$l_x = 520 \text{ cm}$.

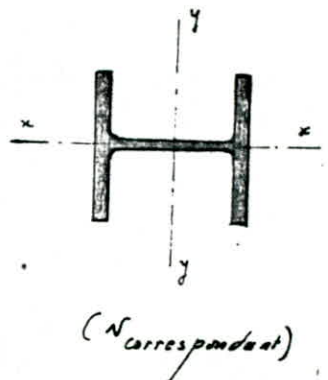
Efforts : * $M_{\text{max}} = 50915 \text{ kg.m}$.

$N_{\text{corr}} = 1000,5 \text{ kg}$

** $N_{\text{max}} = 9726 \text{ kg}$

$M_{\text{corr}} = 19763 \text{ kg.m}$.

- Nous prenons un profilé HEA 400.



Verification par rapport à l'axe y-y.

section du profilé : $A = 159 \text{ cm}^2$; $I_y = 45069 \text{ cm}^4$; $w_y = 2310 \text{ cm}^3$; $i_y = 16,8 \text{ cm}$.

* Contrainte de compression : $\sigma = \frac{N_{\text{corr}}}{A} = \frac{1000,5}{159} = 6,3 \text{ kg/cm}^2$.

contrainte de flexion : $\sigma_f = \frac{M_{\text{max}}}{w_y} = \frac{5091500}{2310} = 2204,11 \text{ kg/cm}^2$.

$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{1040}{16,8} = 61,9$ $\xrightarrow[13,142]{\text{RNCC}}$ $\sigma_R = 54,01 \text{ kg/cm}^2 = 54,01 \text{ kg/cm}^2$

$\alpha = \frac{\sigma_f}{\sigma} = \frac{2204,11}{6,3} = 350,01$

$k_1 = \frac{\alpha - 1}{\alpha - 1,3} = \frac{350,01 - 1}{350,01 - 1,3} = 1,00035$; $k_2 = \frac{\alpha + 0,25}{\alpha - 1,3} = \frac{350,01 + 0,25}{350,01 - 1,3} = 1,002$.

Verification : $k_1 \sigma + k_2 \sigma_f = 1,00035 \cdot 6,3 + 1,002 \cdot 2204,11 = 2214,82 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_0 = 2400 \text{ kg/cm}^2$
(vérifié)

$$N_{max} = 9526 \text{ kg} \quad M_{corr} = 19763 \text{ kg.m.}$$

$$\sigma = \frac{N_{max}}{A} = \frac{9726}{159} = 61,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{M_{corr}}{W_y} = \frac{19763 \cdot 10^2}{2310} = 855,54 \text{ kg/cm}^2$$

$$\eta = \frac{\sigma_f}{\sigma} = \frac{854}{61,17} = 13,96$$

$$k_1 = \frac{\eta - 1}{\eta - 1,3} = 1,0033$$

$$k_2 = \frac{\eta + 0,25}{\eta - 1,3} = 1,0177$$

Vérification: $k_1 \sigma + k_2 \sigma_f = 1,0033 \cdot 61,17 + 1,0177 \cdot 855,54 = 932,05 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$
(vérifié)

- Vérification par rapport à l'axe z-z.

$$l_{fx} = 520 \text{ cm.}; \quad I_x = 8564 \text{ cm}^4; \quad W_x = 571 \text{ cm}^3; \quad i_x = 7,34 \text{ cm.}$$

$$M_{max} = 50915 \text{ kg.m.} \quad N_{corr} = 1000,5 \text{ kg.}$$

effort Normal Total de Compression: $N = N_{corr} + \frac{M_{max}}{h}$ ($h = 400 \text{ mm}$)

$$N = 1000,5 + \frac{50915}{0,4} = 128288 \text{ kg.}$$

$$l_{fx} = 520 \longrightarrow \lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{520}{7,34} = 70,84 \longrightarrow k = 1,313$$

$$k \sigma = k \cdot \frac{N}{A} = 1,313 \cdot \frac{128288}{159} = 1059,38 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

(vérifié)

$$N_{max} = 9726 \text{ kg} \quad M_{corr} = 19763 \text{ kg.m.}$$

$$N = N_{max} + \frac{M_{corr}}{h} = 9726 + \frac{19763}{0,4} = 59133,5 \text{ kg.}$$

$$k \sigma = 1,313 \cdot \frac{59133,5}{159} = 488,3 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

(vérifié)

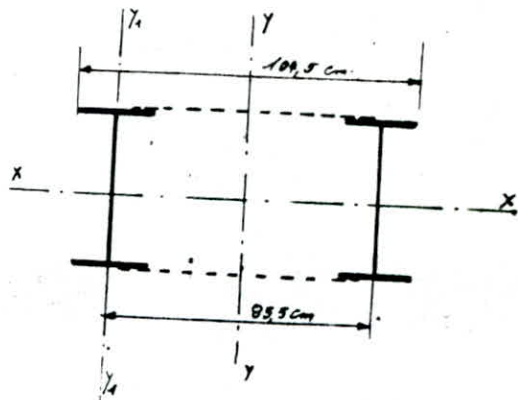
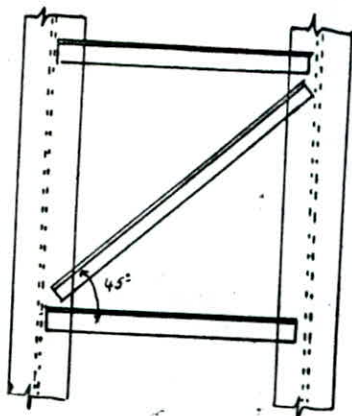
b) Etude de la partie centrale en treillis:

$$M_{max} = 104677 \text{ kg. m} \quad ; \quad N_{corr} = 108377 \text{ kg.}$$

$$N_{max} = 123049 \text{ kg} \quad ; \quad M_{corr} = 28112 \text{ kg. m.}$$

$$T_{max} = 11368 \text{ kg.}$$

Nous adoptons la section suivante:



longueur de la partie centrale du poteau: $l_0 = 600 \text{ cm.}$

pour les membrures on prend des profilés IPE 450

pour les barres des treillis on prend des L 60x60x5.

1) Vérification des membrures par rapport à l'axe y-y.

section: $A = 2 \times 98,8 = 197,6 \text{ cm}^2.$

mt d'inertie: $I_y = 364478 \text{ cm}^4.$

longueurs de flambement:

- traverses membrures: $l_{fm} = 85,5 \text{ cm}$

- poteau: $l_{fy} = \frac{1}{2} l_0 = \frac{1}{2} \times 600 = 300 \text{ cm.}$

$l_{fx} = l_0 = 600 \text{ cm.}$

* Contrainte de compression: $\sigma = \frac{N_{corr}}{A} = \frac{108377}{197,6} = 548,46 \text{ kg/cm}^2.$

* contrainte de flexion: $\sigma_f = \frac{M_{max}}{I_y} \cdot y = \frac{10467700}{364478} \cdot 52,25 = 1500,6 \text{ kg/cm}^2.$

* élancement de traverses de membrures, $\lambda_{fm} = \frac{85,5}{4,12} = 20,75$

$\rightarrow k_m = 1,0157.$

élanement du poteau: $\lambda = \frac{l_{ey}}{\lambda} = \frac{1440}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = 33,52$

Toutefois pour tenir compte des déformations dues à l'effort tranchant on calcule: (d'après R.C.H.C.C. article 13,4 (3,41e))

$$J = 1 + \frac{50}{\lambda^2} \cdot \frac{A}{A_{Lmin}} = 1 + \frac{50}{(33,52)^2} \cdot \frac{197,6}{5,82} = 2,57$$

$$\lambda' = \lambda \sqrt{J} = 33,52 \sqrt{2,57} = 53,1 \longrightarrow k' = 1,137$$

$$\lambda' = 53,1 \longrightarrow \sigma'_k = 73,57 \text{ kg/cm}^2 = 7357 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu' = \frac{\sigma'_k}{\sigma} = \frac{7357}{548,46} = 13,4$$

$$k'_1 = \frac{\mu' - 1}{\mu' - 1,3} = \frac{13,4 - 1}{13,4 - 1,3} = 1,0247$$

$$k'_f = \frac{\mu' + 0,25}{\mu' - 1,3} = \frac{13,4 + 0,25}{13,4 - 1,3} = 1,128$$

Vérification:

$$(k'_1 \sigma + k'_f \tau) k_m = (1,0247 \cdot 548,46 + 1,128 \cdot 1500,6) \cdot 1,0157 = 2230 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c \quad (\text{vérifié})$$

$$N_{max} = 123049 \text{ kg} \quad M_{corr} = 28112 \text{ kg.m.}$$

$$\sigma = \frac{N_{max}}{A} = \frac{123049}{197,6} = 622,71 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_f = \frac{M_{corr}}{I_y} v = \frac{28112 \cdot 10^2}{364478} \cdot 52,25 = 403 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu' = \frac{\sigma'_k}{\sigma} = \frac{7357}{622,71} = 11,8$$

$$k'_1 = \frac{\mu' - 1}{\mu' - 1,3} = \frac{11,8 - 1}{11,8 - 1,3} = 1,0285$$

$$k'_f = \frac{\mu' + 0,25}{\mu' - 1,3} = \frac{11,8 - 1}{11,8 - 1,3} = 1,147$$

Vérification:

$$(k'_1 \sigma + k'_f \tau_f) k_m = (1,0285 \cdot 622,71 + 1,147 \cdot 403) \cdot 1,0157 = 1120 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c \quad (\text{vérifié})$$

2) Vérification des tronçons de membrures.

longueur de flambement: $l_m = 85,5$ cm.

Vérification par rapport à l'axe y-y

$$\lambda_{y_1} = \frac{l_m}{i_{y_1}} = \frac{85,5}{4,12} = 20,75 \quad \rightarrow \quad k_{m_1} = 1,0157$$

$$M_{max} = 104677 \text{ kg.m} \quad ; \quad N_{corr} = 108377 \text{ kg}$$

effort Normal dans une membrure:

$$N_1^* = \frac{N_{corr}}{2} + \frac{M_{max}}{h} = \frac{108377}{2} + \frac{104677}{0,855} = 176677,7 \text{ kg}$$

$$k_{m_1} \sigma = k_{m_1} \cdot \frac{N_1^*}{A_m} = 1,0157 \cdot \frac{176677,7}{98,8} = 1815,7 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c \text{ (vérifié)}$$

$$M_{max} = 123049 \text{ kg} \quad ; \quad M_{corr} = 28112 \text{ kg.m}$$

effort Normal dans une membrure:

$$N_1^{**} = \frac{N_{max}}{2} + \frac{M_{corr}}{h} = \frac{123049}{2} + \frac{28112}{0,855} = 94404 \text{ kg}$$

$$k_{m_2} \sigma = k_{m_2} \cdot \frac{N_1^{**}}{A_m} = \frac{94404}{98,8} = 970,5 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c \text{ (vérifié)}$$

Vérification par rapport à l'axe x-x

$$\lambda_{x_1} = \frac{l_m}{i_{x_1}} = \frac{85,5}{18,5} = 4,62 \quad \rightarrow \quad k_{m_2} = 1,007$$

$$k_{m_2} \sigma = k_{m_2} \cdot \frac{N_1^*}{A} = 1,007 \cdot \frac{176677,7}{98,8} = 1789,4 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c \text{ (vérifié)}$$

3) Vérification de la partie centrale des poteaux par rapport à l'axe x-x

$$\lambda_{x_2} = \frac{l_{p_2}}{i_{x_2}} = \frac{600}{2 \times 18,5} = 16,21 \quad \rightarrow \quad k_{x_2} = 1,010$$

effort Normal Total dans la partie centrale: $N = N_{corr} + \frac{M_{max}}{h}$

$$N = 108377 + \frac{104677}{0,855} = 230806 \text{ kg}$$

$$k_{x_2} \sigma = k_{x_2} \cdot \frac{N}{A} = 1,010 \cdot \frac{230806}{197,6} = 1179,72 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c \text{ (vérifié)}$$

4) Vérification des membrures prises individuellement par rapport à l'axe x-x.

$$\lambda_{x_1} = \frac{l_{x_1}}{i_{x_1}} = \frac{600}{18,5} = 32,43 \longrightarrow \lambda_{x_2} = 1,0413.$$

$$\lambda_{x_2} \cdot \sigma = \lambda_{x_2} \cdot \frac{N_1}{A_m} = 1,0413 \cdot \frac{176617,7}{98,8} = 1861,45 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c \text{ (vérifié)}$$

5) Vérification des treillis.

effort tranchant $T_{max} = 11368 \text{ kg}$.

on a 2 treillis (1 par semelle de membrure)

effort tranchant par treillis:

$$T_1 = \frac{T_{max}}{2} = \frac{11368}{2} = 5684 \text{ kg}$$

Toutefois conformément à l'article 3,533 du R.C.M.E.C

à l'effort tranchant engendré par les forces extérieures on doit ajouter l'effort tranchant dû à la déformation de flambement: T_f .

$$T_f = \frac{\pi}{l} \cdot \frac{I}{v_0} \left[\sigma \left(\frac{g}{8} k' - 1 \right) + \frac{1}{8} \sigma_f \right]$$

$$T_f = \frac{\pi}{1440} \cdot \frac{364478}{52,25} \left[548,46 \left(\frac{g}{8} \cdot 1,137 - 1 \right) + \frac{1}{8} \cdot 1500,6 \right] = 5184,40 \text{ kg}$$

par treillis on aura: $T_f' = \frac{5184,40}{2} = 2592,2 \text{ kg}$.

effort Normal Total dans les traverses: $N_T = T_1 + T_f' = 5684 + 2592,2 = 8276,2 \text{ kg}$.

effort Normal Total dans les diagonales: $N_D = \frac{T_1 + T_f'}{\cos 45^\circ} = \frac{5684 + 2592,2}{\cos 45^\circ} = 11704,3 \text{ kg}$.

on avait adopté des cornières L 60 x 60 x 5.

