UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département Génie Civil

9/76

1 ex

PROJET DE FIN D'ETUDES

PALAIS DES SPORTS

CONSTRUCTIONS METALLIQUES

PLANCHER MIXTE

FERMES PRECONTRAINTES

Proposé par :

Mr. **MARTINOV Y.**

Mr. **BALACHOV G.**

Etudié par :

Mr. **MOSTEFAI D.**

Mr. **SALAH MARS S.**

PROMOTION 71 - 76

A Djelloul.

Amicalement de la part de

Saïd

Nous remercions tous les Professeurs de l'Ecole Nationale Polytechnique qui ont contribué à notre formation, et plus particulièrement Monsieur Y. Martinov qui nous a fait profiter de son expérience et ses connaissances.

-SOMMAIRE-

-PRESENTATION du PROJET-

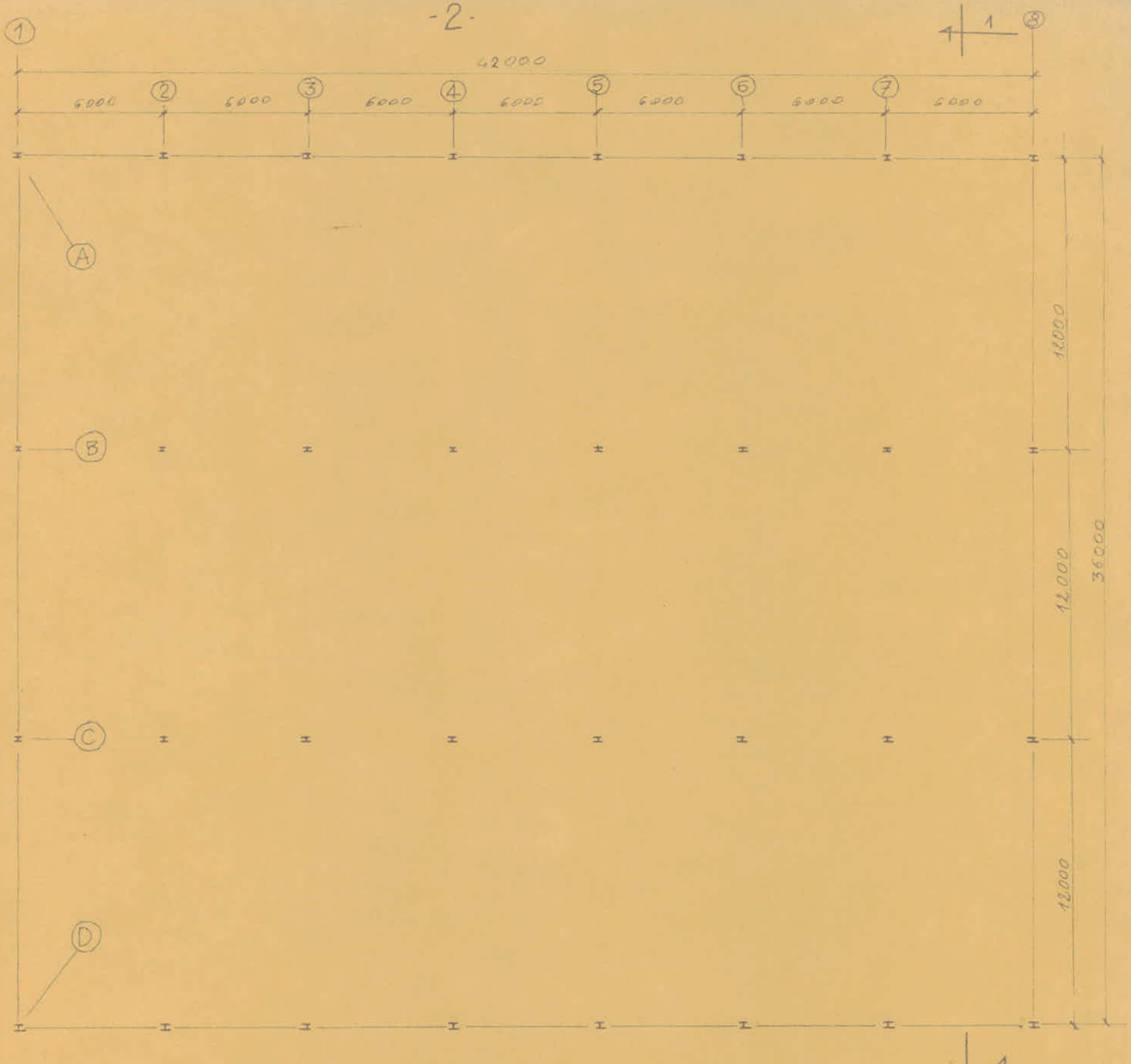
le sujet proposé est un palais des sports en construction métallique dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Dimensions en plan 36 m x 42 m
- hauteur du Rez-de chaussée : 5 m
- hauteur du 1er étage : 9 m
- hauteur totale : 19,20 m.

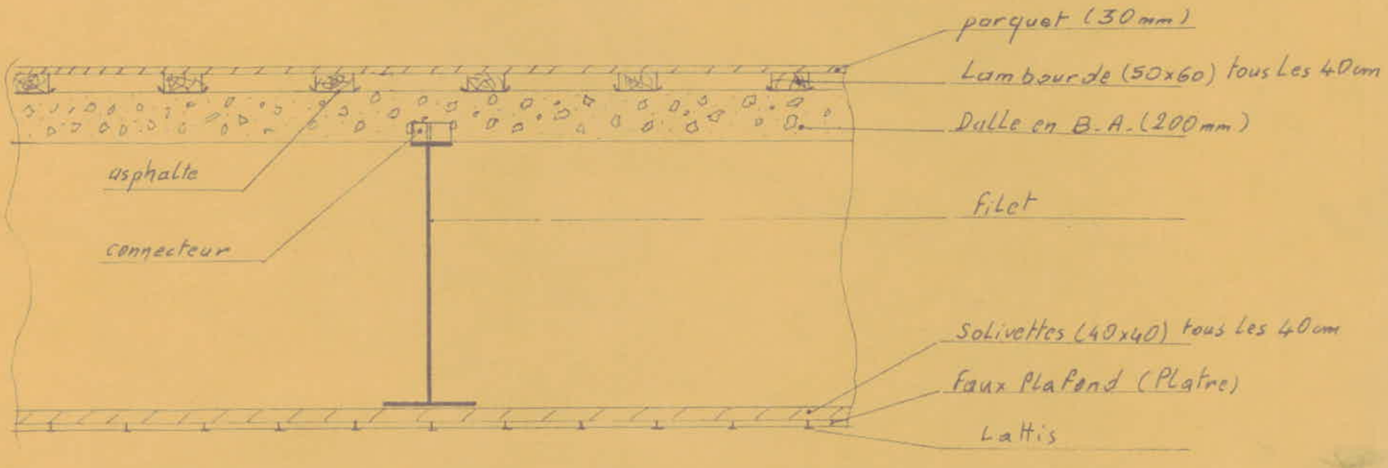
Le palais est situé dans la région d'Alger.
Sol : graviers et sables : $\bar{\sigma}_{sol}$ = 3 bars.
Le palais des sports est un élément d'un complexe sportif situé dans un site exposé.

la structure porteuse est constituée par :

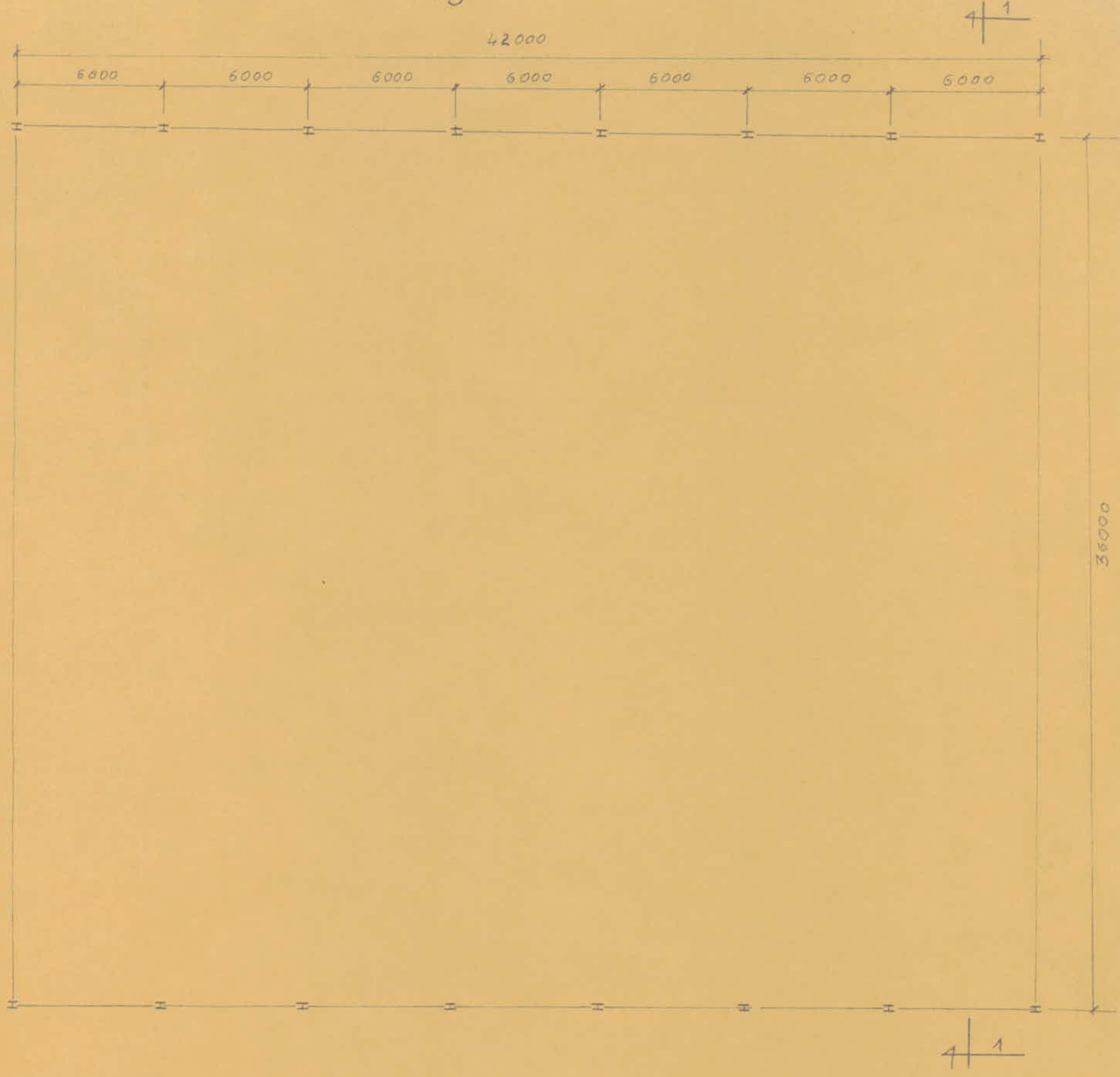
- poteaux et poutres mixtes pour le Rez-de chaussée
- Fermes précontraintes de portée 36 m, espacées de 6 m, supportant la toiture-terrasse.