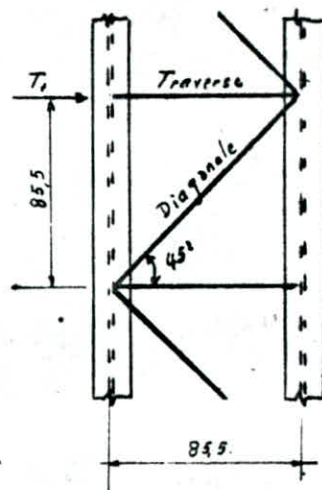
a) Vérification des traverses:

$$l_{tr} = 85,5$$

$$i = 1,82$$

$$\left. \begin{array}{l} l_{tr} = 85,5 \\ i = 1,82 \end{array} \right\} \longrightarrow \lambda_T = 46,97 \longrightarrow k = 1,10$$

$$\sigma = k \cdot \frac{N_T}{A} = 1,10 \cdot \frac{8276,2}{5,82} = 1564,23 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c \text{ (vérifié)}$$



b) Vérification des diagonales.

$$\left. \begin{array}{l} l_{p0} = \frac{85,5}{\cos 45^\circ} = 120,9 \\ i = 1,82 \end{array} \right\} \rightarrow \lambda_0 = 66,43 \rightarrow k = 1,258$$

$$\sigma = 1,258 \cdot \frac{11704,3}{5,82} = 2529,9 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_e$$

Les cornières L 60x60x5 sont insuffisantes.

on prend des L 60x60x6

$$\text{vérification : } \left. \begin{array}{l} l_{p0} = 120,9 \\ i = 1,82 \end{array} \right\} \rightarrow \lambda_0 = 66,43 \rightarrow k = 1,258$$

$$\sigma = k \cdot \frac{N_2}{A} = 1,258 \cdot \frac{11704,3}{591} = 2130,8 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e \quad (\text{vérifié})$$

c) Calcul des cordons de soudure.

Soudure des braverbas : $N_T = 8276,2 \text{ kg}$

on prend une hauteur de cordon : $h_c = 7 \text{ mm} \rightarrow \alpha a = 0,7 h_c = 4,9 \text{ mm} = 0,49 \text{ cm}$

$$\Sigma l_c = \frac{8276,2}{0,75 \cdot 0,49 \cdot 2400} = 9,38 \text{ cm}$$

$$l_1 = \frac{9,38}{2} \cdot 0,7 + 1 = 4,28 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } 5 \text{ cm}$$

$$l_2 = \frac{9,38}{2} \cdot 0,3 + 1 = 2,407 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } 5 \text{ cm}$$

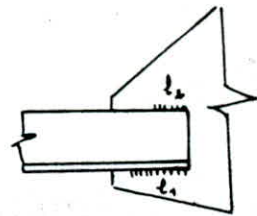
Soudure des diagonales :

$$h_c = 7 \text{ mm} \rightarrow \alpha a = 4,9 \text{ mm}$$

$$\Sigma l_c = \frac{11704,3}{0,75 \cdot 0,49 \cdot 2400} = 13,7 \text{ cm}$$

$$l_1 = \frac{13,7}{2} \cdot 0,7 + 1 = 5,64 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } 6 \text{ cm}$$

$$l_2 = \frac{13,7}{2} \cdot 0,3 + 1 = 3,05 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } 5 \text{ cm}$$



© Etude de la partie inférieure en treillis.

$$M_{max} = +202146 \text{ kg.m.}$$

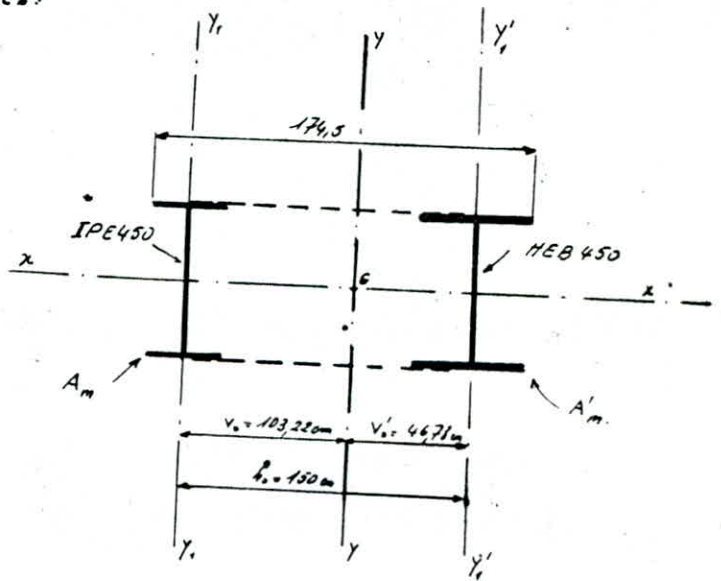
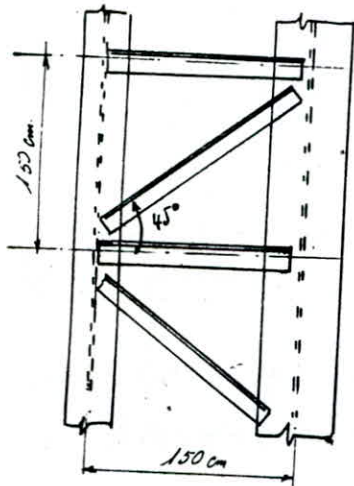
$$N_{max} = 162721,3 \text{ kg.}$$

$$N_{min} = 177393 \text{ kg.}$$

$$M_{min} = 91622,5 \text{ kg.m.}$$

$$T_{max} = 15508 \text{ kg.}$$

Nous adopterons la section suivantes.



longueur de la partie inférieure du poteau: $l_0 = 800 \text{ cm.}$

1) Vérification des membrures par rapport à l'axe Y-Y.

section totale: $A = 98,8 + 218 = 316,8 \text{ cm}^2.$

mt d'inertie: $I_Y = 1676 + 98,8 (103,22)^2 + 11721 + 218 (46,71)^2 = 1538630 \text{ cm}^4.$

longueur de flambement:

- tronçons de membrure: $l_{fn} = 150 \text{ cm.}$

- partie du poteau: $l_{fy} = 2l_0 = 2 \cdot 800 = 1600 \text{ cm.}$

IPE 450 $\left\{ \begin{array}{l} A_m = 98,8 \text{ cm}^2 \\ i_{y_1} = 4,12 \text{ cm} \end{array} \right.$

HEB 450 $\left\{ \begin{array}{l} A'_m = 218 \text{ cm}^2 \\ i_{y'_1} = 7,33 \text{ cm.} \end{array} \right.$

élancement du poteau: (partie inférieure)

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{1600}{\sqrt{\frac{1538630}{316,8}}} = 22,95.$$

éclanchement des tronçons de membrures :

$$\text{IPE 450} \rightarrow A_m \left\{ \begin{array}{l} l_{fm} = 150 \text{ cm} \\ i_{y_1} = 4,72 \end{array} \right\} \rightarrow \lambda = \frac{150}{4,72} \cdot 36,4 \rightarrow k_m = 1,0536$$

$$\text{HEB 450} \rightarrow A'_m \left\{ \begin{array}{l} l'_{fm} = 150 \text{ cm} \\ i'_{y_1} = 7,33 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow \lambda' = \frac{150}{7,33} \cdot 20,46 \rightarrow k'_m = 1,0155$$

1.1. Vérification des membrures pour les pièces dissymétriques pour lesquelles la flexion comprime la membrure de plus faible section :

(R. CH 66. article: 3,531)

moment: $\bar{M} = 159119 \text{ kg.m}$ $N_{\text{corr}} = 162721,3 \text{ kg}$

$$\sigma = \frac{N_{\text{corr}}}{A_m + A'_m} = \frac{162721,3}{316,8} = 513,64 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{\bar{M}}{I_y} \cdot v_0 = \frac{159119 \cdot 10^2}{1538630} \cdot 103,22 = 1067,46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\delta = 1 + \frac{50}{\lambda^2} \cdot \frac{A}{A_{\text{min}}}$$

on prend un treillis formé par des cornières L 70x70x7.

$$\delta = 1 + \frac{50}{(22,95)^2} \cdot \frac{316,8}{9,40} = 4$$

$$\lambda = \lambda \sqrt{\delta} = 22,95 \sqrt{4} = 45,9 \rightarrow k' = 1,095$$

$$\lambda = 45,9 \rightarrow \sigma'_k = 98,38 \text{ kg/mm}^2 = 9838 \text{ kg/cm}^2$$

$$k'_f = \frac{\sigma'_k}{\sigma} = \frac{9838}{513,64} = 19,15$$

$$k'_1 = \frac{k'_f - 1}{k'_f - 1,3} = \frac{19,15 - 1}{19,15 - 1,3} = 1,017$$

$$k'_f = \frac{k'_f + 0,25}{k'_f - 1,3} = 1,087$$

Vérification :

$$(\sigma k'_1 + \sigma_f k'_f) k_m = (513,64 \cdot 1,017 + 1067,46 \cdot 1,087) \cdot 1,0536 = 1772,9 \text{ kg/cm}^2$$

est

pour les pièces dissymétriques : si on a $k_{n'} > k_n$ on doit vérifier :

$$\left[\sigma + (\sigma k' - \sigma - \sigma_f k_f) \frac{v_1'}{v_1} \right] k_{n'} \leq \sigma_c \quad (\text{R666 article 3,531.2})$$

dans notre cas :

$$k_n = 1,0536$$

$$k_{n'} = 1,0155$$

$$\left. \begin{array}{l} k_n = 1,0536 \\ k_{n'} = 1,0155 \end{array} \right\} \rightarrow k_{n'} < k_n$$

\rightarrow vérification inutile.

1.2. Vérification des membrures pour les pièces dissymétriques où la flexion comprime la membrure de plus forte section.

(Règles CTR66 article: 3,532)

$$M_{\max} = 202146 \text{ kg.m}$$

$$N_{\text{corr}} = 162721,3 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{N_{\text{corr}}}{A} = \frac{162721,3}{316,8} = 513,64 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{M_{\max}}{I_y} \cdot v_1' = \frac{202146 \cdot 10^2}{1538630} \cdot 46,78 = 614,6 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification (on fait la vérification à l'aide des formules enveloppes de l'annexe 13,532 des R666).

$$1) \frac{g}{8} \left[\sigma + (k' \sigma - \sigma + \sigma_f) \frac{v_1'}{v_1} \right] k_{n'} \stackrel{?}{\leq} \sigma_c$$

$$\frac{g}{8} \left[513,64 + (1,095 \cdot 513,64 - 513,64 + 614,6) \frac{46,78}{103,22} \right] 1,0155 = 930,57 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

$$2) k_{n'} < k_n \rightarrow \text{inutile de vérifier } (k' - \sigma_f) k_n < \sigma \quad (\text{vérifié})$$

$$3) k_{n'} = 1,0155 < \frac{v_1}{v_1'} = 2,2 \quad (\text{vérifié})$$

On vérifie la traction de la membrure à distance v_1 .

$$\frac{g}{8} (k' \sigma + \sigma_f) - \sigma \stackrel{?}{\leq} \sigma_c$$

$$\frac{g}{8} (1,095 \cdot 513,64 + 614,6) - 3 \cdot 513,64 = 297 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

(vérifié)

2) Vérification des tronçons de membrures.

longueur de flambement des tronçons : $l_e = 150 \text{ cm}$.

2.1. Tronçons de membrure du profilé IPE 450.

$$\bar{M}_{max} = 159119 \text{ kg.m} ; N_{corr} = 162721,3 \text{ kg}$$

effort Normal total sur la membrure.

$$N_1 = N_{corr} \frac{l_e}{h_0} + \frac{M_{max}}{h_0} = 162721,3 \cdot \frac{150}{150} + \frac{159119}{150} = 156827 \text{ kg}$$

$$\lambda_{y1} = \frac{l_{e1}}{i_{y1}} = \frac{150}{4,12} = 36,40 \longrightarrow k = 1,054$$

$$k \sigma = k \cdot \frac{N_1}{A_m} = 1,054 \cdot \frac{156827}{96,8} = 1673,03 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

2.2. Tronçons de membrure du profilé HEB 450.

On a 2 cas de combinaison de charge:

$$\bar{M}_{max} = 202146 \text{ kg.m} ; N_{corr} = 162721,3 \text{ kg}$$

effort Normal sur la membrure : N_2 .

$$N_2 = N_{corr} \frac{l_e}{h_0} + \frac{\bar{M}_{max}}{h_0} = 162721,3 \cdot \frac{103,22}{150} + \frac{202146}{150} = 246738 \text{ kg}$$

$$\bar{M}_{corr} = 91632,5 \text{ kg.m} ; N_{max} = 177393 \text{ kg}$$

$$N'_2 = N_{max} \frac{l_e}{h_0} + \frac{\bar{M}_{corr}}{h_0} = 177393 \cdot \frac{103,22}{150} + \frac{91632,5 \cdot 10^2}{150} = 183158,3 \text{ kg}$$

On fait la vérification avec N_2 .

$$k_n \sigma = k_n \cdot \frac{N_2}{A_m} = 1,0155 \cdot \frac{246738}{218} = 1149,36 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

(vérifié)

3) Vérification de la partie inférieure du poteau par rapport à l'axe x-x.

$$\lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{800}{18,5} = 43,27 \quad \rightarrow \quad k_x = 1,077$$

effort normal total maximal dans la partie inférieure du poteau

$$N = N_{acc} + \frac{M_{max}}{h} = 162721,3 + \frac{202146}{1,5} = 297485,3 \text{ kg}$$

$$k_x \sigma_c = k_x \frac{N}{A_m + A_m'} = \frac{297485,3}{91,8 + 218} \cdot 1,077 = 955 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c \quad (\text{vérifié})$$

4) Vérification de chacune des membrures par rapport à l'axe x-x.

4-1. Membrane en IPE 450.

$$\lambda_{mx} = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{800}{18,5} = 43,24 \quad \rightarrow \quad k_{mx} = 1,081$$

$$N_1 = 156827 \text{ kg}$$

$$k_{mx} \cdot \frac{N_1}{A_m} = 1,081 \cdot \frac{156827}{91,8} = 1715,9 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

(vérifié)

4-2. Membrane en HEB 450.

$$\lambda'_{mx} = \frac{l'_{fx}}{i'_x} = \frac{800}{19,1} = 41,88 \quad \rightarrow \quad k'_{mx} = 1,076$$

$$N_2 = 246738 \text{ kg}$$

$$k'_{mx} \cdot \frac{N_2}{A_m'} = 1,076 \cdot \frac{246738}{218} = 1217,84 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

(vérifié)

5) Vérification des treillis.

$$\text{effort tranchant : } T_{max} = 15308 \text{ kg}$$

$$\text{effort tranchant par treillis : } T_f = \frac{T_{max}}{2} = \frac{15308}{2} = 7754 \text{ kg}$$

effort tranchant dû à la déformation de flambement:

$$T_f = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{I}{v_c} \left[\sigma \left(\frac{2}{8} k' - 1 \right) + \frac{1}{8} \sigma_f \right]$$

$$T_f = \frac{\pi}{1600} \cdot \frac{1538630}{103,28} \left[513,64 \left(\frac{2}{1} \cdot 1,095 - 1 \right) + \frac{1}{8} \cdot 1067,46 \right] = 7391,31 \text{ kg}$$

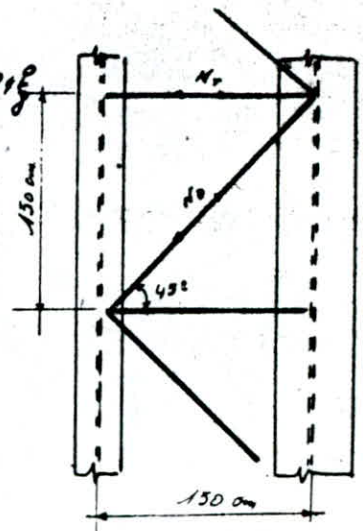
par treillis en auro: $T_f' = \frac{T_f}{2} = 3695,67 \text{ kg}$.

effort Normal total dans les traverses:

$$N_T = 7754 + 3695,67 = 11449,67 \text{ kg}$$

effort Normal total dans les diagonales:

$$N_D = \frac{7754 + 3695,67}{\cos 46^\circ} = 16194,72 \text{ kg}$$



on remarque que les cornières L 70x70x7 choisies précédemment sont insuffisantes pour les diagonales.
on prend des L 80x80x8.

Vérification des traverses:

$$\left. \begin{array}{l} l_{T1} = 150 \\ i = 2,43 \end{array} \right\} \rightarrow \lambda_T = \frac{150}{2,43} = 61,72 \rightarrow k_T = 1,211$$

$$\sigma = 1,211 \cdot \frac{11449,67}{143} = 1127,28 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c \quad (\text{vérifié})$$

Vérification des diagonales:

$$\left. \begin{array}{l} l_{D1} = \frac{150}{\cos 46} = 212,16 \text{ cm} \\ i = 2,43 \end{array} \right\} \rightarrow \lambda_D = \frac{212,16}{2,43} = 87,3 \rightarrow k_D = 1,593$$

$$\sigma = 1,593 \cdot \frac{16194,72}{16,3} = 2097,41 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c \quad (\text{vérifié})$$

6) Soudure des barres des treillis.

Soudure de Traverses; $N_T = 11449,67 \text{ kg}$.

on prend $h_c = 7 \text{ mm} \rightarrow a = 4,9 \text{ mm} : \Sigma l_c = \frac{11449,67}{0,75 \cdot 0,49 \cdot 2400} = 12,98 \text{ cm}$

on prend: $l_1 = 60 \text{ cm} ; l_2 = 5 \text{ cm}$.

Soudure des diagonales, $N_D = 16194,72 \text{ kg}$.

on prend $h_c = 7 \text{ mm} \rightarrow a = 4,9 \text{ mm}$.

$$\Sigma l_c = \frac{16194,72}{0,75 \cdot 0,49 \cdot 2400} = 18,36 \text{ cm}$$

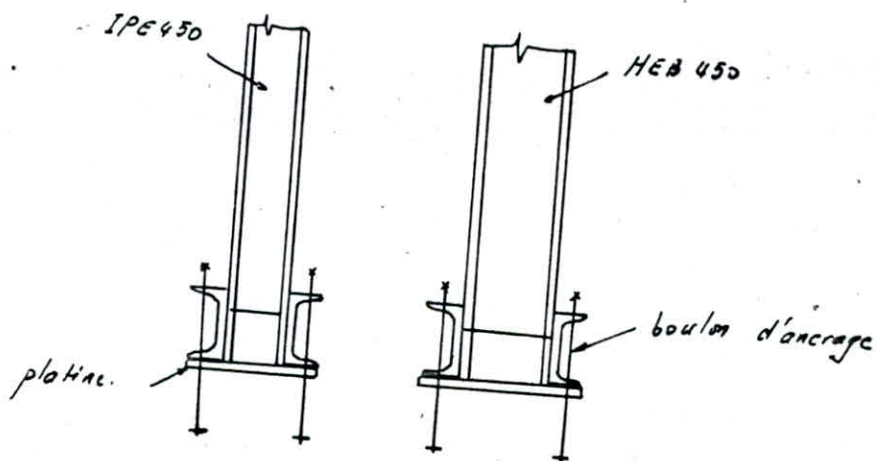
on prend $l_1 = 7,5 \text{ cm} ; l_2 = 5,0 \text{ cm}$.

Base du poteau

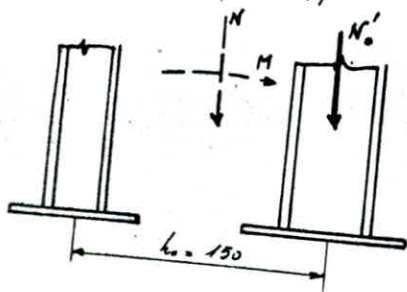
Les efforts développés dans les poteaux sont transmis au massif de fondation en béton armé par l'intermédiaire de platine de telle sorte que la contrainte dans le massif de fondation ne dépasse pas la contrainte de compression admissible du béton armé.

Afin de limiter l'épaisseur des platines, celles-ci seront raidies.

Les efforts de traction sur le massif de fondation seront transmis par des boulons d'ancrage.

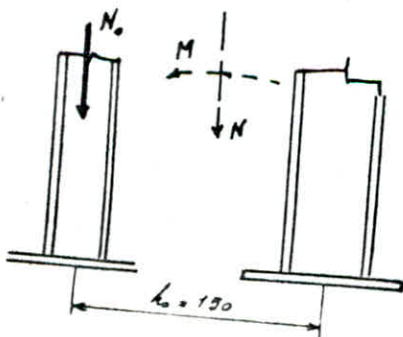


Calcul des efforts de compression maximaux sur les membrures.



$$N_0' = \frac{\overline{M}}{l_0} + N \cdot \frac{N_0}{l_0}$$

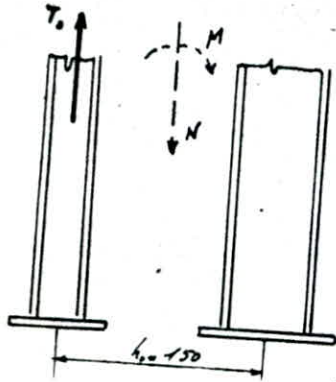
$$N_0' = \frac{202146 \cdot 10^2}{150} + 162721,3 \cdot \frac{103,22}{150} = 246732 \text{ kg}$$



$$N_0 = \frac{\overline{M}}{l_0} + N \cdot \frac{N_0'}{l_0}$$

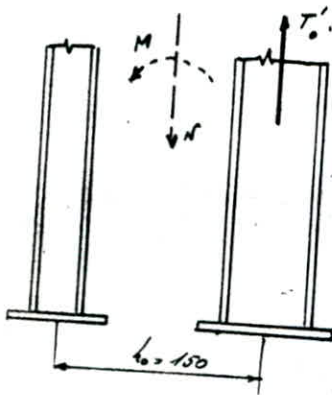
$$N_0 = \frac{159119 \cdot 10^2}{150} + 162721,3 \cdot \frac{46,78}{150} = 156826 \text{ kg}$$

Calcul des efforts de traction maximaux:



$$T_0 = \frac{M}{h_0} - N \cdot \frac{v_0}{h_0}$$

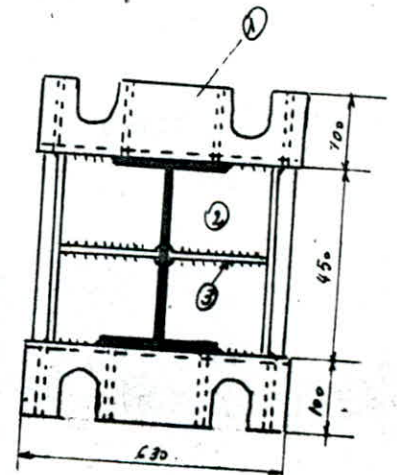
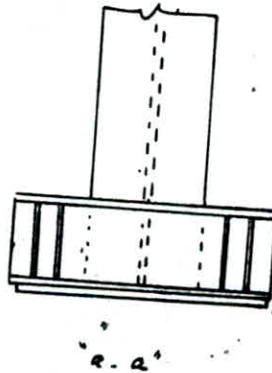
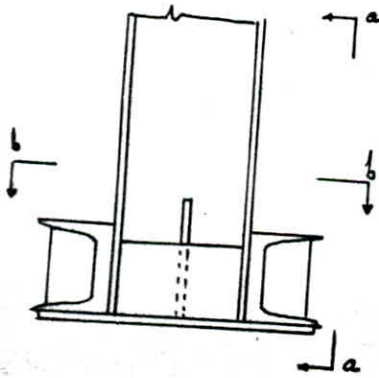
$$T_0 = \frac{191486 \cdot 10^2}{150} - 105522 \cdot \frac{103,22}{150} = 55045 \text{ kg}$$



$$T'_0 = \frac{M}{h_0} - N \cdot \frac{v'_0}{h_0}$$

$$T'_0 = \frac{157586 \cdot 10^2}{150} - 105522 \cdot \frac{46,78}{150} = 72149 \text{ kg}$$

① Etude de la base du profilé HEB 450



b-b'

a) Calcul de la platine:

Pour un béton dosé à 350 kg/m³ de ciment CPA 325 on a une contrainte admissible de compression: $\bar{\sigma}_c' = 1,2 \cdot 67,5 = 1,2 \times 1,2 \times 67,5 = 97,2 \text{ kg/cm}^2$

d = 1,2: majoration de contrainte admissible pour pression localisée

x 1,2: lorsqu'on a un contrôle du béton pendant la durée des travaux.

(d'après R. CM 66 annexe 15,721)

dimensions de la platine

on prend longueur $a = 63 \text{ cm}$

$$\text{largeur } b \geq \frac{N'_1}{\sigma'_b} = \frac{246738}{63,97,2} = 40,3 \text{ cm}$$

on prend $b = 60 \text{ cm}$

$$\text{contrainte dans le béton : } \sigma'_b = \frac{N'_1}{a \times b} = \frac{246738}{63 \times 60} = 65,27 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Pour calculer l'épaisseur de la platine, on divise celle-ci en plaques élémentaires délimitées par des raidisseurs.

- console ①

$$\text{moment : } M_c = \sigma'_b \cdot \frac{c^2}{2} = 65,27 \cdot \frac{(9,0)^2}{2} = 2643,44 \text{ kg.cm}$$



- plaque appuyée sur 4 cotés. ②

$$M_2 = \alpha \cdot \sigma'_b \cdot a^2$$

$$\frac{b'}{a} = \frac{32,1}{20} = 1,105 \rightarrow \alpha = 0,055$$

$$M_2 = 0,055 \cdot 65,27 \cdot (20)^2 = 1435,94 \text{ kg/cm}$$

on prend $M_{\max} = M_1 = 2643,44 \text{ kg.cm}$

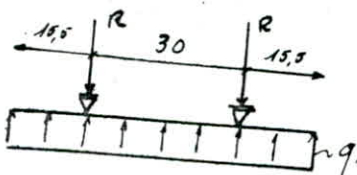
$$\text{épaisseur de la platine } e_p \geq \sqrt{\frac{6 M_{\max}}{r_e}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 2643,44}{2400}} = 2,57 \text{ cm}$$

on prend $e_p = 26 \text{ mm}$

• Calcul des Raidisseurs.

- Raidisseurs latéraux

(en profils UPN.)



$$q = \sigma'_b \times 20,05 = 65,27 \times 20,05 = 1308,66 \text{ kg/cm}$$

$$M_{\max} = M_a = \frac{q \times (45,5)^2}{2} = 1308,66 \cdot \frac{(45,5)^2}{2} = 157203,2 \text{ kg.cm}$$

$$W_{\text{néc}} = \frac{M_a}{r_a} = \frac{157203,2}{2400} = 65,5 \text{ cm}^3$$



on prend en profilé UPN 300, pour avoir un bon encastrement.