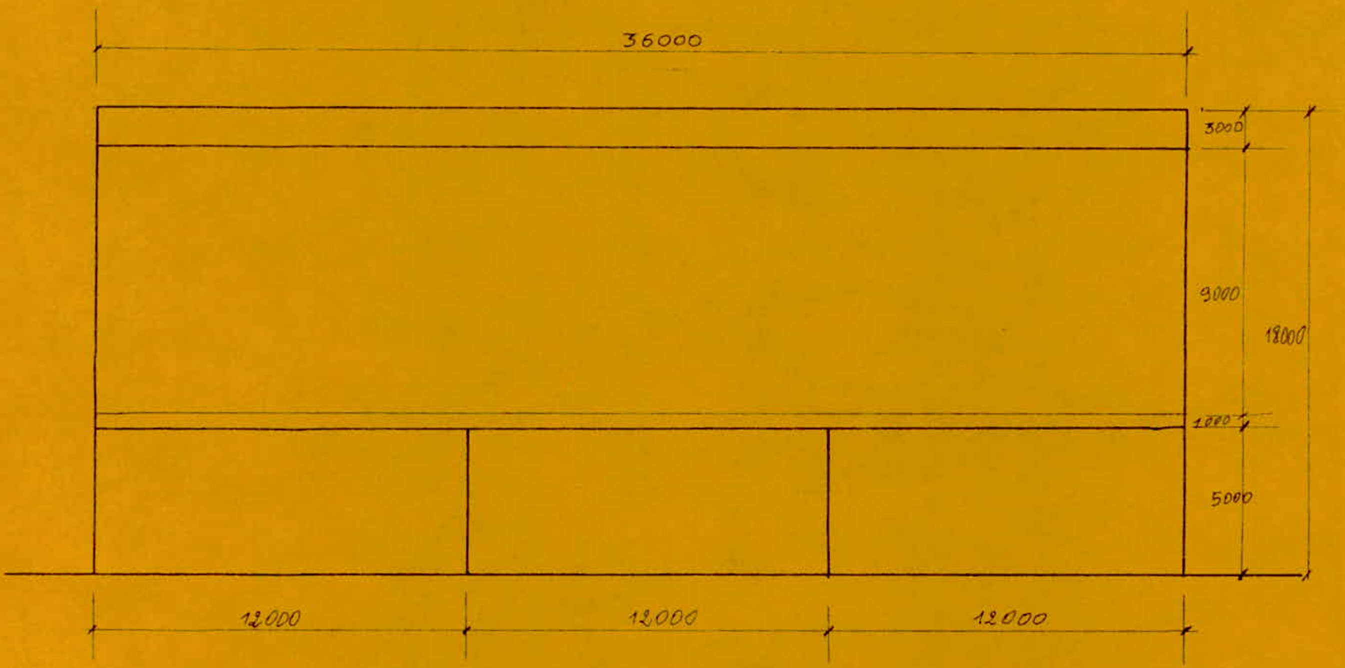
trame du Rez-de-chaussée



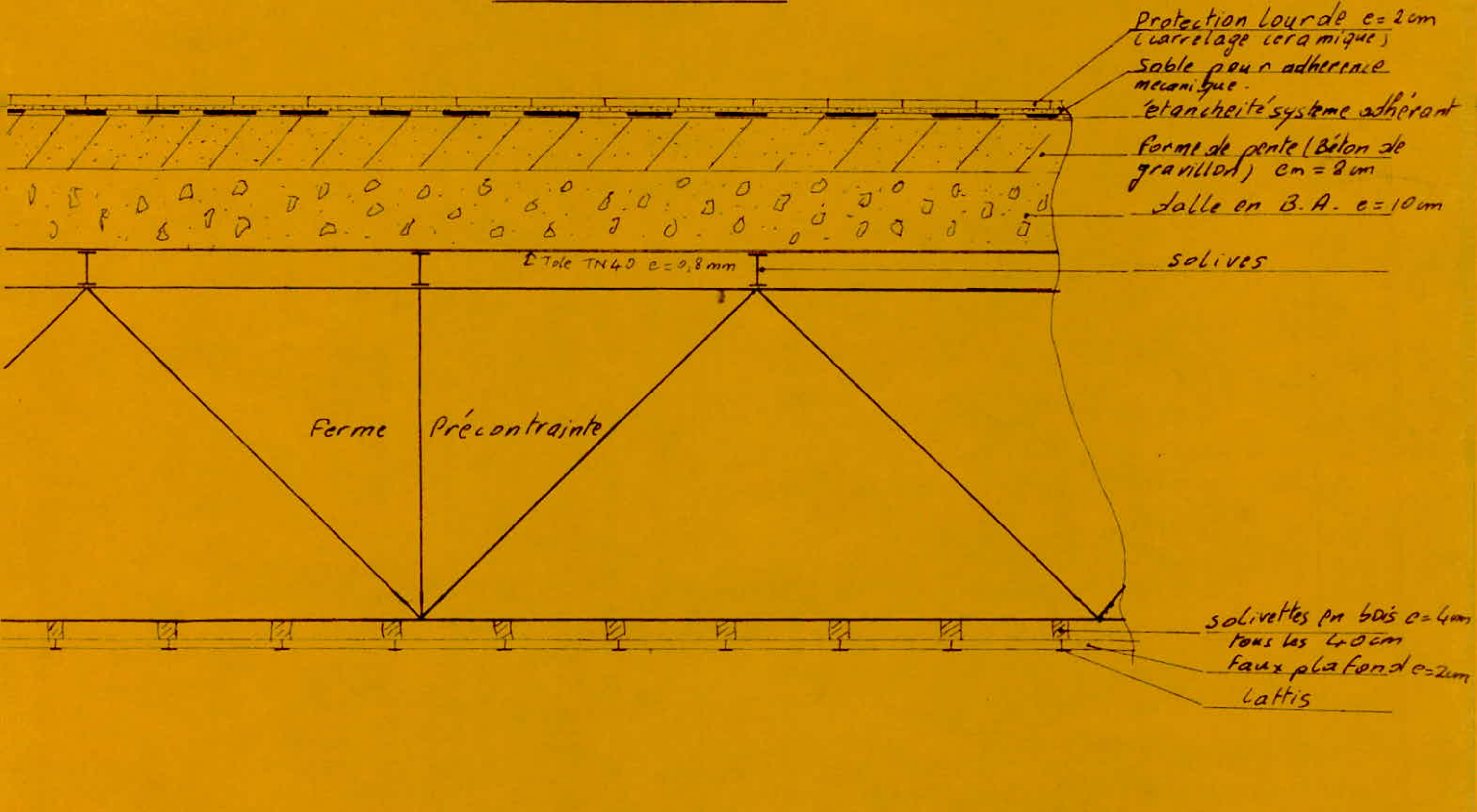
coupe transversale du plancher mixte.



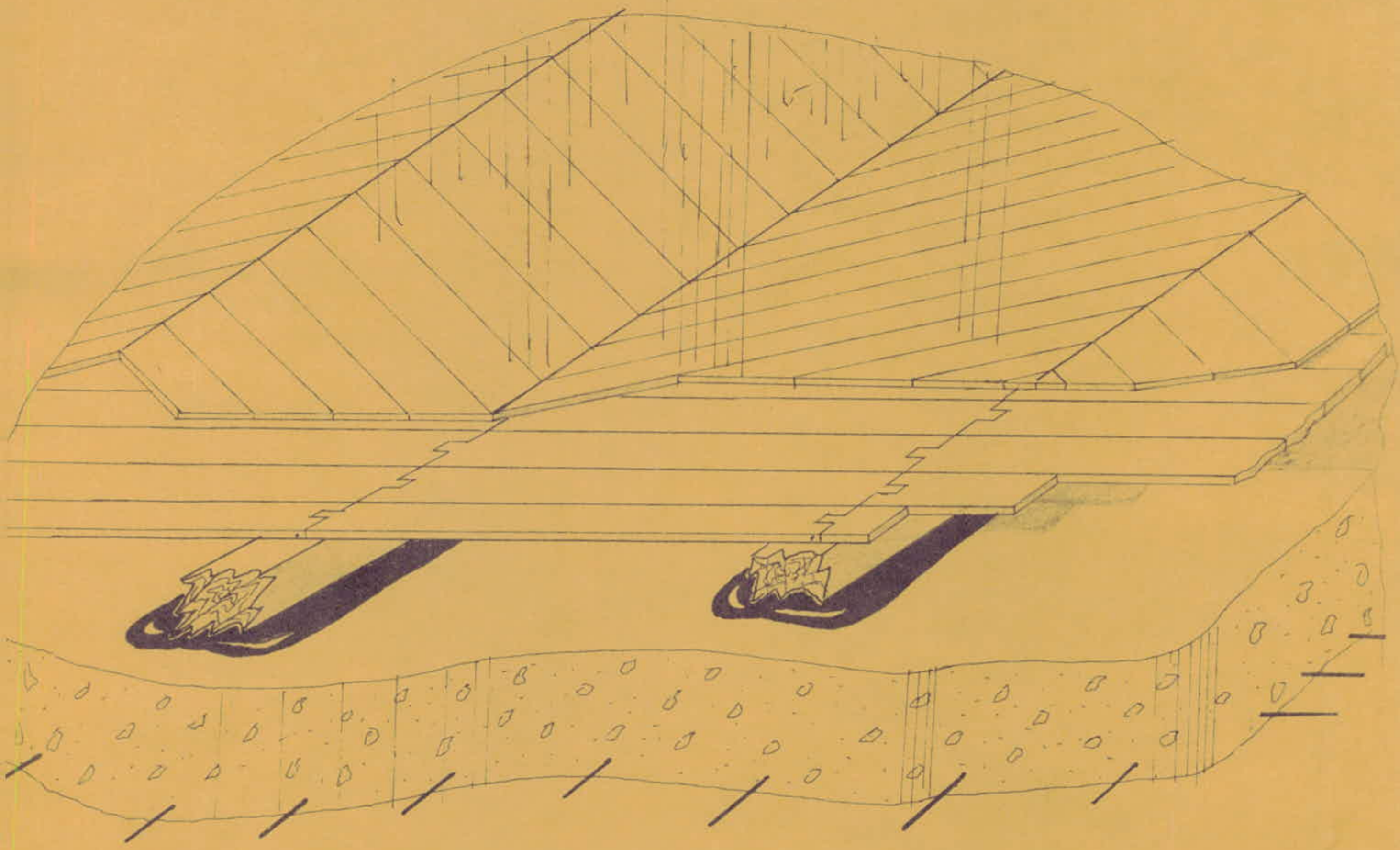
<u>trame du 1er étage</u>



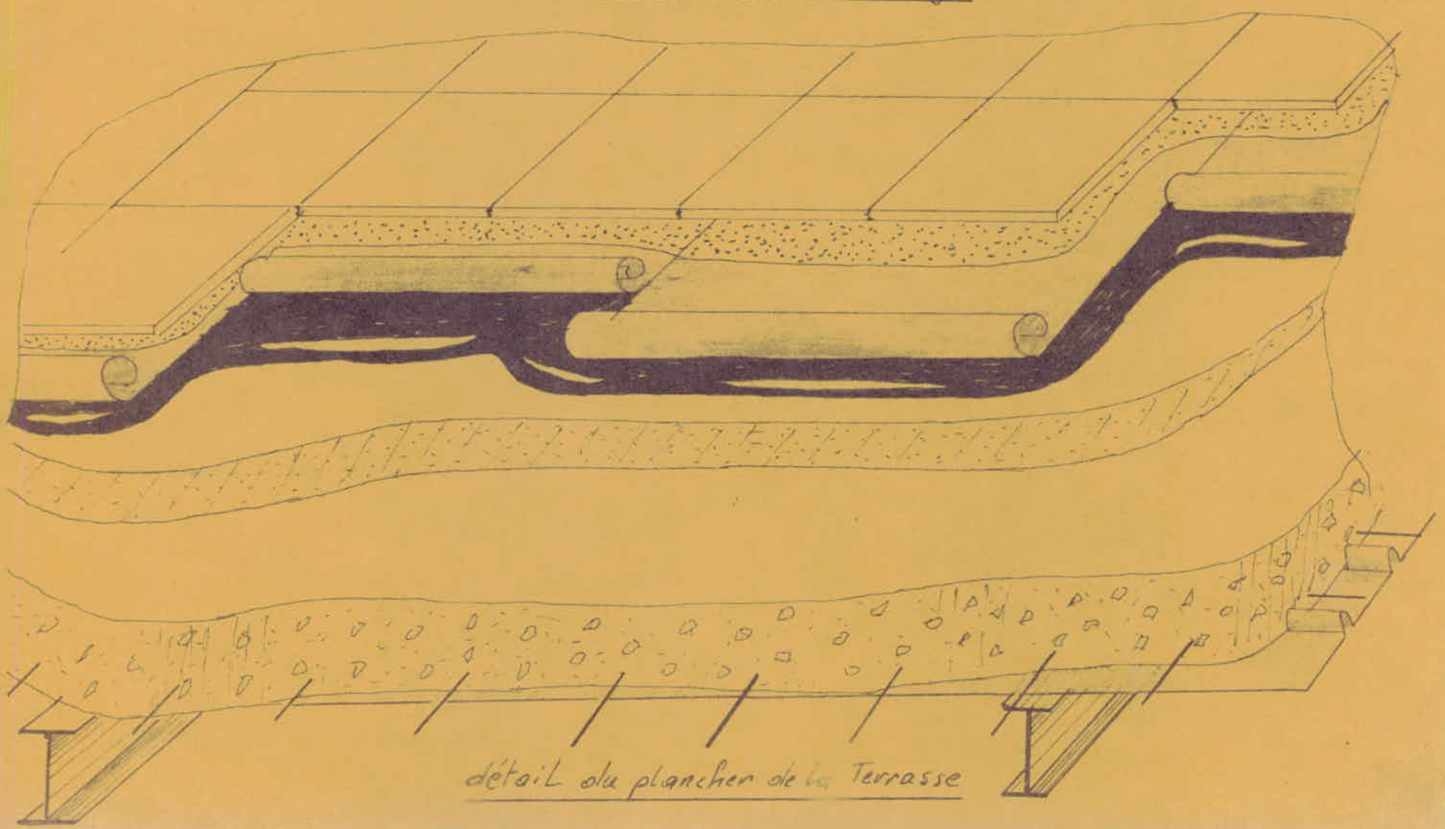
coupe 1-1



coupe transversale du plancher de la terrasse



détail du plancher du 1er étage



détail du plancher de la Terrasse

1. EVALUATION des CHARGES et SURCHARGES.

I/- Surcharges d'exploitation.

On prendra une surcharge uniformément répartie de 500 kg/m² pour tous les planchers y compris la toiture-terrasse qui est accessible au public.
(cette valeur est recommandée pour les constructions à usage sportif.)

II/ Charges permanentes.

1/- Toiture terrasse :

	- carrelage céramique	2 cm d'épaisseur	44 kg/m²
	- sable de glissement	1 cm d'épaisseur	14 kg/m²
	- Etancheité multicouche		10,5 kg/m²
	- Forme de pente	8 cm. epaisseur moyenne	160 kg/m²
	- Dalle en Béton Armé	10 cm d'épaisseur	250 kg/m²
	- Tole TN 40	0,8 mm d'épaisseur	10 kg/m²
(1) *	- poids propre des solives		16,37 kg/m²
(2) *	- poids de la ferme		38,88 kg/m²
	- solivettes en bois tous les 40 cm		2,4 kg/m²
	- faux plafond en plâtre	2 cm d'épaisseur	34 kg/m²
			G = 580,15 kg/m²

(1) - Le poids des solives a été calculé après un prédimensionnement en supposant les solives continues et espacées de 3 m.

(2) - Le poids de la ferme a été calculé en première approximation par la formule empirique : $p = (0,72 \div 1,08)\,L$ (daN/m)

$L = 36\,m$ portée de la ferme.