Caractéristique d'un profil UPN 300 :

$$h = 300 \text{ mm} ; B = 100 ; w_x = 535 ; E = 10 \text{ mm}$$



Vérification des Raidisseurs latéraux :

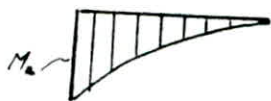
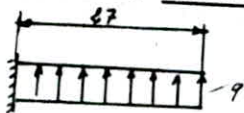
$$\sigma_M = \frac{M_a}{w_x} = \frac{157203,2}{535} = 293,83 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

$$\sigma = \frac{T}{A_a} = \frac{T}{h \cdot e} = \frac{R}{h \cdot e} = \frac{65,27 \cdot 2201,61}{2 \cdot 30 \cdot 1} = \frac{39314,13}{30 \cdot 1} = 1330,47 \text{ kg/cm}^2 < \frac{\sigma_c}{1,59}$$

$$\sqrt{\sigma_M^2 + 3\sigma^2} = \sqrt{(293,83)^2 + 3 \cdot (1330,47)^2} = 2323,1 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \sigma_c = 2760 \text{ kg/cm}^2$$

(vérifié)

Raidisseur Central. (3)



$$q = \sigma'_1 \cdot 22,5 = 65,27 \cdot 22,5 = 1468,57 \text{ kg}$$

$$M_a = \frac{q l^2}{2} = \frac{1468,57 \cdot (27)^2}{2} = 535293,76 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$R_a = 1468,57 \cdot 27 = 39651,4 \text{ kg}$$

hauteur du Raidisseur : $h_r = 50 \text{ cm}$

$$\text{épaisseur : } e_r \geq \frac{6 M_a}{h_r^2 \cdot \sigma_c} = \frac{6 \cdot 535293,76}{(50)^2 \cdot 2400} = 0,53 \text{ cm} = 5,3 \text{ mm}$$

on prend $e_r = 8 \text{ mm}$

Vérification

$$\sigma_M = \frac{M_a}{w_x} = \frac{535293,76}{\frac{96 \cdot 150^2}{6}} = 1605,88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{T}{A_a} = \frac{R_a}{h_r \cdot e_r} = \frac{39651,4}{50 \cdot 8} = 991,28 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sqrt{\sigma_M^2 + 3\sigma^2} = \sqrt{(1605,88)^2 + 3 \cdot (991,28)^2} = 2350,9 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \sigma_c$$

(vérifié)

Calcul des boulons d'ancrage.

Effort de traction max: $T_0 = 72149 \text{ kg}$

R.C.M.66 article: 4.122.1

$$\rightarrow 125 \cdot \frac{N}{A_r} \leq \sigma_c$$

N : effort de traction.

A_r : section Réduite du Boulon.

$$125 \cdot \frac{T_0}{4 \cdot A_r} \leq \sigma_c$$

(pour 4 boulons).

$$125 \cdot \frac{T_0}{4 \cdot \frac{\pi \phi_r^2}{4}} \leq \sigma_c \rightarrow \phi_r = \sqrt{\frac{125 T_0}{\pi \sigma_c}}$$

ϕ_r : diamètre Réduit

$$\phi_r = \sqrt{\frac{125 \cdot 72149}{\pi \cdot 2400}} = 3,45 \text{ cm} = 34,5 \text{ mm.}$$

Nous prendrons des boulons dont le diamètre de la tige sera: $\phi = 46 \text{ mm}$.

Verification:

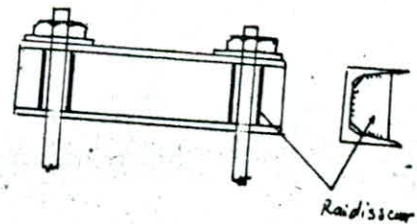
$$\frac{\sqrt{T_0^2 + 2,36 T^2}}{4 A_r} = \frac{\sqrt{(72149)^2 + 2,36 \cdot (15508)^2}}{33,39} = 2032,31 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

Calcul des Raidisseurs du profilé UPN 300.

on a 2 Raidisseurs. ; on prend une largeur de Raidisseur = 8 cm.

$$\text{épaisseur: } e_{pr} \geq \frac{72149}{1,6 \cdot 2400} = 0,469 \text{ cm}$$

on prend une épaisseur de Raidisseur: $e_{pr} = 8 \text{ mm}$.



Remarque:

L'effort horizontal: $H_{max} = 15508 \text{ kg}$ et inférieur à 0,36 fois l'effort vertical de compression ($15508 < 0,36 \cdot 246738 = 88825$) \rightarrow la transmission de l'effort Horizontal se fera par frottement de la platine sur le béton.

Calcul des cordons de soudure :

* Cordons Reliant les Raidisseurs au profilé HE13.450.

somme des longueurs de cordons: $\sum l_c = 4(50.1) + 4(30.1) = 312 \text{ cm}$.

$$\alpha a \geq \frac{N'_i}{0,75 \cdot \sum l_c \cdot \sigma_c} = \frac{246738}{0,75 \cdot 312 \cdot 2400} = 0,44 \text{ cm} = 4,4 \text{ mm}$$

$$\text{hauteur de cordons: } h_c \geq \frac{\alpha a}{0,7} = \frac{4,4}{0,7} = 6,28 \text{ cm}$$

on prend $h_c = 7 \text{ mm}$.

* Cordon de soudure des Raidisseurs des profilés UPN300

on a 8 Raidisseurs ; longueur d'un cordon: $l_c = 22 \text{ cm}$. $\rightarrow \sum l_c = 16 \cdot 22 = 352 \text{ cm}$
(16 cordons)

$$\alpha a \geq \frac{T'_i}{0,75 \cdot \sum l_c \cdot \sigma_c} = \frac{78149}{0,75 \cdot 352 \cdot 2400} = 0,113 \text{ cm}$$

Nous prendrons une hauteur de cordons: $h_c = 5 \text{ mm}$.

Ancrage des boulons dans le massif de fondation:

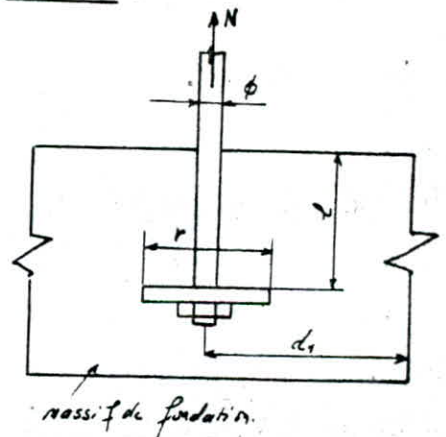
(RCM66 article: 5,123)

on prend $\phi = 46 \text{ mm}$.

dosage en ciment: $g_c = 350 \text{ kg/m}^3$.

$l = 80 \text{ cm} = 100 \text{ mm}$.

$r = 150 \text{ mm}$; $d_f = 200 \text{ mm}$.



effort Normal de traction admissible: \bar{N}

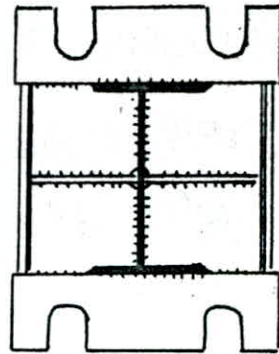
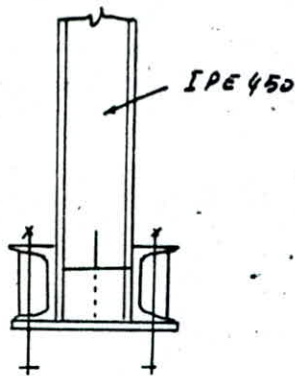
$$\bar{N} = 0,1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \frac{\phi l}{\left(1 + \frac{\phi}{d_f} \right)^2} + \frac{2g_c}{100} r^2 \left(1 - \frac{r}{d_f} \right)$$

$$\bar{N} = 0,1 \left(1 + \frac{7 \cdot 350}{1000} \right) \frac{46 \cdot 100}{\left(1 + \frac{46}{200} \right)^2} + \frac{2 \cdot 350}{100} (150)^2 \left(1 - \frac{150}{200} \right) = 47766 \text{ kg}$$

or l'effort de traction par boulon est $N_b = \frac{78149}{4} = 19537,25 \text{ kg}$

$N_b < \bar{N}$ (vérifié)

Base du profilé IPE 450.



Dimension de la platine.

on prend : longueur $a = 63 \text{ cm}$.

$$\text{largeur : } b \geq \frac{N_0}{a \bar{\sigma}_b} = \frac{156826}{63 \cdot 97,2} = 25,61 \text{ cm}$$

on prend : $b = 40 \text{ cm}$.

$$\text{contrainte dans le béton : } \sigma'_b = \frac{N'_0}{a \cdot b} = \frac{156826}{63 \cdot 40} = 62,23 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

épaisseur de la platine : nous prendrons la même épaisseur que pour le HEB.

$$\rightarrow e_p = 26 \text{ mm}$$

Moment maximal dans la platine :

$$M = \bar{\sigma}'_b \frac{(l_0)^2}{2} = 62,23 \cdot \frac{1^2}{2} = 1991,36 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Vérification de la platine :

$$\sigma = \frac{M}{W_p} = \frac{M}{\frac{1 \cdot e_p^2}{6}} = \frac{1991,36}{\frac{1 \cdot (26)^2}{6}} = 1767,47 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c \text{ (vérifié)}$$

Vérification des Raidisseurs.

Raidisseurs latéraux (UPN 300).

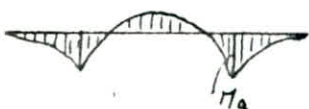


$$q = \bar{\sigma}'_b \cdot 20,05 = 62,23 \cdot 20,05 = 1247,71 \text{ kg/cm}$$

$$M_a = \frac{q (10,5)^2}{2} = 68780 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$R = \frac{q \cdot 40}{2} = 24954,2 \text{ kg}$$

(H)



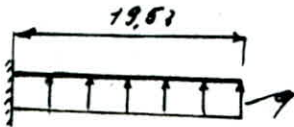
$$\sigma_M = \frac{M_a}{W_x} = \frac{68710}{535} = 128,56 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

$$\tau = \frac{T}{A_n} = \frac{R}{k \cdot e} = \frac{24954,2}{20,1} = 831,1 \text{ kg/cm}^2 < \frac{\sigma_c}{1,54}$$

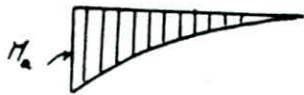
$$\sqrt{\sigma_M^2 + 3\tau^2} = \sqrt{(128,56)^2 + 3(831,1)^2} = 1446,45 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \sigma_c$$

(vérifié)

Raidisseur central.



$$q = \sigma_c \cdot 22,5 = 62,23 \cdot 22,5 = 1400 \text{ kg/cm}$$



$$M_a = \frac{q l^2}{2} = 1400 \cdot \frac{(19,53)^2}{2} = 266999,6 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$R_a = q \cdot 19,53 = 27342 \text{ kg}$$

on prend: une épaisseur $e_r = 8 \text{ mm}$

une hauteur $h_r = 500 \text{ mm}$.

$$\sigma_M = \frac{M_a}{W_x} = \frac{M_a}{\frac{e_r h_r}{6}} = \frac{266999,6}{\frac{8 \cdot (50)^2}{6}} = 801 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

$$\tau = \frac{T}{A_n} = \frac{R_a}{h_r \cdot e_r} = \frac{27342}{50 \cdot 8} = 683,55 \text{ kg/cm}^2 < \frac{\sigma_c}{1,54}$$

$$\sqrt{\sigma_M^2 + 3\tau^2} = \sqrt{(801)^2 + 3(683,55)^2} = 1429,44 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \sigma_c$$

(vérifié)

Boulons d'ancrage.

on prendra 4 boulons $\phi = 46 \text{ mm}$.

effort de traction maximal:

$$T_0 = 55045 \text{ kg}$$

Vérification:

$$\frac{1,25 \cdot T_0}{4 \cdot A_r} = \frac{1,25 \cdot 55045}{4 \cdot 9,34} = 1841,7 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

$$\frac{\sqrt{T_0^2 + 236 T_0^2}}{4 A_r} = \frac{\sqrt{55045^2 + 236 (15508)^2}}{3739} = 1604,15 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

Soudure:

cordons reliant les raidisseurs à la membrane

$$\Sigma l_c = 312 \text{ cm}$$

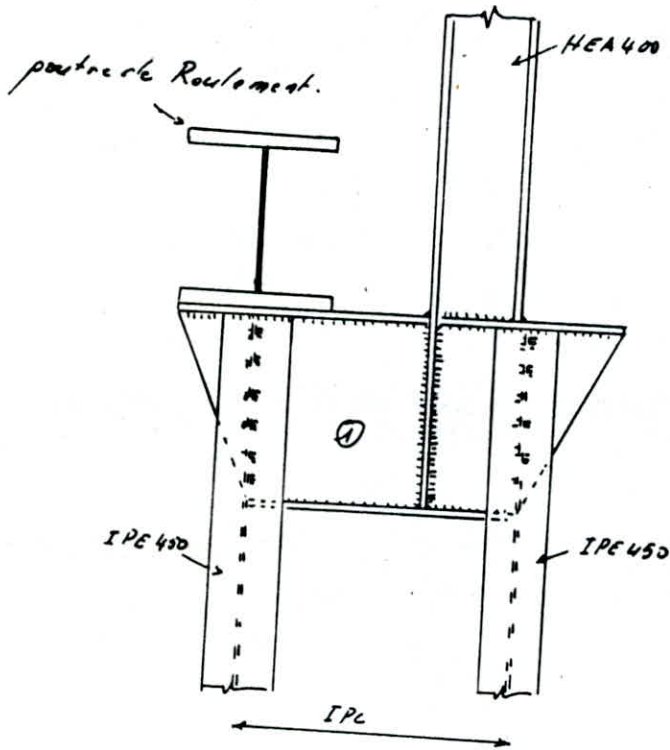
$$a \geq \frac{N_0}{0,75 \cdot \Sigma l_c \cdot \sigma_a} = \frac{156826}{0,75 \cdot 312 \cdot 2400} = 0,27 \text{ cm}$$

on prend $a = 35 \text{ mm}$.

→ hauteur de cordon $h_c = 5 \text{ mm}$.

Assemblage des parties du poteau.

1) Assemblage : partie supérieure avec la partie centrale.



Calcul de la plaque ①.

$$N_1 = \frac{M_{max}}{e} + N_{corr} = \frac{50915}{0,4} + 1000,5 = 128288 \text{ kg.}$$

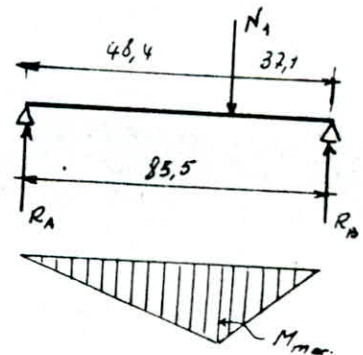
$$\text{moment: } M_{max} = \frac{128288 \times 48,4 \times 37,1}{85,5} = 2694258 \text{ kg.}$$

$$R_A = \frac{N_1 \cdot 37,1}{85,5} = 55666,41 \text{ kg.}$$

$$R_B = \frac{N_1 \cdot 48,4}{85,5} = 72622 \text{ kg.}$$

$$W_{necessaire} = \frac{M}{\sigma_e} = 1122,6 \text{ cm}^3.$$

La partie ① sera calculée comme une section en I



$$z_c = 25,83 \text{ cm}$$

$$I_x = 69480,78 \text{ cm}^4 ; w_x = \frac{I_x}{z_c} = \frac{69480,78}{25,83} = 2229 \text{ cm}^3$$

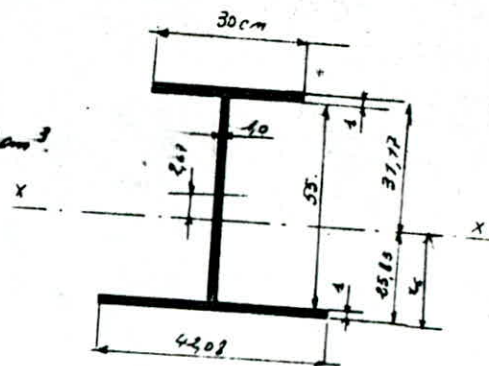
Vérification:

$$\sigma_M = \frac{M}{w_x} = \frac{2694258}{2229} = 1208,73 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

$$C = \frac{I}{A_a \cdot e_a} = \frac{72622}{1,55} = 1320,4 \text{ kg/cm}^2 < \frac{\sigma_c}{1,58}$$

$$\sqrt{\sigma_M^2 + 3C^2} = \sqrt{(1208,73)^2 + 3 \cdot (1320,4)^2} = 2586,76 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \sigma_c = 2760 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul des cordons de soudure.



(Vérifié)

* Cordons reliant le profilé HEA 400 à la plaque verticale.

on a 4 cordons. → somme des longueurs de cordons: $\Sigma l_c = 4 \cdot (55 - 1) = 216 \text{ cm}$

ce sont des cordons exécutés en chantier:

$$\frac{1,2 N}{0,75 \cdot d_a \cdot \Sigma l_c} \leq \sigma_c \rightarrow d_a \geq \frac{1,2 \cdot 128288}{0,75 \cdot 216 \cdot 2400} = 0,396 \text{ cm}$$

on prend $d_a = 5 \text{ mm}$ → hauteur de cordon: $h_c = 7 \text{ mm}$

* cordons reliant le profilé IPE 450 à la plaque verticale (sous la patte de Roulement)

$$\Sigma l_c = 4 \cdot (55 - 1) = 216 \text{ cm}, \text{ on prend } d_a = 5 \text{ mm}$$

$$\text{effort } N = R_A + R_{\text{patte de Roulement}} = 55666,48 + \frac{3}{2} \cdot 68906,25 = 159026 \text{ kg}$$

on prend $d_a = 5 \text{ mm}$

$$\sigma = \frac{N}{0,75 \cdot d_a \cdot \Sigma l_c} = \frac{159026}{0,75 \cdot 0,5 \cdot 216} = 1963,68 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

* cordons reliant le profilé IPE 450 à la plaque verticale c. B.

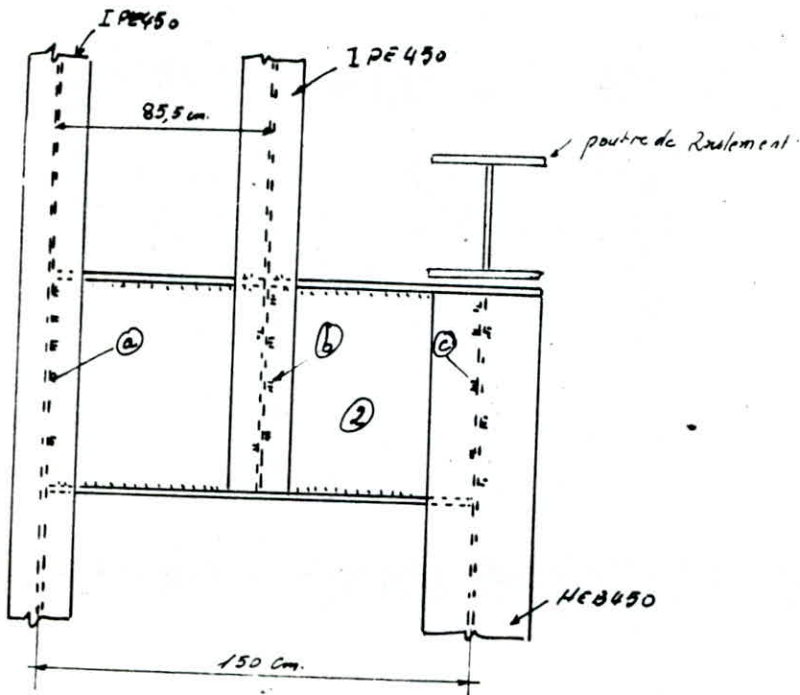
$$\Sigma l_c = 216 \text{ cm}$$

$$\text{effort } N = R_B + R_{\text{ferme de 99 m}} = 72621,57 + 8489 = 81110,52 \text{ kg}$$

on prend $d_a = 5 \text{ mm}$

$$\sigma = \frac{N}{0,75 \cdot d_a \cdot \Sigma l_c} = \frac{81110,52}{0,75 \cdot 0,5 \cdot 216} = 1007,36 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

2) Assemblage : partie centrale avec la partie inférieure.



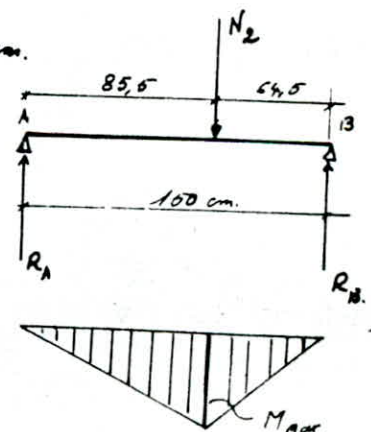
$$N_2 = \frac{M}{h_2} + \frac{N}{2} = \frac{89461}{0,855} + \frac{108377}{2} = 158822,0 \text{ kg}$$

$$\text{moment : } M_{AV} = \frac{158822 \times 85,5 \times 64,5}{150} = 5839063 \text{ kg.cm}$$

$$R_A = \frac{158822 \times 64,5}{150} = 68293,46 \text{ kg}$$

$$R_B = \frac{158822 \times 85,5}{150} = 90528,54 \text{ kg}$$

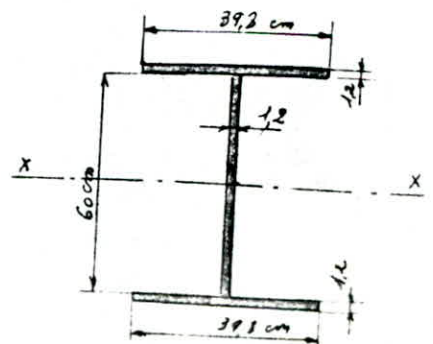
$$w_{\text{néc}} = \frac{M}{\sigma_e} = \frac{5839063}{2400} = 2433 \text{ cm}^3$$



Les plaques de liaison seront calculer comme une section en I.

$$I_x = 111052,56 \text{ cm}^4$$

$$w_x = \frac{I_x}{v} = 3559,37 \text{ cm}^3$$



Verification:

$$\sigma_M = \frac{M}{W_x} = \frac{5939063}{3559,39} = 1640,4 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

$$\sigma = \frac{T}{A_a} = \frac{R_B}{e_a h_a} = \frac{90528,54}{1,2 \times 60} = 1257,39 \text{ kg/cm}^2 < \frac{\sigma_c}{1,54}$$

$$\sqrt{\sigma_M^2 + 3\sigma^2} = \sqrt{(1640,4)^2 + 3 \cdot (1257,39)^2} = 2726 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \sigma_c$$

Calcul des cordons de soudure:

(vérifié)

* Cordon (A)

on a 2 cordons: $\Sigma l_c = 2(60-1) = 118 \text{ cm}$

effort $N = R_A = 68293,46 \text{ kg}$

$$a \geq \frac{N}{0,75 \Sigma l_c \cdot \sigma_c} = \frac{68293,46}{0,75 \cdot 118 \cdot 2400} = 0,32 \text{ cm}$$

on prend $a = 4 \text{ mm}$

* cordons (B)

on a 4 cordons: $\Sigma l_c = 4(60-1) = 236 \text{ cm}$

effort $N = N_2 = 158822 \text{ kg}$

on prend $a = 4 \text{ mm}$

$$\sigma = \frac{158822}{0,75 \cdot 0,4 \cdot 236} = 2243,24 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

(vérifié)

* Cordons (C)

on a 4 cordons: $\Sigma l_c = 236 \text{ cm}$

effort $N = R_B + R_{\text{poutre de Roulement}} = 90528,54 + \frac{3}{2} 34834 = 142779,54 \text{ kg}$

on prend $a = 4 \text{ mm}$

$$\sigma = \frac{142779,54}{0,75 \cdot 0,4 \cdot 236} = 2016,66 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

(vérifié)

CHAPITRE 6

ETUDE DES
CONTREVENTEMENTS

Contreventements

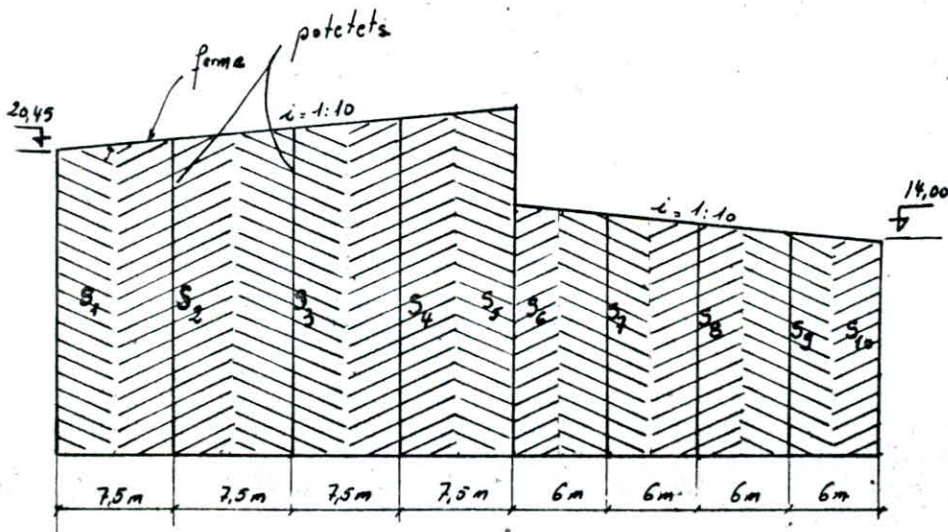
Les contreventements sont les éléments d'une charpente destinés à assurer la stabilité d'un bâtiment sous l'action des charges horizontales longitudinales (vent, forces de freinage des ponts roulants...)