2/ plancher du 1er étage.

- parquet 2 couches de bois de 3 cm d'épaisseur	24 kg/m²
- Lambourdes (bois de 6x5 cm tous les 40 cm)	4,5 kg/m²
- Dalle en Béton Armé 20 cm d'épaisseur	500 kg/m²
(1) * - filets	23,86 kg/m²
- Solivettes en bois tous les 40 cm	2,4 kg/m²
- faux plafond en plâtre : 2 cm d'épaisseur	34 kg/m²
	G = 588,76 kg/m²

(1) le poids des filets a été calculé en première approximation par la formule empirique $p = 0{,}4\sqrt[3]{W^2}$ (daN/m)

$$W = \frac{M_{max}}{\sigma_e}$$

III/ Surcharges climatiques.

1/ Neige

- pour la région d'Alger on a : (Région II) $p_{no} = 20\ \mathrm{dan/m^2}$

Cette valeur est modifiée en fonction de l'altitude

pour Alger A = 250 m $p_n = p_{no} + \frac{A-200}{10} = 20+5 = 25\ \mathrm{daN/m^2}$

- neige extrême $p'_n = \frac{5}{3}\,p_n = \frac{5}{3}\times 25 = 41{,}66\ \mathrm{daN/m^2}$

On n'aura pas en envisager le cas de l'accumulation de la neige sous l'effet du vent car on a une terrasse avec acrotère.

2/ Vent :

Les effets du vent ont été calculés d'après les règles générales du règlement N.V.65 révisé 67.

• pression dynamique de base : pour la région d'Alger (zone II) et à 250 m d'altitude $q_{10} = 69\ \mathrm{daN/m^2}$.

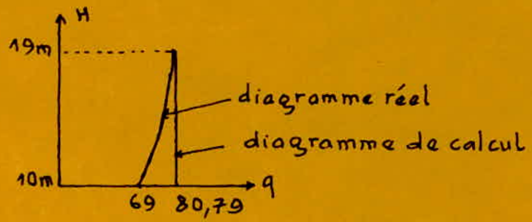
- Modifications de la pression dynamique de base :

• effet de la hauteur au dessus du sol :

à une hauteur H la valeur de la pression dynamique est $q_H = 2{,}5\, q_{10} \frac{H+18}{H+60}$

pour H = 19m (hauteur de notre Construction) $q_H = 2{,}5 \times 69 \; \frac{37}{79} = 80{,}79$ daN/m²

on adoptera dans les calculs une pression constante sur toute la hauteur de la construction. Cette pression aura pour valeur $q_H = 80{,}79$ daN/m² (valeur maximum)



– La pression dynamique extrême a pour valeur $q'_H = 1{,}75\, q_H = 141{,}38$ daN/m²

• Effet de site : on prend un site exposé ; pour la zone II $K_s = 1{,}30$.

• Effet des dimensions de la construction.

- Dans le sens transversal (vent normal à la grande face) la stabilité au vent est assuré par des portiques espacés de 5 m. La figure R III-2 des Règles N.V 65 donne la valeur du coefficient de réduction δ, en fonction de la plus grande dimension de la surface offerte au vent, interessant l'élément considéré pour le calcul (soit ici les portiques) on trouve alors $\delta = 0{,}79$.

- Dans le sens longitudinal les poteaux de rive transmettent les efforts du vent au contreventement qui assure la stabilité. La figure R III-2 donne la valeur de δ

$$\delta = 0{,}79.$$

• Majorations dynamiques : Pour tenir compte de l'effet de ces actions, qui dépendent des caractéristiques mécaniques et aérodynamiques de la construction, on multiplie les pressions dynamiques servant au calcul des efforts statiques par un coefficient de majoration dynamique $\beta = \theta\,(1 + \xi\tau)$

ξ coefficient de réponse dépend de la période T du mode fondamental d'oscillations ; figure R III-3 des Règles N.V 65.

τ coefficient de pulsation déterminé par la figure R III-4 des règles NV65, en fonction de la hauteur H au dessus du sol.

La période T du mode fondamental d'oscillations est déterminé approximativement par la formule $T = 0{,}10 \frac{h}{\sqrt{l}}$ (pour les ouvrages en constructions métalliques)

- dans le sens transversal $T = 19 \times 0{,}10/\sqrt{42} \Rightarrow T = 0{,}29$ s.
- dans le sens longitudinal $T = 19 \times 0{,}10/\sqrt{36} \Rightarrow T = 0{,}31$ s.

pour $T = 0,29\ s \rightarrow \xi = 0,49$.

pour $T = 0,31\ s \rightarrow \xi = 0,5$.

$\tau = 0,346$ — dans le sens transversal $\beta = 1(1 + 0,49 \times 0,346) = 1,17$

$\theta = 1$. — dans le sens longitudinal $\beta = 1(1 + 0,5 \times 0,346) = 1,173$.

on prendra la même valeur de $\beta = 1,173$.

- pour le vent extrême $\beta' = \left(0,5 + \frac{\theta}{2}\right)\beta = 1,173$.

• Détermination des coefficients de pression, C_e et C_i

soit a et b les dimensions en plan de la construction ; $a = 42\,m$; $b = 36\,m$

h la hauteur $h = 19\,m$.

$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{19}{42} = 0,452$.

$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{19}{36} = 0,527$.

La figure R III-5 donne les valeurs du coefficient γ_0.

- dans le sens transversal (vent normal à la grande face) $\gamma_0 = 1$.
- dans le sens longitudinal (vent normal à la petite face) $\gamma_0 = 0,975$.

*a/ Actions extérieures

- Vent normal à la grande face :

Faces au vent	Faces sous-le vent	toiture
$C_e = +0,8$	$C_e = -(1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,5$	$C_e = -0,5$.

- Vent normal à la petite face :

Faces au vent	Faces sous-le vent	toiture
$C_e = +0,8$	$C_e = -(1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,47$	$C_e = -0,44$.

*b/ Actions intérieures : on a une perméabilité $\mu < 5$.

- Vent normal à la grande face : $C_i = +0,6\,(1,8 - 1,3\gamma_0) = 0,3$

$C_i = -0,6\,(1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,3$.

- Vent normal à la petite face : $C_i = +0,6\,(1,8 - 1,3\gamma_0) = 0,32$

$C_i = -0,6\,(1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,32$.

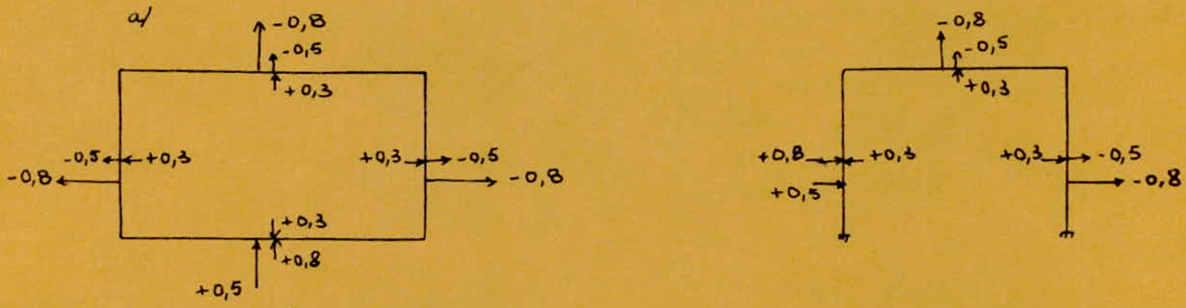
Avant de passer aux combinaisons des actions intérieures et extérieures on va déterminer les valeurs des pressions dynamiques.

- pression dynamique normale : $q_n = 80,79 \times 1,30 \times 0,79 \times 1,173 = 97,32\ daN/m^2$
- pression dynamique extrême : $q_e = 141,38 \times 1,30 \times 0,79 \times 1,173 = 170,31\ daN/m^2$

*c/ Combinaisons des actions intérieures et extérieures.

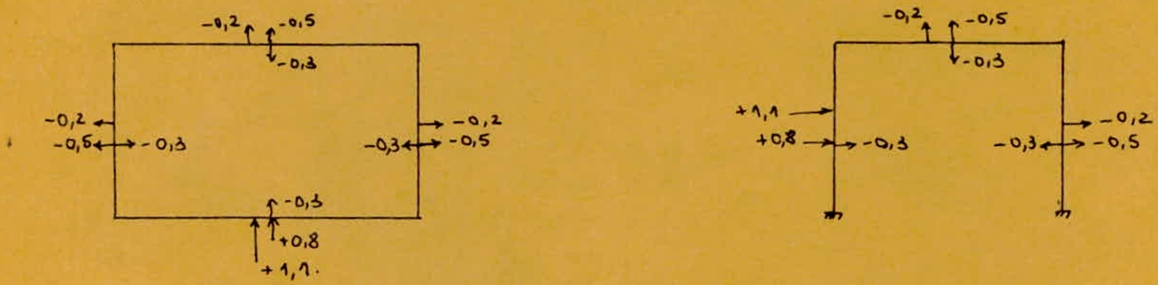
1/ Vent normal à la grande face : Vent ①

a/



⇑ direction du vent.

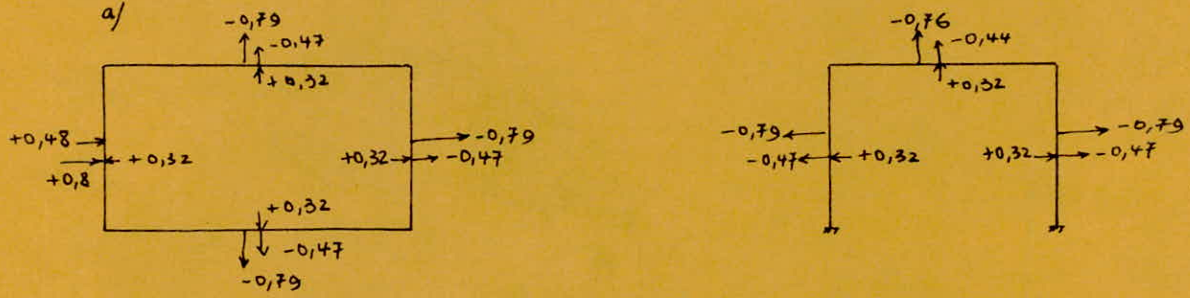
b/



⇑ direction du vent.

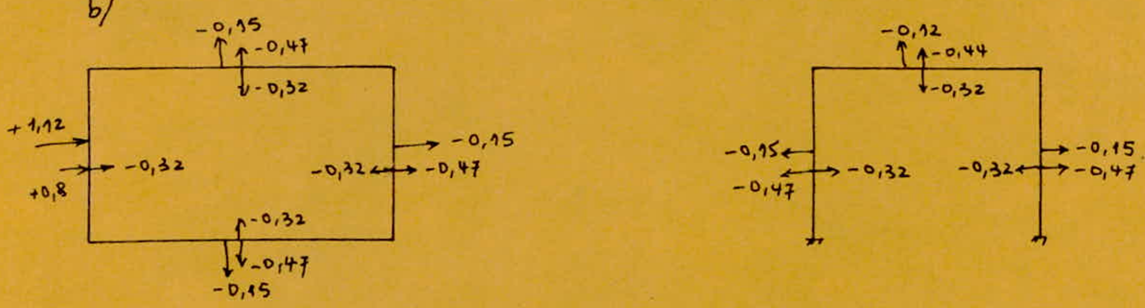
2/ Vent normal à la petite face. Vent ②

a/



⇒ direction du vent.

b/



⇒ direction du vent.