I Contreventement du comble

Nous avons un contreventement transversal du comble constitué de 2 nappes (la 1^{ère} reliée aux membrures supérieures des fermes, la 2^{ème} reliée aux membrures inférieures)

1.1 Détermination des forces sollicitant les contreventements.

• Calcul des surfaces des pignons frappés par le vent revenant aux poteaux et potelets.



$$S_1 = \frac{20,45 + 20,625}{2} \times 7,5 = 76,64 \text{ m}^2$$

$$S_3 = \frac{21,375 + 22}{2} \times 7,5 = 162,64 \text{ m}^2$$

$$S_5 = \frac{23,075 + 23,45}{2} \times 7,5 = 87,23 \text{ m}^2$$

$$S_7 = \frac{16,1 + 15,5}{2} \times 6 = 94,8 \text{ m}^2$$

$$S_9 = \frac{14,9 + 14,3}{2} \times 6 = 87,6 \text{ m}^2$$

$$S_2 = \frac{20,625 + 21,375}{2} \times 7,5 = 157,5 \text{ m}^2$$

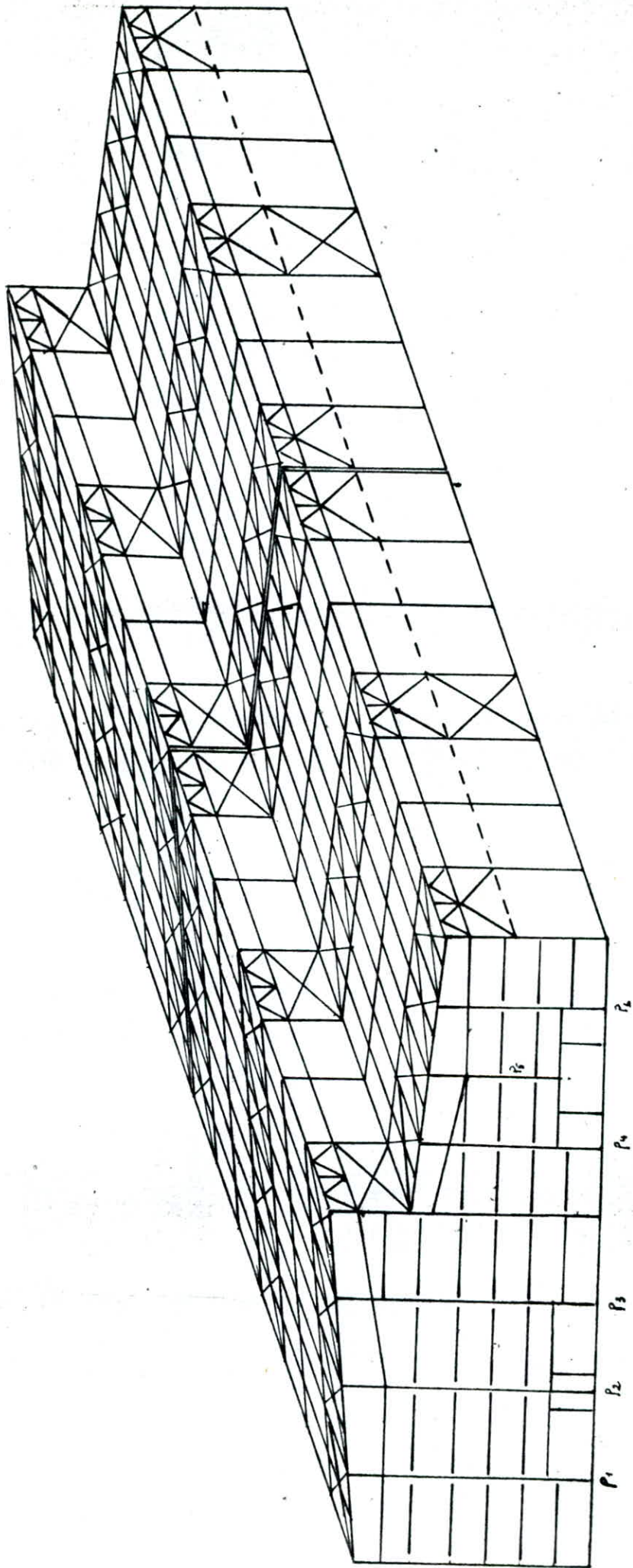
$$S_4 = \frac{22,825 + 23,075}{2} \times 7,5 = 170,25 \text{ m}^2$$

$$S_6 = \frac{16,1 + 16,4}{2} \times 6 = 48,75 \text{ m}^2$$

$$S_8 = \frac{15,5 + 14,9}{2} \times 6 = 91,2 \text{ m}^2$$

$$S_{10} = \frac{14,3 + 14}{2} \times 6 = 42,45 \text{ m}^2$$

Contreventement.



• action du vent sur les pignons.

$$\text{Vent Extrême : } q = \text{Vent} \cdot c_{pe} \cdot k_s \cdot k_m \cdot S = 1,28 \cdot c_{pe} \cdot k_s \cdot k_m \cdot S.$$

$$q = 1,28 \cdot 1,006 \cdot 125 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,71 = 110,71 \text{ kg/m}^2.$$

• Forces appliquées aux nœuds poteaux (potelote) - ferme.

$$F_1 = \frac{S_1 q}{2} = \frac{76,64 \cdot 110,71}{2} = 4243 \text{ kg}$$

$$F_2 = \frac{S_2 q}{2} = \frac{157,5 \cdot 110,71}{2} = 8719 \text{ kg}$$

$$F_3 = \frac{S_3 q}{2} = \frac{162,64 \cdot 110,71}{2} = 9008 \text{ kg}$$

$$F_4 = \frac{S_4 q}{2} = \frac{170,25 \cdot 110,71}{2} = 9425 \text{ kg}$$

$$F_5 = \frac{S_5 q}{2} = \frac{87,23 \cdot 110,71}{2} = 4829 \text{ kg}$$

$$F_6 = \frac{S_6 q}{2} = \frac{48,75 \cdot 110,71}{2} = 2699 \text{ kg}$$

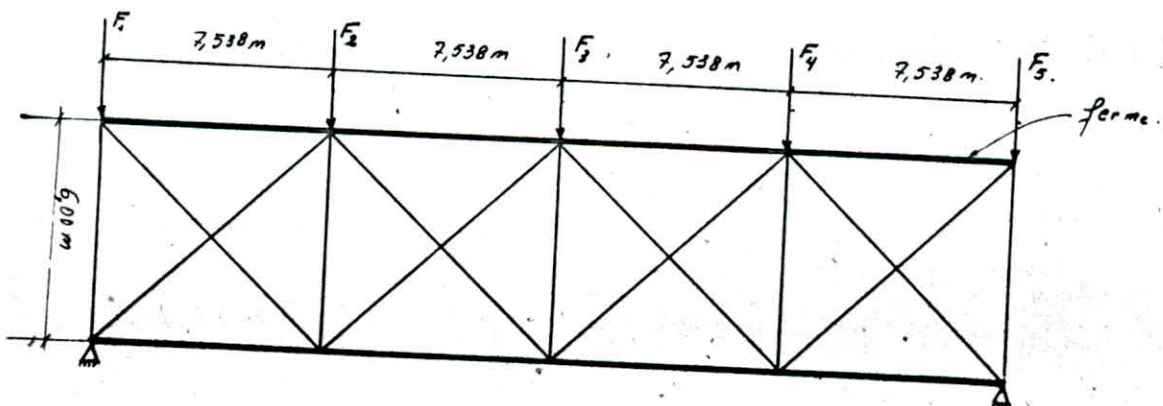
$$F_7 = \frac{S_7 q}{2} = \frac{94,8 \cdot 110,71}{2} = 5348 \text{ kg}$$

$$F_8 = \frac{S_8 q}{2} = \frac{91,8 \cdot 110,71}{2} = 5049 \text{ kg}$$

$$F_9 = \frac{S_9 q}{2} = \frac{87,6 \cdot 110,71}{2} = 4849 \text{ kg}$$

$$F_{10} = \frac{S_{10} q}{2} = \frac{42,45 \cdot 110,71}{2} = 2350 \text{ kg}$$

1. 2 Contreventement transversal du versant de 30 m de portée.
il sera calculé comme une poutre en treillis:



Les membrures de la poutre en treillis sont constituées par les fermes, les montants par les pannes et les diagonales par les barres de contreventement. Pour le calcul des barres de contreventement, on comptera uniquement sur les barres sollicitées à la traction (les barres comprimées étant trop élancées ne supporteraient pas l'effort de compression).

Pour le calcul des efforts des barres, on utilise la méthode de CRÉMONA

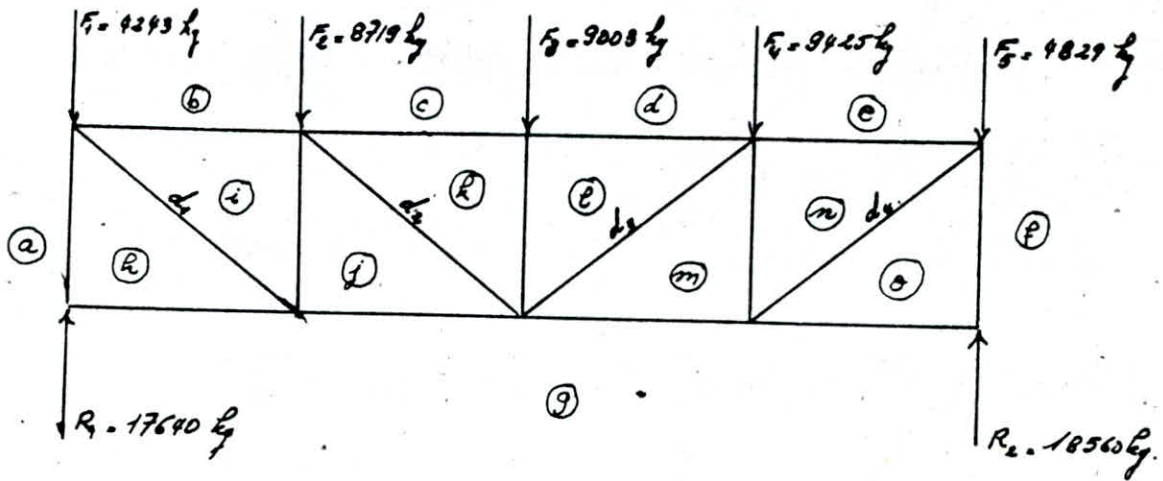
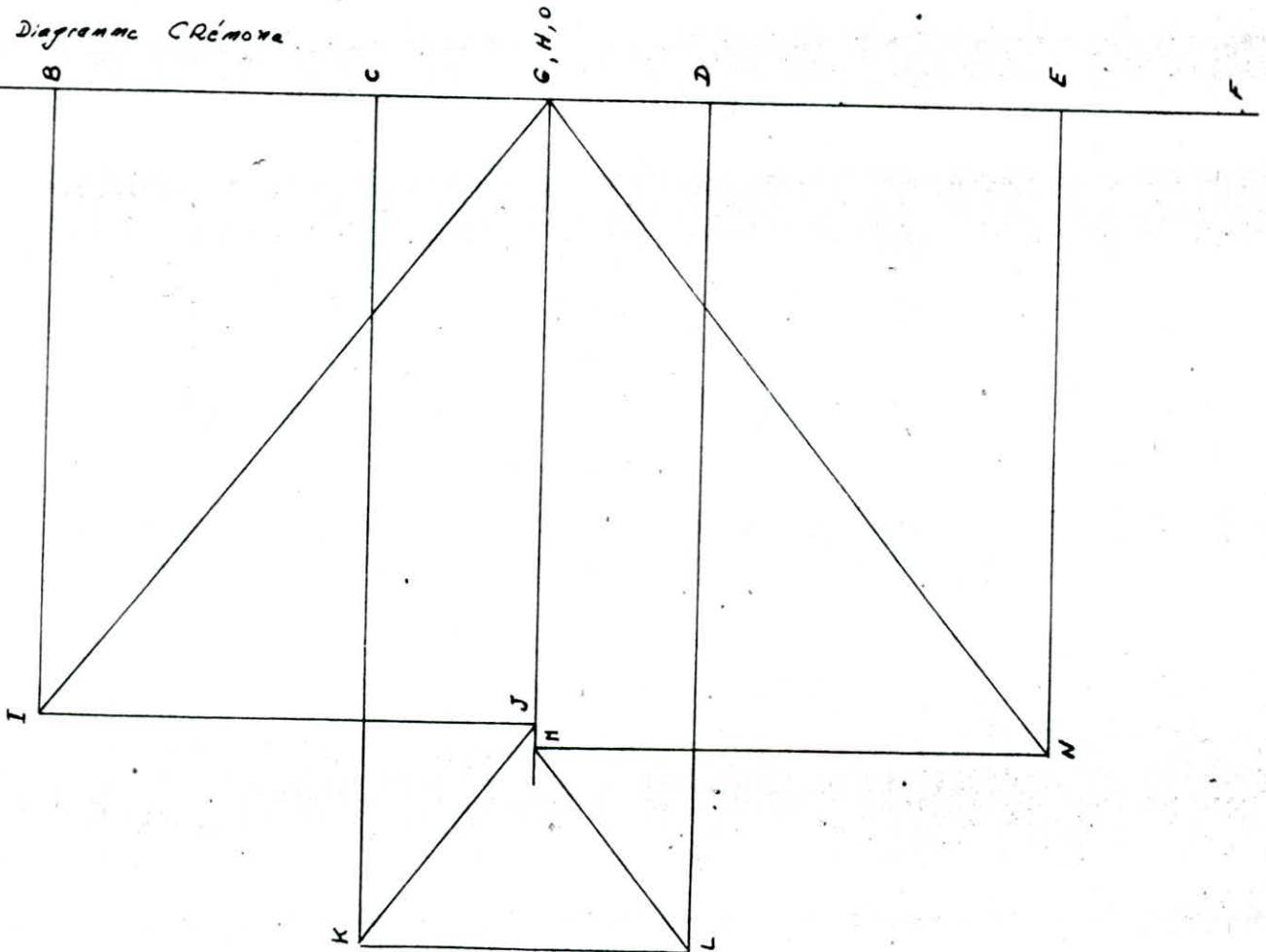


Diagramme CRÉMONA



efforts de traction dans les diagonales, donnés par la méthode de crémona

$$d_1 = + 21400 \text{ kg}$$

$$d_2 = + 7700 \text{ kg}$$

$$d_3 = + 7000 \text{ kg}$$

$$d_4 = + 22400 \text{ kg}$$

Dimensionnement des diagonales.longueur des barres $l_0 = 9,63 \text{ m}$ effort de traction maximal $N_{\max} = +22400 \text{ kg}$ d'écartement limite $\lambda_e = 400$ longueur de flambement: $l_{x2} = 0,8 l_0$; $l_{y1} = 1,0 l_0$

$$i_x = \frac{l_{x2}}{\lambda_e} = \frac{0,8 l_0}{\lambda_e} = \frac{0,8 \cdot 9,63}{400} = 1,926 \text{ cm}$$

$$i_y = \frac{l_{y1}}{\lambda_e} = \frac{1,0 l_0}{\lambda_e} = \frac{9,63}{400} = 2,4 \text{ cm}$$

on adopte une cornière : L 80 x 80 x 8

 $\rightarrow i_x = i_y = 2,43 \text{ cm}$; section: $A = 12,3 \text{ cm}^2$ Vérification:

$$\lambda_x = \frac{l_{x2}}{i_x} = \frac{0,8 \cdot 9,63}{2,43} = 317 < \lambda_e$$

$$\lambda_y = \frac{l_{y1}}{i_y} = \frac{9,63}{2,43} = 396 < \lambda_e$$

$$\sigma = \frac{N_{\max}}{A} = \frac{22400}{12,3} = 1821,13 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