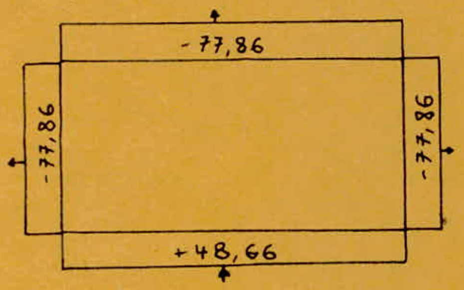
d/ Actions résultantes unitaires sur les parois et la toiture

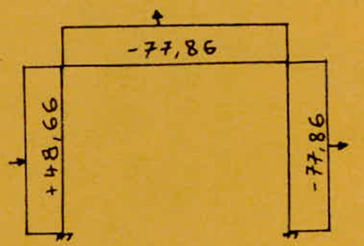
$$p = q\,(C_e - C_i) \qquad \text{(valeurs en daN/m}^2\text{)}.$$

- Vent normal : $q_n = 97{,}32$ daN/m²

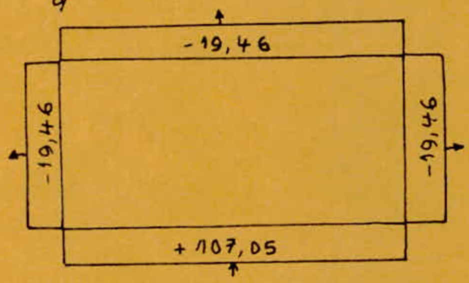
- Vent ①

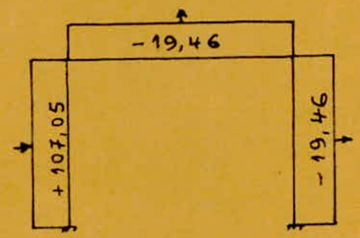
a/





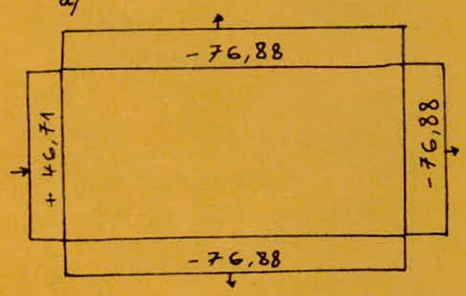
b/

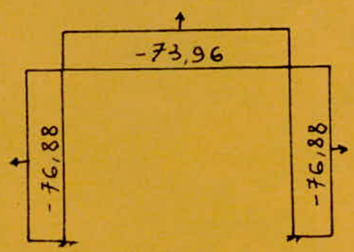




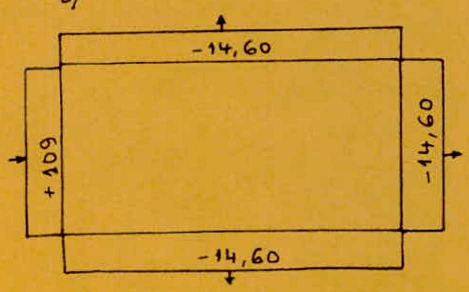
- Vent ②

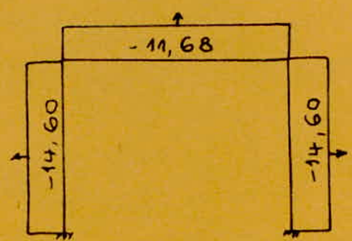
a/





b/



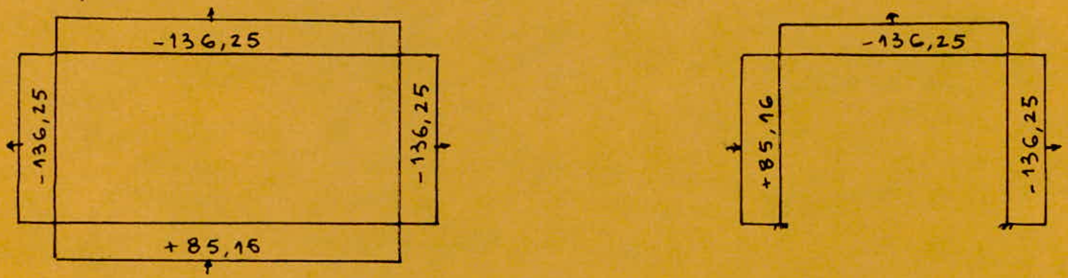


Vent extrême : $q_e = 170,31$ daN/m²

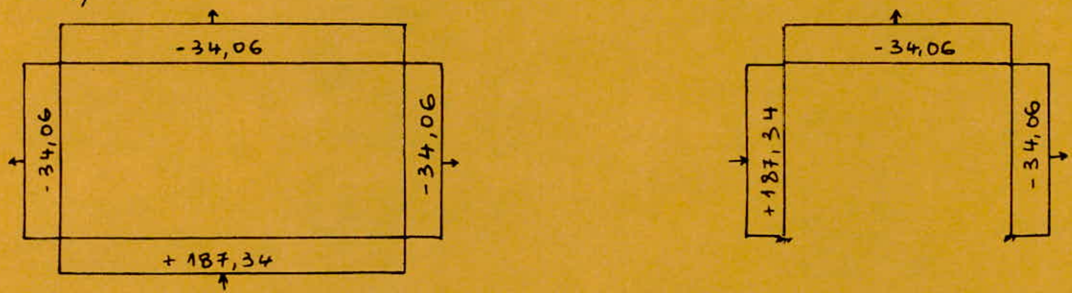
valeurs des actions résultantes unitaires $p = q(C_e - C_i)$ en daN/m².

Vent ①

a/

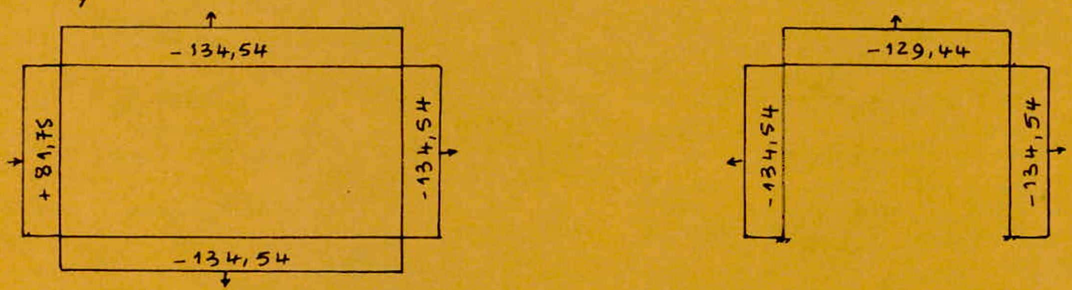


b/

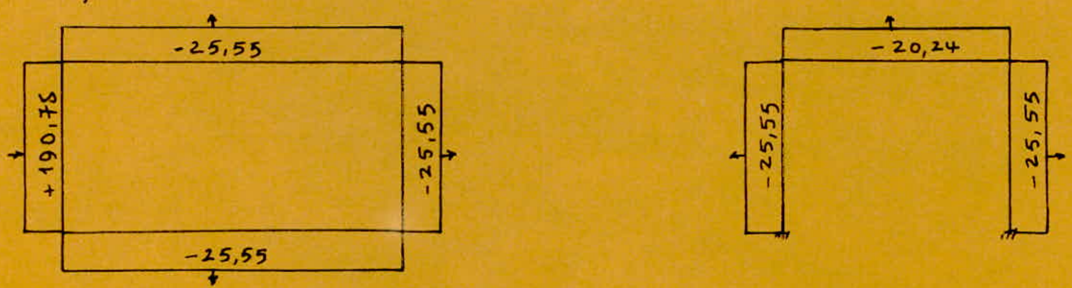


Vent ②

a/

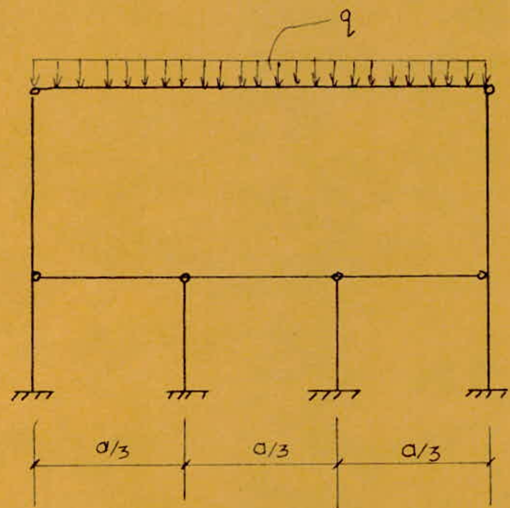


b/

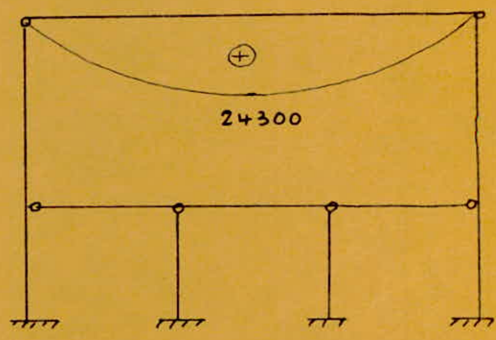


2_CALCUL STATIQUE DE L'OSSATURE

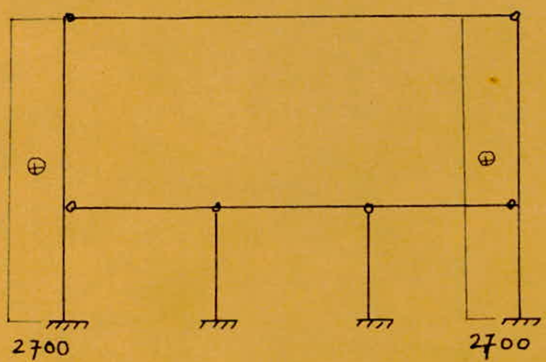
I/- Effet de la neige.



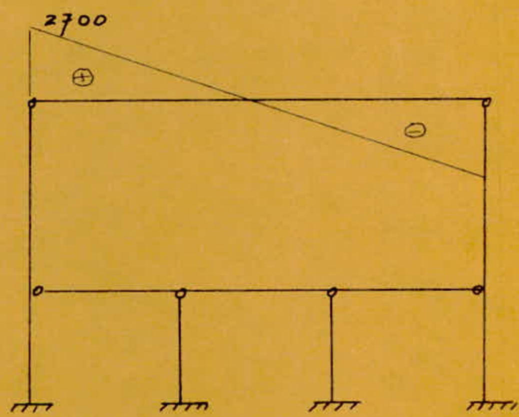
"Cas de charge"



M



N



T

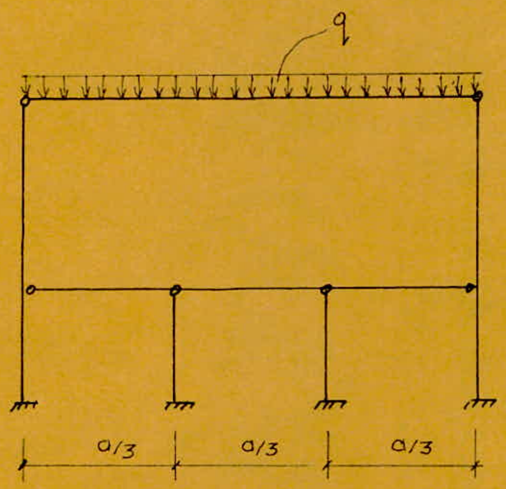
1/- Neige normale $p_n = 25\ daN/m^2$ d'où $q = 25 \times 6 = 150\ daN/m$.

$$M_{max} = q\frac{a^2}{8} = 150 \times \frac{\overline{36}^2}{8} = 24300\ daN.m.$$

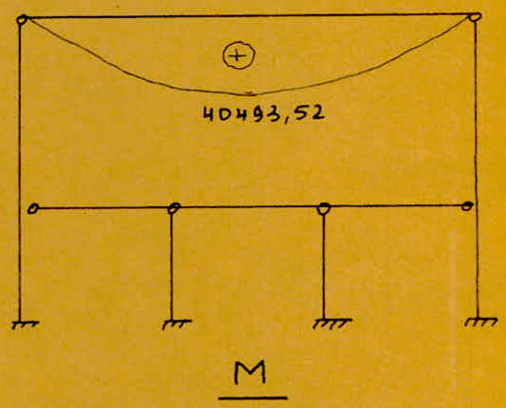
$$N = q \cdot \frac{a}{2} = 150 \times \frac{36}{2} = 2700\ daN.$$

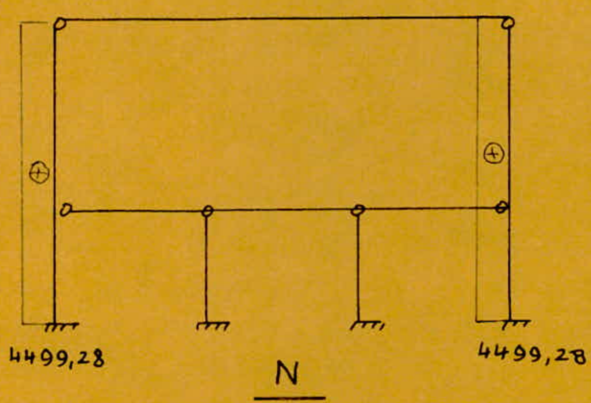
$$T = q \cdot \frac{a}{2} = 150 \times \frac{36}{2} = 2700\ daN.$$

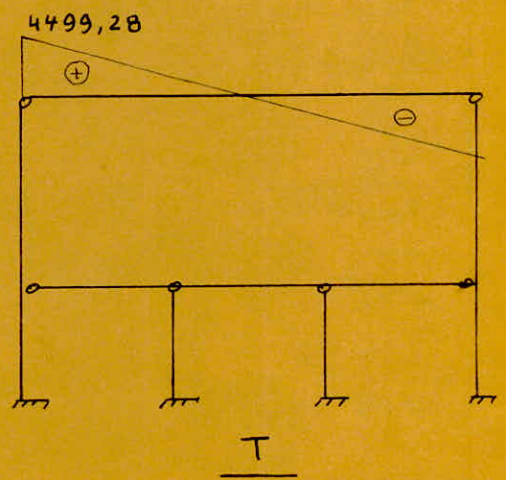
2/ Neige extrême.



"Cas de charge".







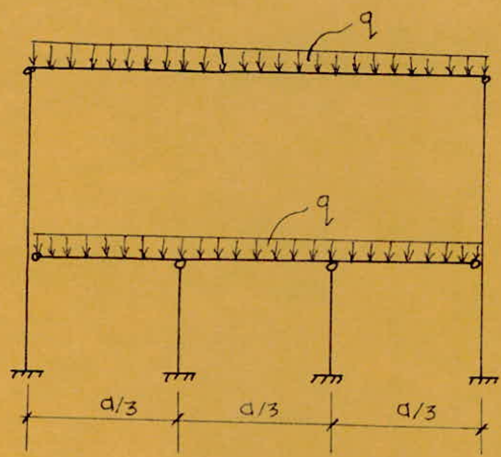
$p'_n = 41,66$ daN/m² d'où $q = 41,66 \times 6 = 249,96$ daN/m.

$$M = q\frac{a^2}{8} = 249,96 \times \frac{36^2}{8} = 40493,52 \text{ daN.m.}$$

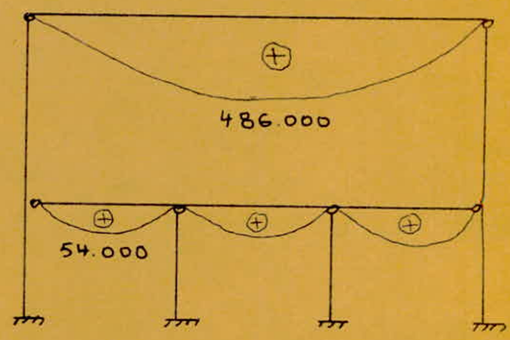
$$N = q\frac{a}{2} = 249,96 \times \frac{36}{2} = 4499,28 \text{ daN.}$$

$$T = q\frac{a}{2} = 4499,28 \text{ daN.}$$

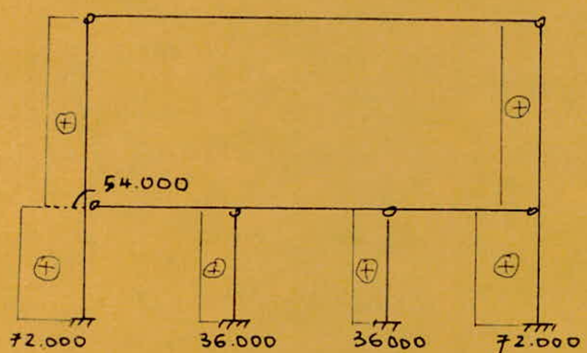
II/. Effets des surcharges d'exploitation.



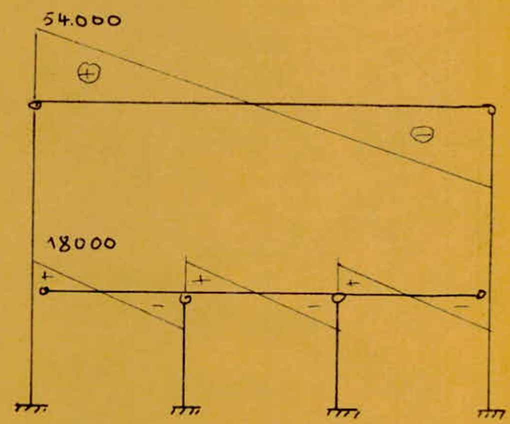
"Cas de charge"



M



N



T

on a des surcharges identiques pour tous les planchers $P = 500\ kg/m^2$

$$q = 6 \times 500 = 3000\ daN/m.$$

$$M_1 = q\frac{a^2}{8} = 3000 \times \frac{\overline{36}^2}{8} = 486.000\ daN.m.$$

$$T_1 = N_1 = q\frac{a}{2} = 3000 \times \frac{36}{2} = 54\,000\ daN.$$

$$M_2 = \frac{1}{8}q\left(\frac{a}{3}\right)^2 = 3000 \times \frac{\overline{36}^2}{72} = 54\,000\ daN.m$$

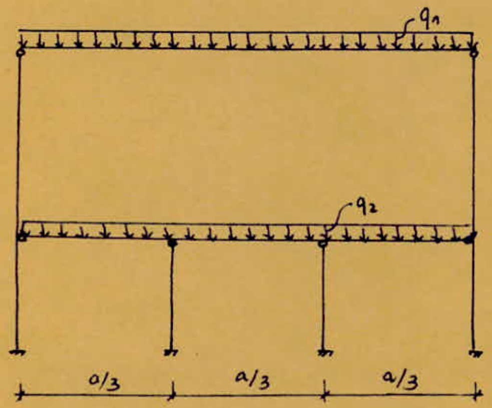
$$T_2 = q\frac{a}{6} = 3000 \times \frac{36}{6} = 18\,000\ daN.$$

$N'_2 = q\frac{a}{6} = 18000\ daN.$ (poteaux de rive)

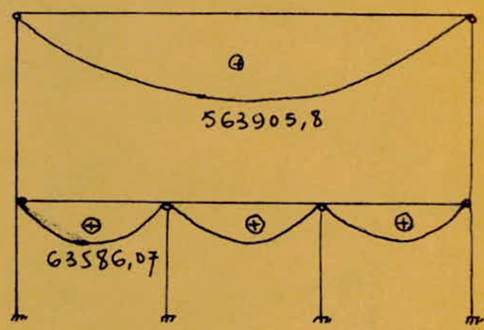
$N''_2 = q\frac{a}{3} = 36000\ daN$ (poteaux intérieurs)

Pour les poteaux de rive l'effort normal total à la base est $N = N'_2 + N_1 = 72.000\ daN.$

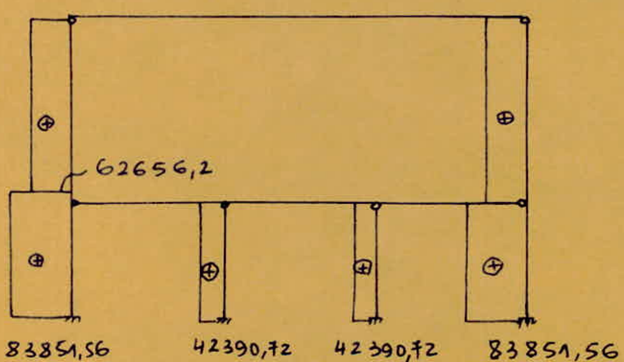
III/ - Effets du poids propre.



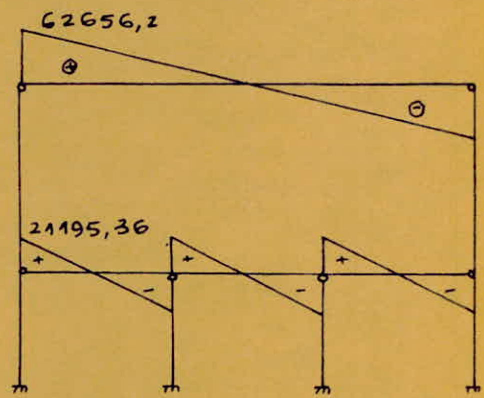
"cas de charge"



M



N



T

$G_1 = 580,15 \text{ daN/m}^2 \rightarrow q_1 = 580,15 \times 6 = 3480,90 \text{ daN/m}.$

$G_2 = 588,76 \text{ daN/m}^2 \rightarrow q_2 = 588,76 \times 6 = 3532,56 \text{ daN/m}.$

$$M_1 = q_1 \frac{a^2}{8} = 3480,90 \times \frac{\overline{36}^2}{8} = 563905,8 \text{ daN.m.}$$

$$N_1 = T_1 = q_1 \frac{a}{2} = 3480,90 \cdot \frac{36}{2} = 62656,2 \text{ daN.}$$

$$M_2 = \frac{1}{8} q_2 \cdot \left(\frac{a}{3}\right)^2 = 3532,56 \cdot \frac{\overline{36}^2}{72} = 63586,07 \text{ daN.m.}$$

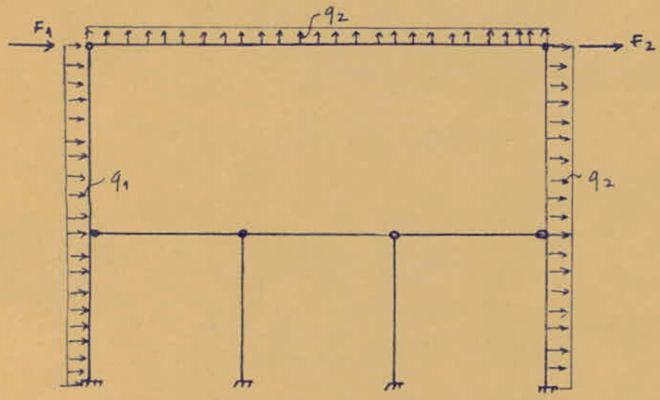
$N'_2 = q_2 \cdot \frac{a}{6} = 3532,56 \cdot \frac{36}{6} = 21195,36$ daN. (poteaux de rive)

$N''_2 = q_2 \cdot \frac{a}{3} = 3532,56 \cdot \frac{36}{3} = 42390,72$ daN. (poteaux intérieurs)

Pour les poteaux de rive l'effort Normal total à la base est : $N_1 + N'_2 = 83851,56$ daN.

IX/ Effets du vent :

le schéma de calcul des portiques est :



F_1 et F_2 sont les forces qui sont dues à la partie des charges situées sur les 3 m de hauteur de la ferme. (la ferme est prise au niveau de la membrure inférieure).

l'hyparstaticité des portiques est : $n = 3K - C = 3 \times 4 - 10 = 2$.

Pour un prédimensionnement on ne peut pas faire appel aux méthodes de résolution de R.D.M (méthode des forces, Hardy Cross ---) car elles nécessitent la connaissance des rigidités des différents éléments qui sont ici inconnues.

Pour cela on appliquera une méthode simplifiée ; les hypothèses fondamentales de cette méthode sont :

1/ les appuis sont supposés immobiles (dans une première étape)

2/ les poteaux de rive ont une inertie constante sur toute leur hauteur

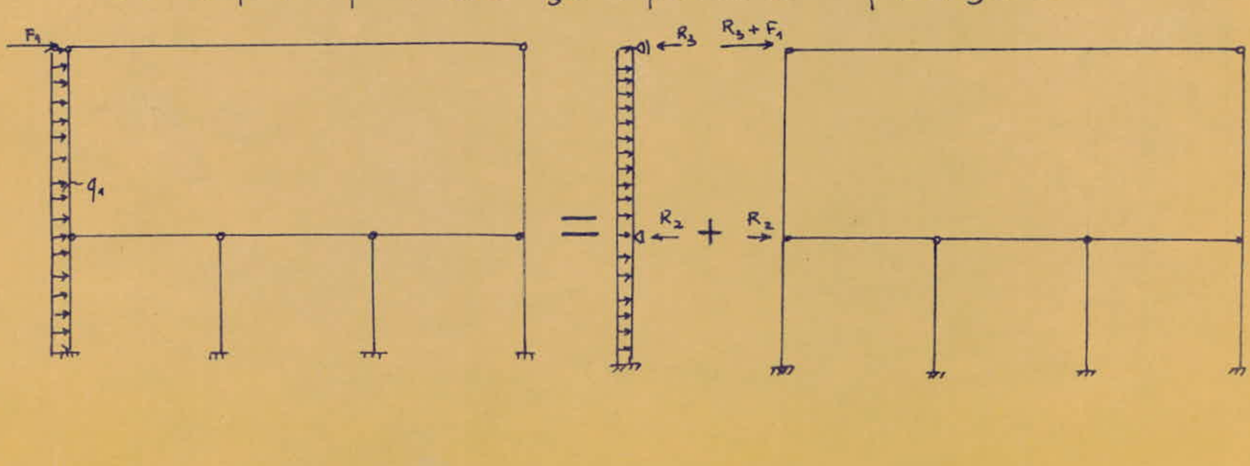
3/ les poteaux intérieurs du Rez-de-chaussée ont la même rigidité que les poteaux de rive

4/ la rigidité des poutres est infinie.

la méthode consiste à : envisager séparément les charges (principe de superposition)
envisager des éléments du portique par le biais de section appropriée.

- Etude théorique du portique

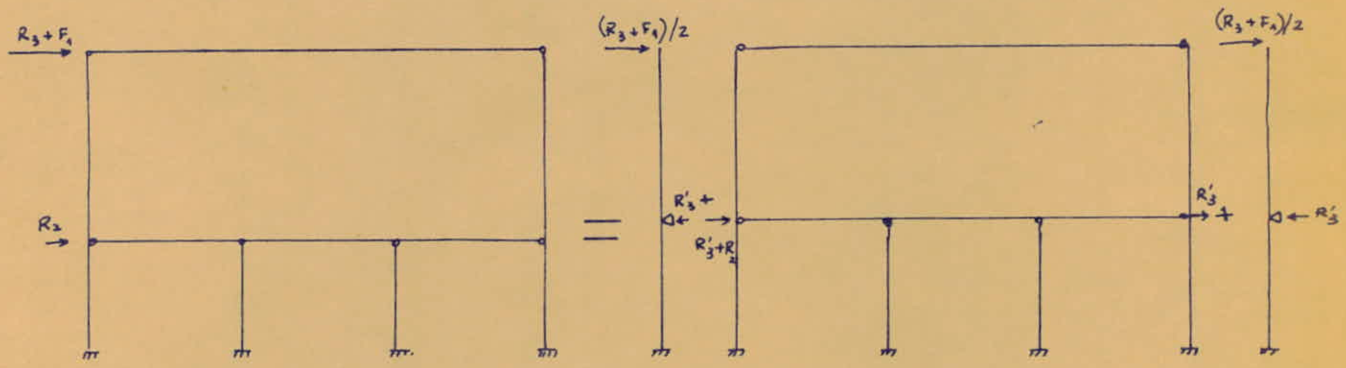
  - 1ère étape : on prend les charges uniquement sur le poteau gauche.



on étudiera le poteau de rive gauche comme une poutre continue chargée uniformément. on trouvera les réactions R_2 et R_3 (qui sont les actions du poteau gauche sur l'autre partie du portique).

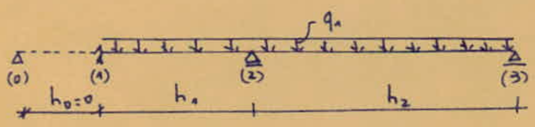
on étudiera ensuite le portique sous l'action des forces concentrées R_3+F et R_2.