(vérifié)

Moments intermédiaires (pour nappe inférieure) $N_{\max} = -13800 \text{ kg}$ (compression) ; $l_0 = 600 \text{ cm}$

on adopte 2 cornières : 2L 90 x 90 x 9

$$i_x = 2,73 \quad i_y = 3,91 \quad ; \quad A = 2 \cdot 15,5 = 31 \text{ cm}^2$$

$$\lambda_x = \frac{l_0}{i_x} = \frac{600}{2,73} = 219,82$$

$$\lambda_y = \frac{l_0}{i_y} = \frac{600}{3,91} = 154$$

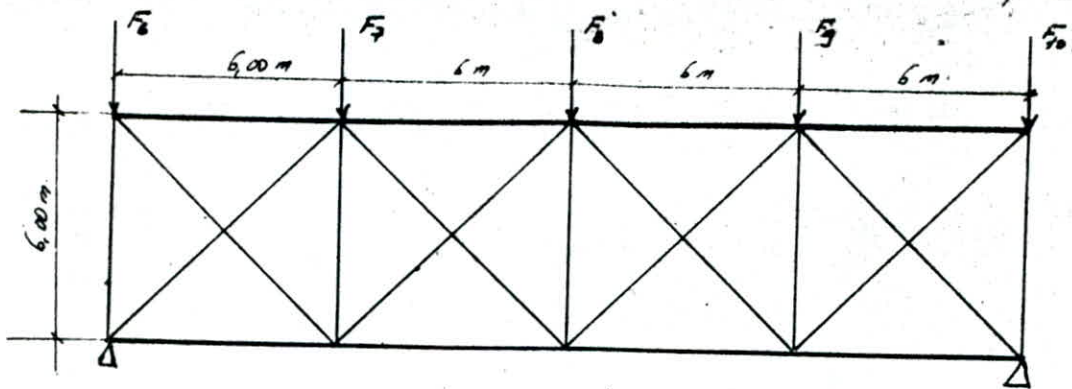
$$\rightarrow \lambda_{\max} = 219,82 \rightarrow R_x = 4,93$$



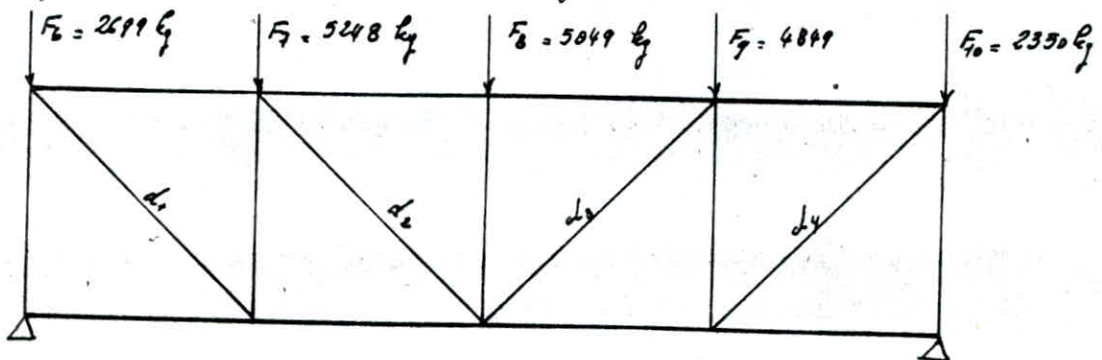
$$\sigma = k \cdot \frac{N_{\max}}{A} = 4,93 \cdot \frac{13800}{31} = 2199,64 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

(vérifié)

1-3. Contreventement transversal du versant de 24 m de portée.



On comptera uniquement sur les diagonales tendues



Effort de traction dans les diagonales, donnés par la méthode de Cremona.

$$d_1 = 10700 \text{ kg}$$

$$d_2 = 3220 \text{ kg}$$

$$d_3 = 3620 \text{ kg}$$

$$d_4 = 10200 \text{ kg}$$

longueur des diagonales: $l = 848,5 \text{ cm}$.

Dimensionnement des diagonales:

$N_{\max} = 10700 \text{ kg}$; d'ancrage limite: $\lambda_e = 400$.

$$i_x = \frac{l_e}{\lambda_e} = \frac{98l}{\lambda_e} = \frac{98 \times 848,5}{400} = 1697 \text{ cm}$$

$$i_y = \frac{l_e}{\lambda_e} = \frac{l}{\lambda_e} = \frac{848,5}{400} = 2,12 \text{ cm}$$

on prend une cornière L 80 x 80 x 8 $\rightarrow i_x = i_y = 2,43$.

Vérification:

$$\lambda_x = \frac{98 \times 848,5}{2,43} = 279,3$$

$$\lambda_y = \frac{848,5}{2,43} = 349,17$$

$$\lambda_{\max} = 349,17 < \lambda_e = 400$$

$$\sigma = \frac{N_{\max}}{A} = \frac{10700}{123} = 869,91 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c \quad (\text{vérifié})$$

II Contreventement des pignons.

2-1. Calcul des lisses de 7,5 m de portée.

Les lisses sont soumises à leur poids propre et à la surcharge horizontale du vent.

* poids propre = 45 kg/ml.

* poids propre du bardage en

tôles nervurées : $25 \times 3 = 75 \text{ kg/ml}$.

* action du Vent :

. Vent Normal : $q_{vn} = 1,24 \times 1,006 \times 1 \times 1 \times 0,71 \times 71 \times 3 = 188,65 \text{ kg/m}^2$

. Vent Extrême : $q_{vext} = 1,24 \times 1,006 \times 1 \times 1 \times 0,71 \times 125 \times 3 = 332,13 \text{ kg/m}^2$

$$M_y = \frac{4}{3} \frac{q l^2}{8} = \frac{4}{3} \frac{(45+75) (7,5)^2}{8} = 1125 \text{ kg.m.}$$

$$M_z = \frac{3}{8} \frac{q_v l^2}{8} = \frac{3}{2} \frac{188,65 (7,5)^2}{8} = 1989,66 \text{ kg.m.}$$

$$W_{red} = \frac{M_z + k M_y}{\sigma_c} = \frac{1989,66 \times 10^3 + 7 \times 1125 \times 10^3}{2400} = 411 \text{ cm}^3$$

on prend un IPE 270.

avec : $W_x = 429 \text{ cm}^3$; $W_y = 62,3 \text{ cm}^3$; $P = 36,1 \text{ kg/ml}$.

$I_x = 5790 \text{ cm}^4$; $I_y = 420 \text{ cm}^4$

Vérification de la résistance :

$$M_y = \frac{4}{3} \frac{(36,1+75) (7,5)^2}{8} = 1047,56 \text{ kg.m.}$$

$$\sigma = \frac{M_z}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{1989,66 \cdot 10^3}{429} + \frac{1047,56}{62,3} = 2138,32 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c \quad (\text{vérifié})$$

Combinaison avec le vent extrême :

$$M_y = \frac{(36,1+75) (7,5)^2}{8} = 781,47 \text{ kg.m.}$$

$$M_z = \frac{332,13 (7,5)^2}{8} = 2335,29 \text{ kg.m.}$$

$$\sigma = \frac{M_z}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = 1800,25 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c \quad (\text{vérifié})$$

Vérification de la flèche :

$$f_x = \frac{5q_x l^4}{384 EI_x} = \frac{5 \times 33213 \cdot (7,5)^4 \cdot 10^6}{384 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 5790} = 1,12 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5q_y l^4}{384 EI_y} = \frac{5 \times 111,1 \times (7,5)^4 \cdot 10^6}{384 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 420} = 5,18 \text{ cm}$$

or flèche admissible: $f_a = \frac{l}{200} = \frac{750}{200} = 3,75 \text{ cm}$

→ le profilé choisi IPE 270 ne convient pas.

on prend un profilé: IPE 330

$$I_x = 11770 \text{ cm}^4 ; I_y = 788 \text{ cm}^4 \quad p = 49,1 \text{ kg/m}$$

$$f_x = \frac{5q_x l^4}{384 EI_x} = \frac{5 \cdot 33213 \cdot (7,5)^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 11770} = 0,55 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5q_y l^4}{384 EI_y} = \frac{5 \cdot (49,1 + 75) \cdot (7,5)^4}{384 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 788} = 3,089 \text{ cm}$$

flèche totale :

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = 3,13 \text{ cm} < f_a = 3,75 \text{ cm} \quad (\text{vérifié})$$

→ le profilé: IPE 330 convient.

2.2. Calcul des lisses de 6,00 mètres de portée.

• poids propre = 45 kg/m

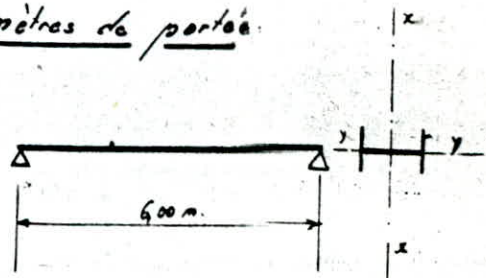
• poids propre du bardage: $25 \times 3 = 75 \text{ kg/m}$

• Vent Normal: $q_{vn} = 188,65 \text{ kg/m}$

Vent Extrême $q_{vot} = 332,13 \text{ kg/m}$

$$M_y = \frac{4}{3} \frac{q l^2}{8} = \frac{4}{3} \frac{(45+75)}{8} (6)^2 = 720 \text{ kg.m}$$

$$M_x = \frac{3}{2} \frac{q_{vn} l^2}{8} = \frac{3}{2} \frac{188,65 (6)^2}{8} = 1273,38 \text{ kg.m}$$



$$W_{sacé} = \frac{M_x + K M_y}{\sigma_c} = \frac{1273,38 \cdot 10^2 + 7 \cdot 720 \cdot 10^2}{2400} = 263 \text{ cm}^3$$

on prend un profilé: IPE 270.

$$W_x = 429 \text{ cm}^3 \quad ; \quad W_y = 632 \text{ cm}^3 \quad \rho = 36,1 \text{ kg/m}^3$$

$$I_x = 5790 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_y = 420 \text{ cm}^4$$

Vérification de résistance.

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{1273,38 \cdot 10^2}{429} + \frac{720 \cdot 10^2}{632} = 1459,38 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c \quad (\text{vérifié})$$

Combinaison avec le vent Extrême :

$$M_y = \frac{(36,1 + 75) \cdot 6^2}{8} = 499,95 \text{ kg.m}$$

$$M_x = \frac{332,13}{8} \cdot (6)^2 = 1494,58 \text{ kg.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_y = 499,95 \text{ kg.m} \\ M_x = 1494,58 \text{ kg.m} \end{array} \right\} \rightarrow \sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = 1152,16 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c \quad (\text{vérifié})$$

Vérification de la flèche :

$$f_x = \frac{5 q_x l^4}{384 E I_x} = \frac{5 \times 332,13 \times 10^6 \cdot 6^4}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 5790} = 0,46 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5 q_y l^4}{384 E I_y} = \frac{5 (36,1 + 75) \cdot 6^4 \cdot 10^6}{384 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 420} = 2,12 \text{ cm}$$

flèche total :

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = 2,169 \text{ cm}$$

$$\text{flèche admissible: } f_a = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f < f_a \quad (\text{vérifié})$$

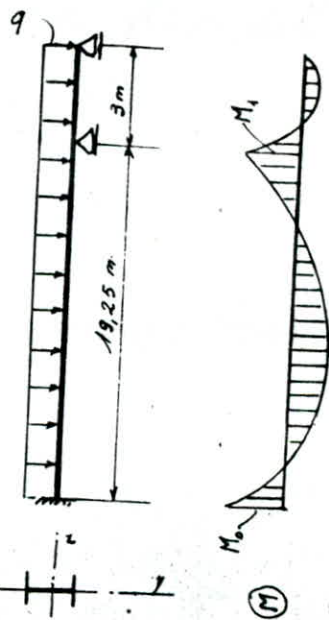
2.3. Calcul du potelet p_s

Les potelets seront soumis à un effort de compression due aux charges verticales dues au poids propre, du bardage et des réactions dues aux poids propres des lisses et aux charges horizontales du vent.

- charges dues aux lisses : $6 \times 49,1 \times 7,5 = 2209,5 \text{ kg}$
- poids propre du potelet = $125 \times 23,5 = 2937,5 \text{ kg}$
- poids propre du bardage : $25 \times 54 = 25 \times 170,25 = 4256,25 \text{ kg}$
- Vent Normal : $q_n = 1,24 \times 1,006 \times 1 \times 1 + 0,71 \times 71 \times 7,5 = 471,62 \text{ kg/m}$
- Vent Extrême : $q_{\text{Vent}} = 1,24 \times 1,006 \times 1 \times 1 + 0,71 \times 125 \times 7,5 = 830,32 \text{ kg/m}$

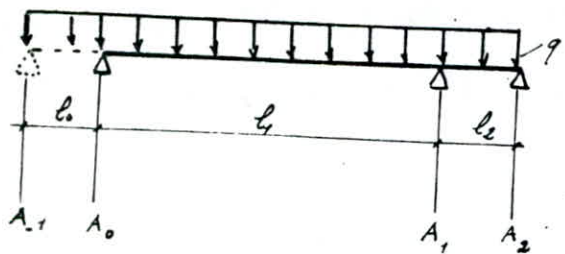
Schéma statique.