De nouveau on étudiera ce 2ème portique en séparant les charges:



la force R_3+F_1 va donner des moments sur les 2 poteaux de rive (les rigidités étant égales on aura $(R_3+F_1)/2$ dans chaque poteau), puis la réaction de $(R_3+F_1)/2$ c'est à dire R'_3 va s'ajouter à R_2 pour donner des moments égaux à $\frac{(2R'_3+R_2)h_1}{4}$ à la base des poteaux on obtient le diagramme final en superposant les diagrammes de chaque étape de calcul.

- étude du poteau:



on applique le théorème des 3 moments.

appui ① : $$M_0 h_0 + 2M_1(h_0+h_1) + M_2 h_1 = -6EI\left(\omega_1^{d(P)} + \omega_1^{g(P)}\right)$$

$$M_0 = 0 \;;\quad h_0 = 0 \;;\quad \omega_1^{d(P)} = \frac{q_1 h_1^3}{24EI} \;;\quad \omega_1^{g(P)} = 0$$

$$2M_1 h_1 + M_2 h_1 = -q_1 \frac{h_1^3}{4} \quad ①$$

appui ② $$M_1 h_1 + 2M_2(h_1+h_2) + M_3 h_2 = -6EI\left(\omega_2^{d(P)} + \omega_2^{g(P)}\right)$$

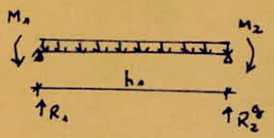
$$M_3 = 0 \qquad \omega_1^{d(P)} = \omega_2^{g(P)} = \frac{q_1 h_1^3}{24EI} \;;\qquad \omega_2^{d(P)} = \frac{q_1 h_2^3}{24EI}$$

$$M_1 h_1 + 2M_2(h_1+h_2) = -\frac{q_1}{4}\left(h_1^3 + h_2^3\right) \quad ②$$

la résolution du système d'équations ① et ② donne:

$$M_1 = -q_1 \frac{h_1^3 - h_2^3 + 2h_1^2 h_2}{4(3h_1+4h_2)} \qquad \text{et} \qquad M_2 = -q_1 \frac{h_1^3 + 2h_2^3}{4(3h_1+4h_2)}$$

-calcul des réactions R_2 et R_3



$$R_1 . h_1 + M_2 - M_1 - q_1 \frac{h_1^2}{2} = 0$$

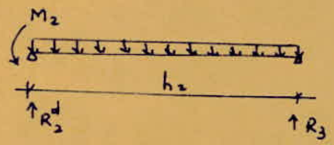
$$R_1 = \frac{M_1 - M_2}{h_1} + q_1 \frac{h_1}{2}$$ en remplaçant M_1 et M_2 par leurs valeurs (en modules)

on trouve :

$$R_1 = q_1 \frac{6h_1^3 - 3h_2^3 + 10h_1^2 h_2}{4h_1(3h_1 + 4h_2)}$$

$$R_2^g = q_1 h_1 - R_1$$

$$R_2^g = q_1 \frac{6h_1^3 + 3h_2^3 + 6h_1^2 h_2}{4h_1(3h_1 + 4h_2)}$$



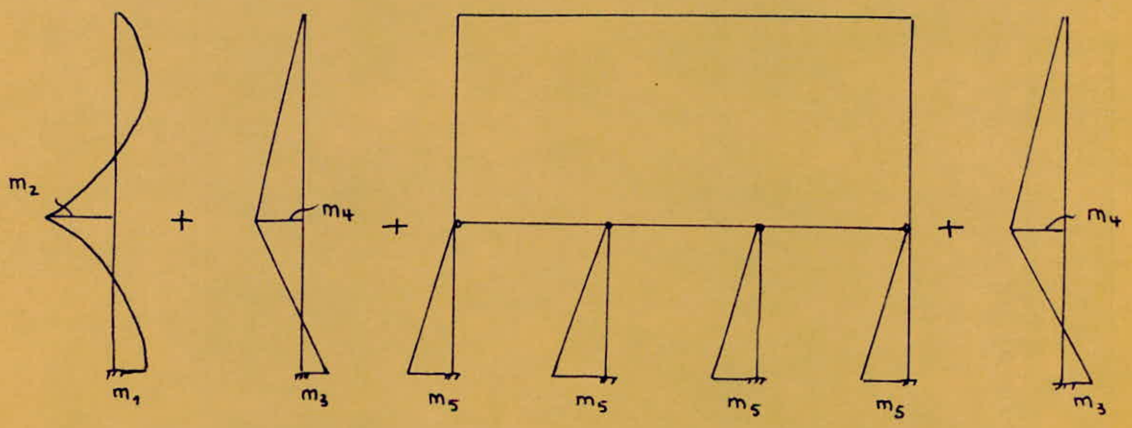
$$R_2^d h_2 - M_2 - q_1 \frac{h_2^2}{2} = 0 \rightarrow R_2^d = \frac{M_2}{h_2} + q_1 \frac{h_2^2}{2h_2}$$

$$R_2^d = q_1 \frac{h_1^3 + 10h_2^3 + 6h_2 h_1}{4h_2(3h_1 + 4h_2)}$$

$$R_2 = R_2^g + R_2^d = q_1 \frac{3h_2^4 + h_1^4 + 12h_1^2 h_2^2 + 10h_2^3 h_1 + 6h_1^3 h_2}{4h_1 h_2(3h_1 + 4h_2)}$$

$$R_3 = q_1 h_2 - R_2^d \rightarrow R_3 = q_1 \frac{6h_2^3 - h_1^3 + 6h_2^2 h_1}{4h_2(3h_1 + 4h_2)}$$

on aura donc à superposer les digrammes (pour la 1ère étape : charges sur le poteau gauche seulement)



avec : $m_1 = M_1 = q_1 \dfrac{h_1^3 + 2h_1^2 h_2 - h_2^3}{4(3h_1 + 4h_2)}$

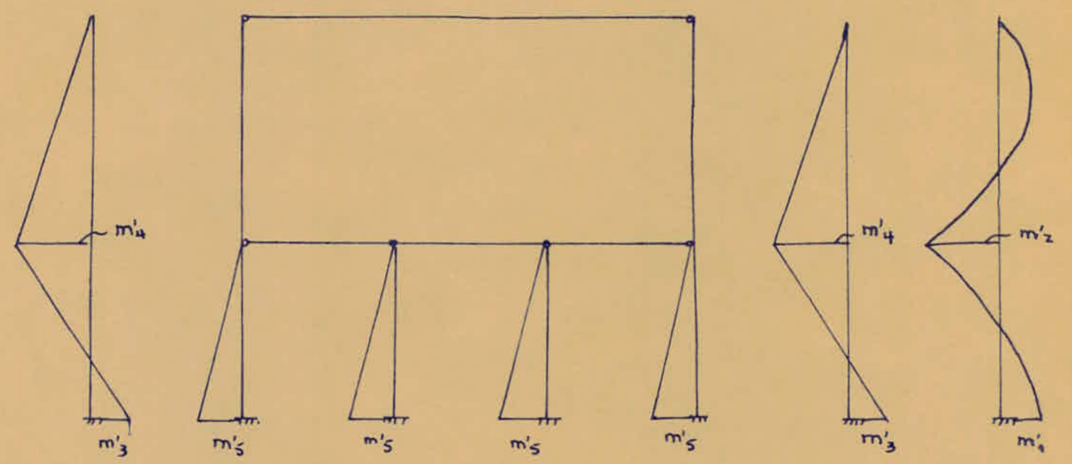
$m_2 = M_2 = q_1 \dfrac{h_1^3 + 2h_2^3}{4(3h_1 + 4h_2)}$

$\left(R'_3 = F_1 + R_3 + \dfrac{3m_4}{2h_1}\right)$

$m_3 = \dfrac{m_4}{2}$

$m_4 = \dfrac{R_3 + F_1}{2} . h_2$; $m_5 = \dfrac{(R_2 + R'_3)}{4} h_1$

2ème étape : charges sur le poteau droit : on fait exactement la même étude ; il n'y a que la valeur de la charge qui change. On obtient les diagramme suivants :

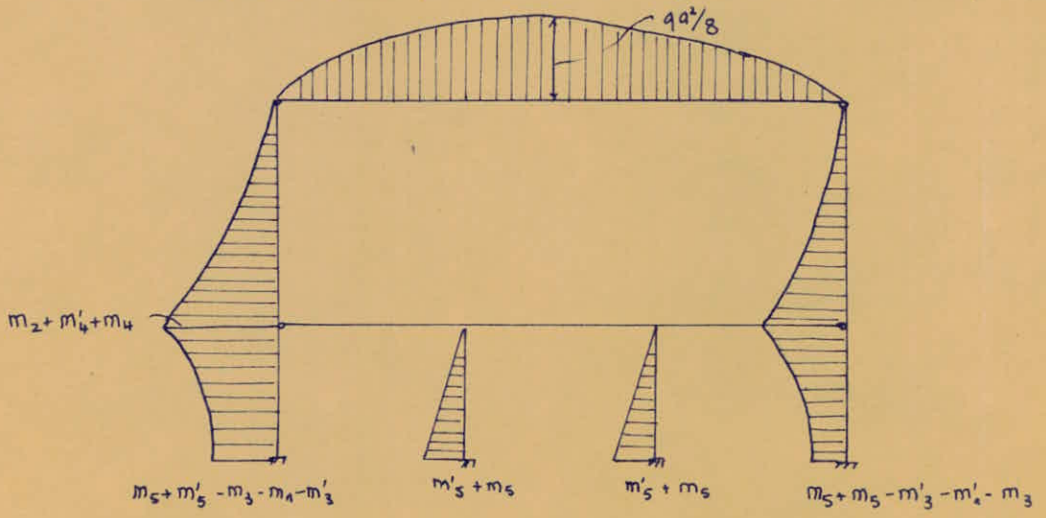


les m'_i ont les mêmes expressions que les m_i sauf qu'il faut remplacer q_1 par q_2 et F_1 par F_2 (par conséquent R_2 et R_3 vont changer)

pour le diagramme final on fait la somme algébrique (la somme si les charges q_1 et q_2 ont même direction , la différence si les directions sont opposées.

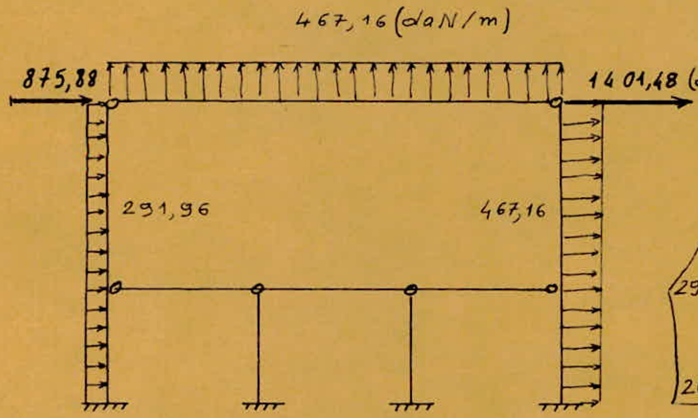
3e étape : charges sur la toiture : on obtient un diagramme simple à tracer.

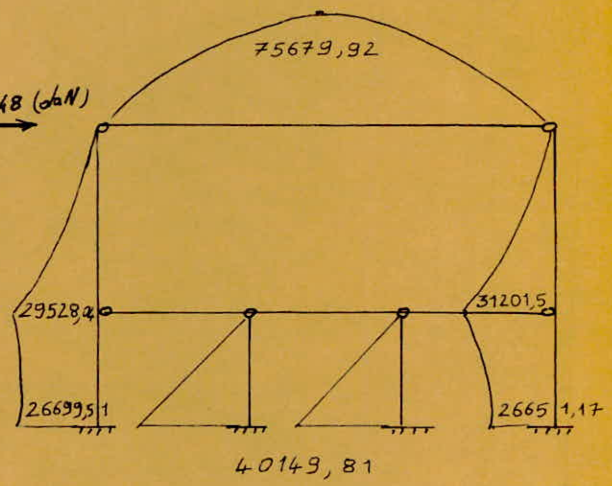
Diagramme final : pour le portique considéré au début de cette étude (q_1 et q_2 ont même direction) l'allure du diagramme du moment fléchissant est :



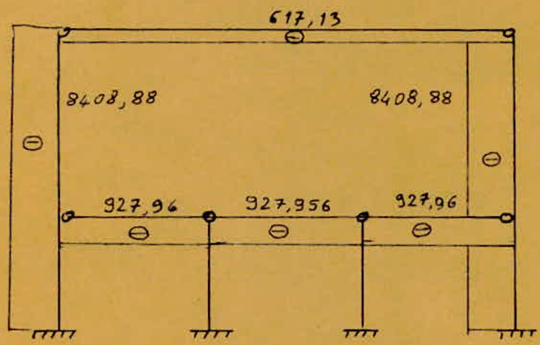
VENT NORMAL

vent: 1- a

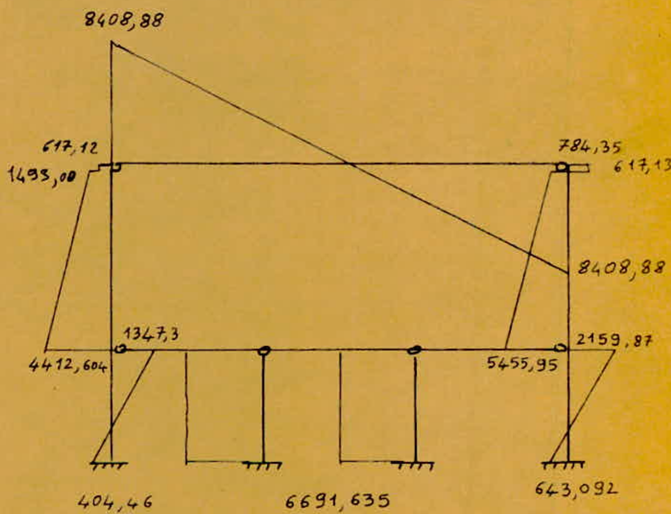




M

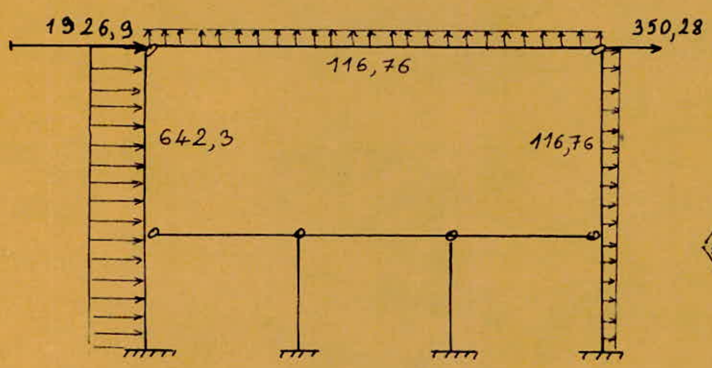


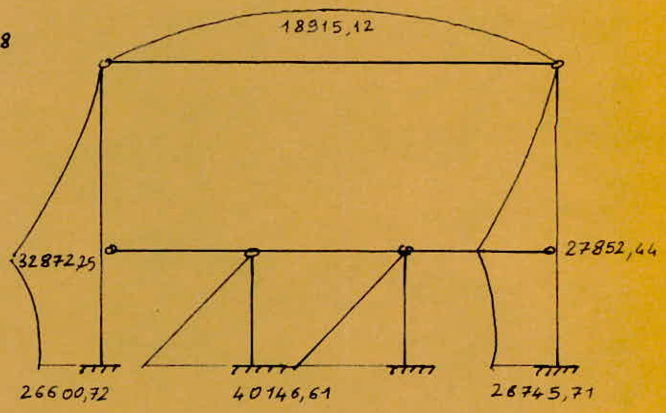
N



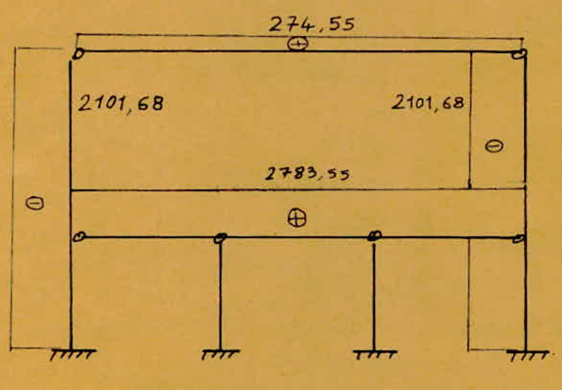
T

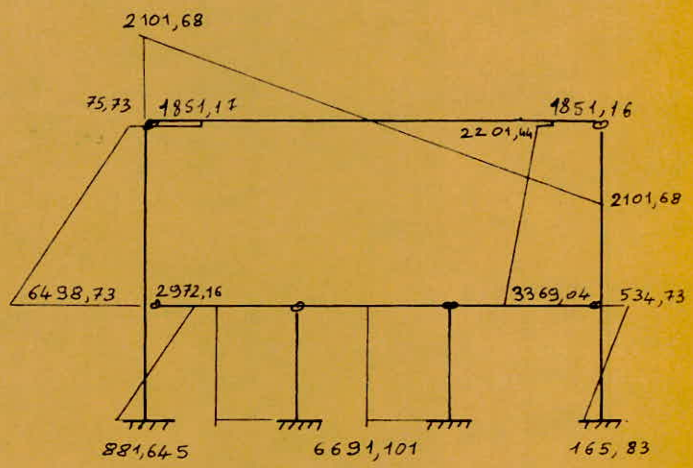
Vent : 1 - b


1926,9
350,28
116,76
642,3
116,76


18915,12
32872,25
27852,44
26600,72
40146,61
26745,71

M

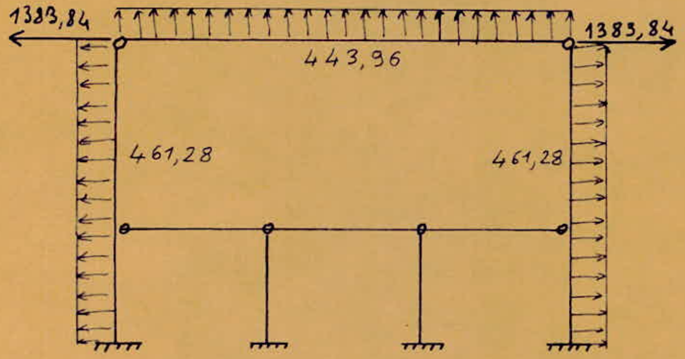

274,55
2101,68
2101,68
2783,55

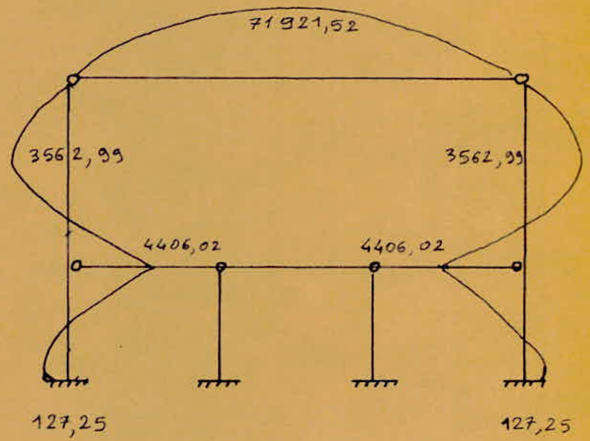

2101,68
75,73
1851,17
1851,16
2201,44
2101,68
6438,73
2972,16
3369,04
534,73
881,645
6691,101
165,83

N

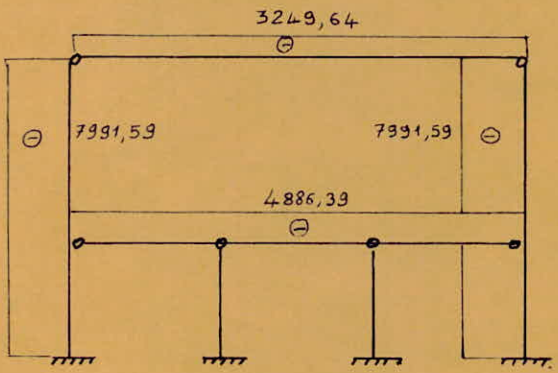
T

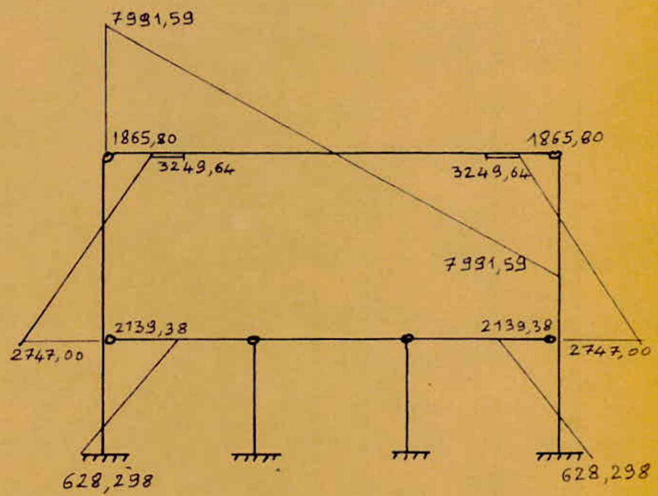
Vent : 2 - a


1383,84
1383,84
443,96
461,28
461,28


71921,52
3562,99
3562,99
4406,02
4406,02
127,25
127,25

M

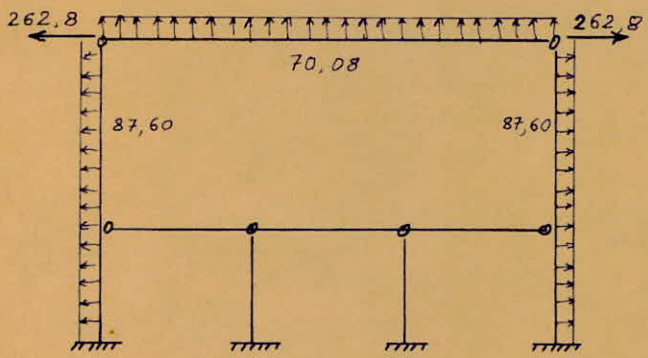

3249,64
⊖
⊖
7991,59
7991,59
⊖
4886,39
⊖

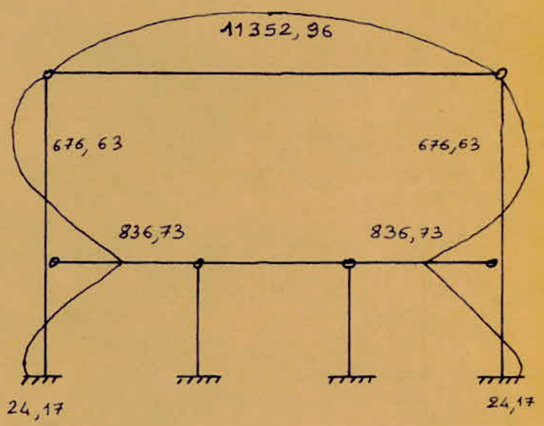

7991,59
1865,80
1865,80
3249,64
3249,64
7991,59
2139,38
2139,38
2747,00
2747,00
628,298
628,298

N

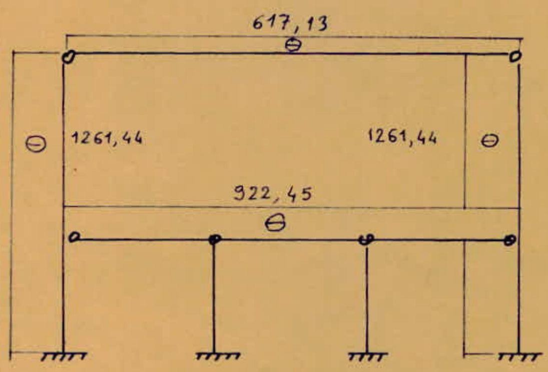
T

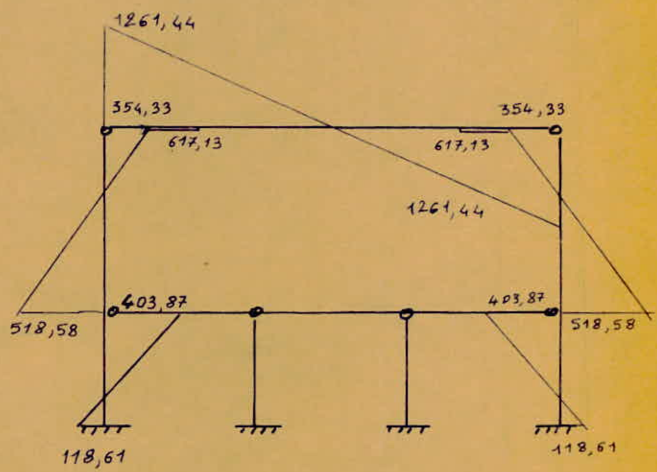
vent 2 - b


262,8
262,8
70,08
87,60
87,60


11352,96
676,63
676,63
836,73
836,73
24,17
24,17

M


617,13
1261,44
1261,44
922,45

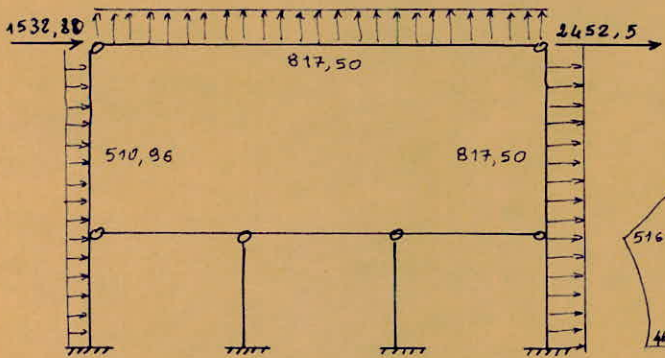

1261,44
354,33
354,33
617,13
617,13
1261,44
403,87
403,87
518,58
518,58
118,61
118,61