Le potelet sera encastré à sa base et articulé sur les membrures de la ferme.



Pour le calcul des moments sur appuis on utilise la formule des 3 moments.

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = -\frac{q_i l_i^3}{4} - \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}$$



on applique 2 fois la formule des 3 moments et on fait tendre l_2 vers zéro ($l_2 \rightarrow 0$)

$$M_0 + 2M_1(l_0 + l_1) + M_2 l_1 = -\frac{q l_0^3}{4} - \frac{q l_1^3}{4}$$

$$(I) \begin{cases} 2M_0 l_1 + M_1 l_1 = -\frac{q l_1^3}{4} \\ M_0 l_1 + 2M_1(l_0 + l_1) + \cancel{M_2 l_1} = -\frac{q l_0^3}{4} - \frac{q l_1^3}{4} \end{cases}$$

La résolution du système d'équation (I) donne.

$$(M_2 = 0)$$

$$M_0 = -15771 \text{ kg.m}$$

$$M_1 = -12150 \text{ kg.m}$$

Calcul du moment au travée:

$$M_x = M + M_0 + \frac{M_1 - M_0}{l_1} x$$

$$M = R_A x - \frac{q x^2}{2}$$

$$M_x = R_A x - \frac{q x^2}{2} + M_0 + \frac{M_1 - M_0}{l_1} x = R_A x - \frac{q x^2}{2} + M_0 \frac{l_1 - x}{l_1} + \frac{M_1 x}{l_1}$$

Moment maximal en travée: M_{Tmax}

$$\frac{dM_x}{dx} = R_A - qx + \frac{M_1 - M_0}{l_1} = 0 \rightarrow x = \frac{1}{q} \left(R_A + \frac{M_1 - M_0}{l_1} \right) = 9,22 \text{ m}$$

$$M_{Tmax} = M_x(x=9,22) = 4539,34 \times 9,22 - \frac{471,62 \times (9,22)^2}{2} - \frac{15771(19-9,22)}{19,25} - \frac{12150 \times 9,22}{19,25}$$

$$M_{Tmax} = 7770,2 \text{ kg.m}$$

on choisit un profilé métallique: HEA 360.

de caractéristiques:

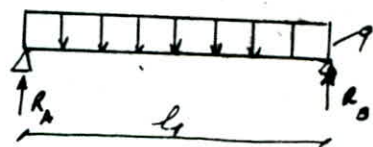
$$I_x = 33090 \text{ cm}^4 \quad ; \quad w_x = 1890 \text{ cm}^3$$

$$A = 142 \text{ cm}^2 \quad ; \quad i_x = 15,2 \text{ cm}$$

longueur de flambement du potelet:

$$l_f = 0,7 l_1 = 13,475 \text{ m} = 1347,5 \text{ cm}$$

$$\text{élancement} : \lambda = \frac{l_f}{i_x} = \frac{1347,5}{15,2} = 88,65$$



$$R_A = \frac{q l_1}{2} = 4539,34 \text{ kg}$$

Travée isostatique de comparaison.

Vérification de la résistance:

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{4 \cdot 9248}{142} = 86,83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda = 88,65 \rightarrow \sigma_R = 2637 \text{ kg/cm}^2 = 2637 \text{ kg/m}^2$$

$$\mu = \frac{\sigma_R}{\sigma} = \frac{2637}{86,83} = 30,37$$

$$k_x = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,3} = \frac{30,37 - 1}{30,37 - 1,3} = 1,010$$

$$k_f = \frac{\mu + 903}{\mu - 1,3} = \frac{30,37 + 903}{30,37 - 1,3} = 1,0457$$

contrainte de flexion: $\sigma_f = \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{3}{2} \frac{15771 \cdot 10^2}{1890} = 1251,66 \text{ kg/cm}^2$

$$k_x \sigma + k_f \sigma_f = 1,01 \cdot 86,83 + 1,0457 \cdot 1251,66 = 1396,56 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c \text{ (vérifié)}$$

Vérification de la flèche:

$$f = \frac{q l^4}{185 EI_x} = \frac{471,62 \times (19,25)^4 \cdot 10^6}{185 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 33090} = 5,037 \text{ cm}$$

flèche admissible: $f_a = \frac{l}{300} = \frac{19,25}{300} = 6,41 \text{ cm}$

$$f < f_a \text{ (vérifié)}$$

Pour les potelets p_1 et p_2 , on adoptera aussi un profilé: HEA. 360.

2.4. Calcul du potelet: p_4 .

• charges dues aux poids propre des lisses: $5 \times 36,1 \times 6 = 1083 \text{ kg}$.

• poids propre du potelet $\approx 100 \times 15,6 = 1560 \text{ kg}$.

• poids propre du bardage: $25 \times 94,8 = 2370 \text{ kg}$.

• Vent Normal: $q_{vn} = 1,24 \times 1,006 \times 1 \times 1 \times 0,71 \times 71 \times 6 = 377,3 \text{ kg/ml}$.

• Vent Extrême $q_{vert} = 1,76 q_{vn} = 664 \text{ kg/ml}$.

effort Normal de compression $N = 1083 + 1560 + 2370 = 5013 \text{ kg}$

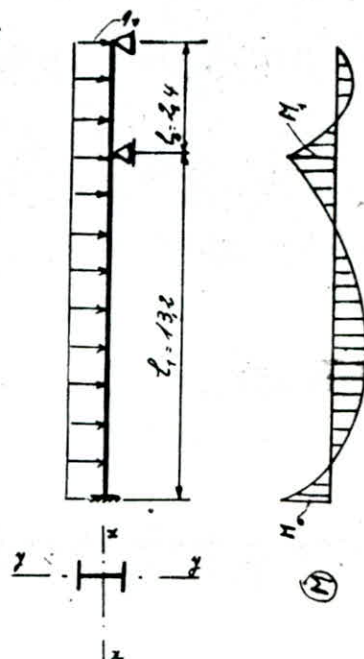
schéma statique: le potelet est encasturé à sa base et articulé sur les membrures de la ferme

Le calcul des moments sur appui sera donné par la formule des 3 moments.

$$\begin{cases} 2M_0 l_1 + M_1 l_2 = -\frac{q l_1^3}{4} \\ M_0 l_1 + 2M_1 (l_1 + l_2) = -\frac{q l_1^3}{4} - \frac{q l_2^3}{4} \end{cases}$$

$$\rightarrow M_0 = -5987 \text{ kg.m} = (M_{max})$$

$$M_1 = -4463 \text{ kg.m}$$



On adopte un profilé: HEA: 240.

$$I_x = 7763 \text{ cm}^4 \quad W_x = 675 \text{ cm}^3 \quad i_x = 10,1 \text{ cm} ; A = 76,8 \text{ cm}^2$$

longueur de flambement: $l_f = 0,7 l_1 = 0,7 \times 13,2 = 9,24 \text{ m} = 924 \text{ cm}$.

$$\text{slancement: } \lambda = \frac{l_f}{i_x} = \frac{924}{10,1} = 91,48$$

Vérification de la résistance:

$$\sigma = \frac{\frac{4}{3} N}{A} = \frac{\frac{4}{3} 5013}{76,8} = 87,03 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda = 91,48 \rightarrow \sigma_R = 2477 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \alpha = \frac{\sigma_R}{\sigma} = 28,46$$

$$k_1 = \frac{\alpha - 1}{\alpha - 1,3} = 1,011 \quad k_f = \frac{\alpha + 903}{\alpha - 1,3} = 1,049$$

$$\text{contrainte de flexion: } \sigma_f = \frac{\frac{3}{2} M_{max}}{W_x} = \frac{\frac{3}{2} 5987 \cdot 10^2}{675} = 1330,44 \text{ kg/cm}^2$$

$$k_1 \sigma + k_f \sigma_f = 1,011 \cdot 87,03 + 1,049 \cdot 1330,44 = 1483,62 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_R \text{ (vérifié)}$$

Vérification de la flèche:

$$f = \frac{q l^4}{185 EI} = \frac{377,3 (13,2)^4 \cdot 10^6}{185 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 7763} = 3,79 \text{ cm} < f_0 = \frac{l}{300} = \frac{1320}{300} = 4,4 \text{ cm}$$

(vérifié)

IV. Contreventement des long-pans.

1) long-pans est.

Palca intermediaire en X

elle reprendra les forces de freinage du pont roulant 30/5, les forces du au vent, les forces dues aux sismes (poids propre de la toiture + poids propre des poutres)

$$F = \frac{3}{2} F_f + F_v + F_s.$$

$$F_f = \text{force de freinage} = 2200 \text{ kg.}$$

$$F_v = \text{force due au vent} : F_v = F_b = 2699 \text{ kg}$$

$$F_s = \text{force sismique} = \frac{F_s \times 7}{2} + \frac{P_s}{2} = \frac{2101 \times 7}{2} + 4140 = 11493,5 \text{ kg}$$

$$F = \frac{3}{2} \cdot 22000 + 2699 + 11493,5 = 17492,5 \text{ kg.}$$

On comptera uniquement sur la diagonale tendue

$$\text{effort de traction} : N = \frac{F}{\cos \alpha} = \frac{17492,5}{0,6} = 29155 \text{ kg}$$

$$\text{longueur de la diagonale} : l_0 = \frac{6}{\cos \alpha} = 10,00 \text{ m.}$$

$$\text{on prend } 2L 70 \times 70 \times 6 \rightarrow i_z = 2,13, A = 16,26 \text{ cm}^2$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 2,87$$

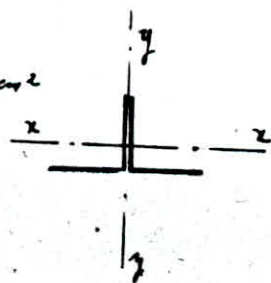
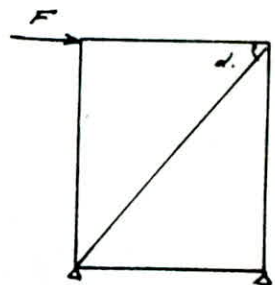
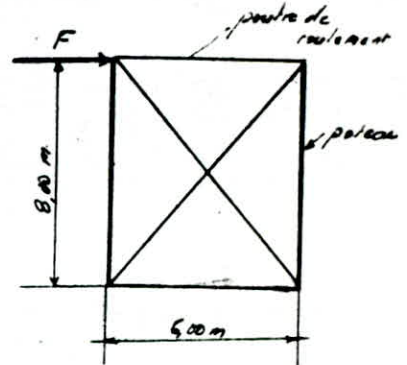
Verification :

$$\lambda_z = \frac{l_0}{i_z} = \frac{986}{2,13} = 375,58 < \lambda_e = 400$$

$$\lambda_y = \frac{l_0}{i_y} = \frac{1000}{2,87} = 348,43 < \lambda_e = 400$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{29155}{16,26} = 1793,05 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_c$$

(verifié)



2) Long - par Ouest.

Poutre intermédiaire en X sous ponton de roulement.

elle reprendra, les forces de freinage du pont roulant 50/10, les forces du au vent, les forces sismiques.

$$F = \frac{3}{2} F_p + F_v + F_s.$$

$$F_p = \text{force de freinage du pont } 50/10 = 4900 \text{ kg.}$$

$$F_v = F_1 = 4243 \text{ kg.}$$

$$F_s = \text{force sismique} = \frac{F_1}{2} \times 7 + \frac{F_2}{2} = \frac{2698}{2} \times 7 + 8855 = 18298$$

$$F = \frac{3}{2} \cdot 4900 + 4243 + 18298 = 29891 \text{ kg.}$$

$$\tan \alpha = \frac{7}{6} \rightarrow \cos \alpha = 0,65.$$

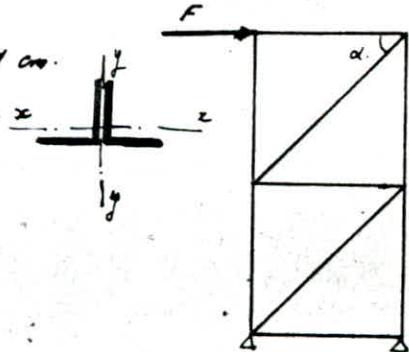
On comptera uniquement sur les diagonales tendues

$$\text{effort de traction: } N = \frac{F}{\cos \alpha} = \frac{29891}{0,65} = 45987 \text{ kg.}$$

$$\text{longueur des diagonales: } L = 923 \text{ cm.}$$

on prend 2 L 80 x 80 x 8

$$A = 24,6 \text{ cm}^2 ; i_x = 243 ; i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 331 \text{ cm.}$$



Vérification :

$$\lambda_x = \frac{L}{i_x} = \frac{923}{243} = 303,86 < \lambda_e = 400$$

$$\lambda_y = \frac{L}{i_y} = \frac{923}{331} = 278,85 < \lambda_e = 400$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{45987}{24,6} = 1869,4 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$$

(Vérifié)

BIBLIOGRAPHIE

- . D.T.U : Règles de calcul des constructions en acier (R.C.M.66)
- . D.T.U : Règles définissant les effets de la Neige et du Vent sur
les constructions et Annexes (N.V.65)
- . D.T.U : Règles parasismiques et Annexes (P.S.69)
- . R. DAUSSY : Guide pratique de charpente métallique.
- . G. KIENERT : Construction métallique (T.1 et 2).
- . T. CHIDREAN : Polycopies de Construction métallique.
- . G. MORANU : Calcul des structures hyperstatiques.
- . Cours. de CM₂ de M^c TCHOUKANOV.