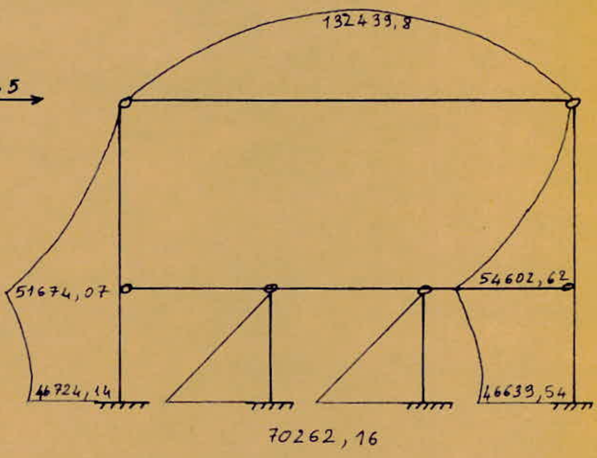
N

T

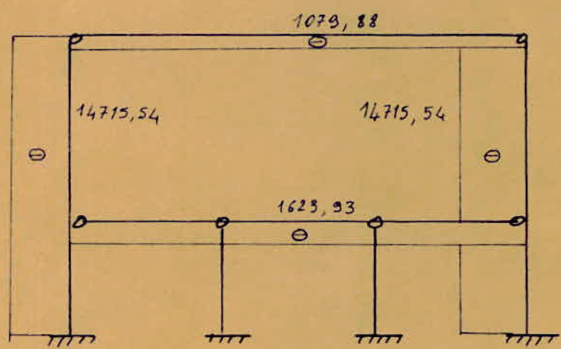
VENT EXTREME

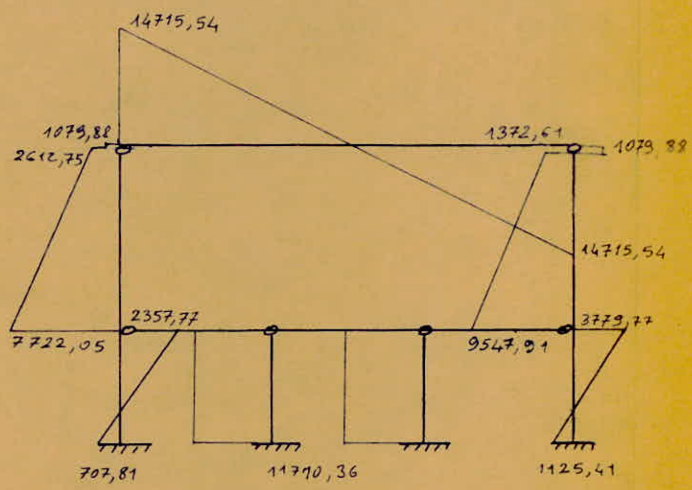
vent : 1 - a





M

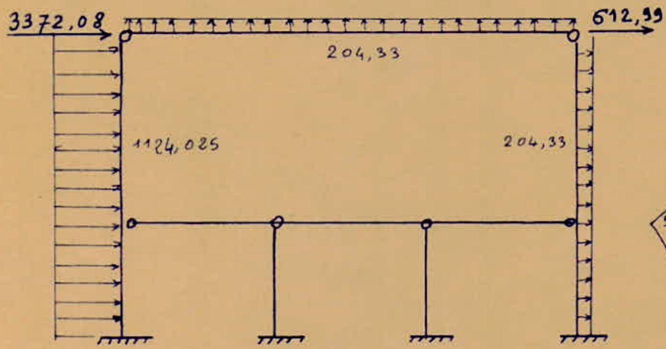


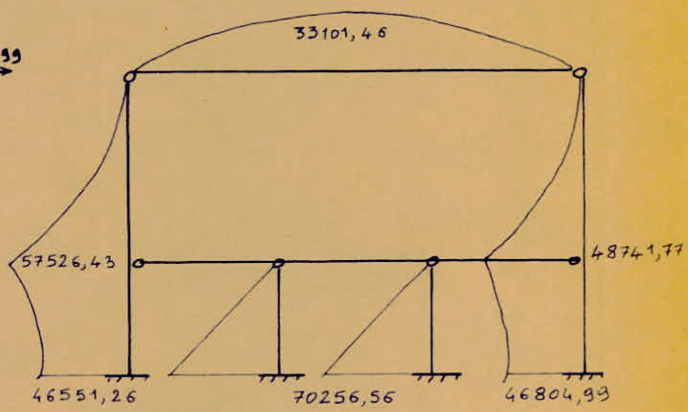


N

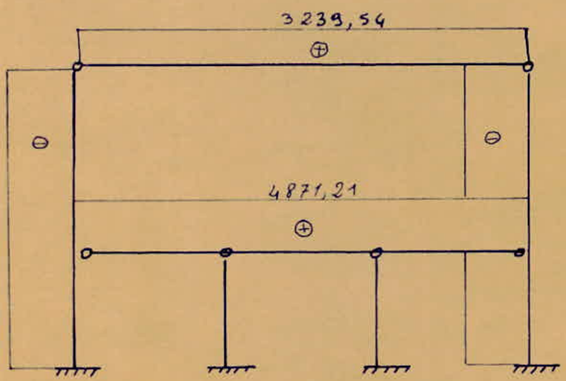
T

vent 1-b

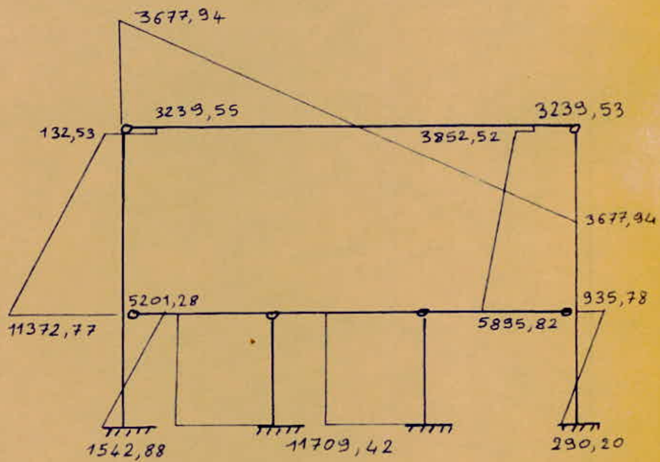

3372,08
612,99
204,33
1124,025
204,33


33101,46
57526,43
48741,77
46551,26
70256,56
46804,99

M

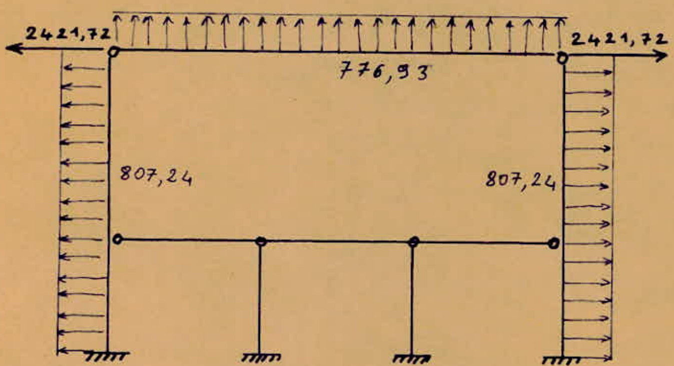

3239,54
⊕
⊖
⊖
4871,21
⊕

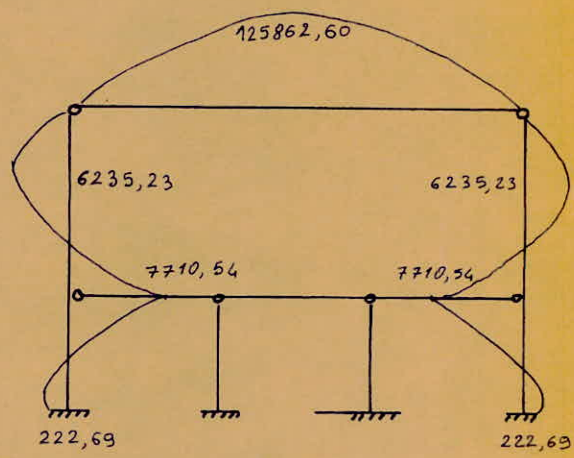
N


3677,94
132,53
3239,55
3239,53
3852,52
3677,94
5201,28
935,78
11372,77
5895,82
1542,88
11709,42
290,20

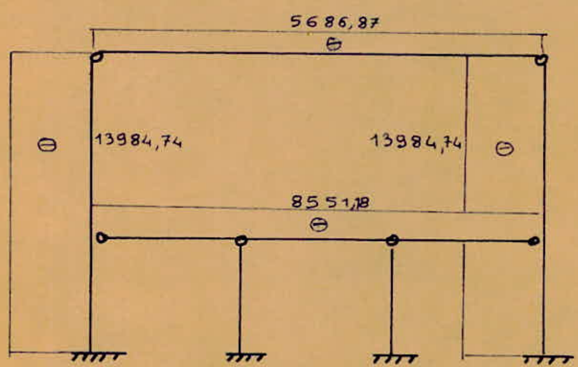
T

vent 2-a

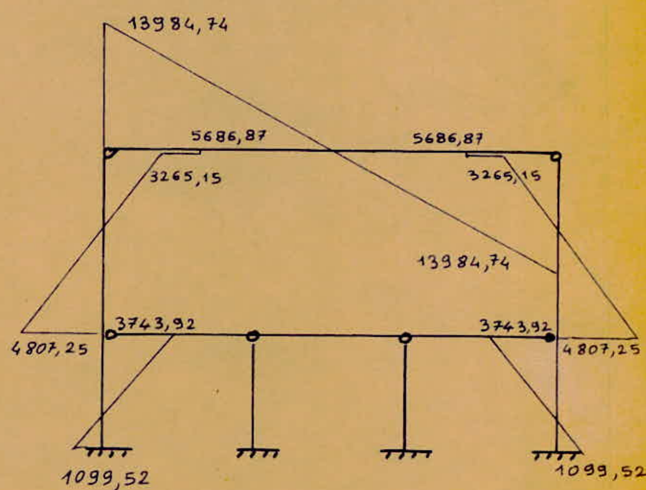

2421,72
2421,72
776,93
807,24
807,24


125862,60
6235,23
6235,23
7710,54
7710,54
222,69
222,69

M

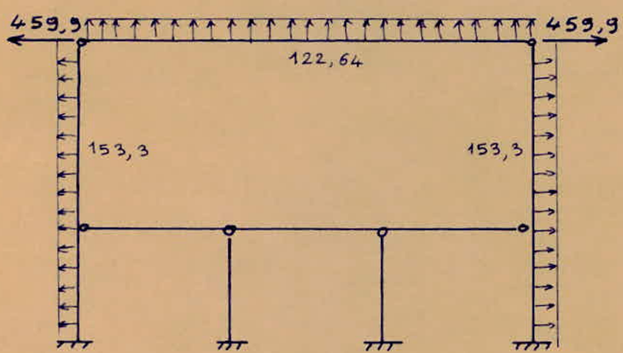

5686,87
13984,74
13984,74
8551,18

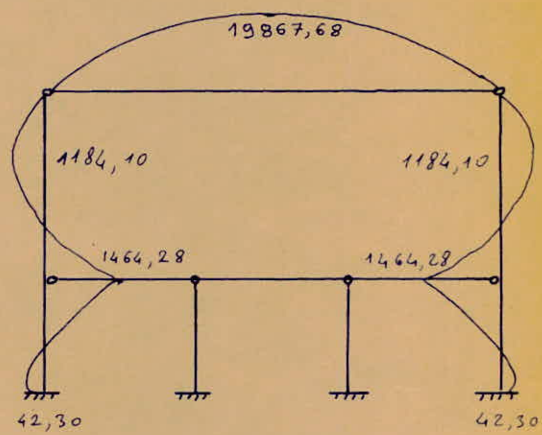
N

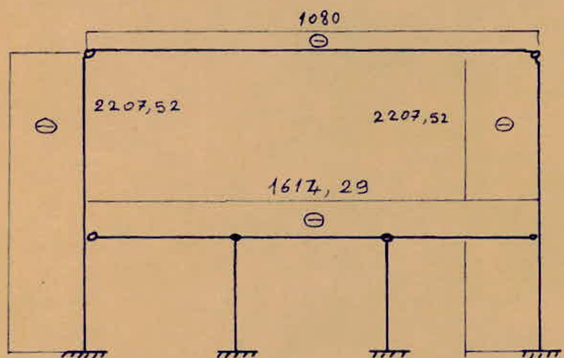

13984,74
5686,87
5686,87
3265,15
3265,15
13984,74
3743,92
3743,92
4807,25
4807,25
1099,52
1099,52

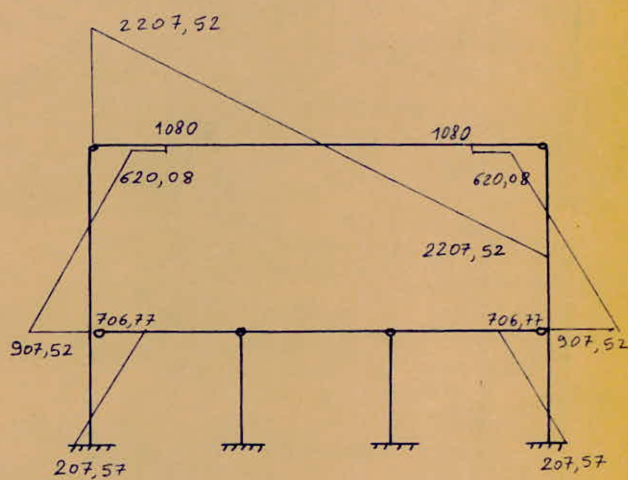
T

vent : 2 - b


459,9
459,9
122,64
153,3
153,3


19867,68
1184,10
1184,10
1464,28
1464,28
42,30
42,30


1080
⊖
2207,52
2207,52
⊖
⊖
1617,29
⊖


2207,52
1080
1080
620,08
620,08
2207,52
706,77
706,77
907,52
907,52
207,57
207,57

3. CALCUL des SOLIVES

1/ Recherche de la sollicitation la plus défavorable :

les charges et surcharges agissant sur les solives sont :

- charges permanentes $G = 488{,}5$ daN/m² -(on néglige l'effet de la température)
- surcharges d'exploitation : $P = 500$ daN/m²
- Neige normale : $V_n = 25$ daN/m²
- Vent normal : $V_v = 17{,}05$ daN/m² (le vent agissant en sens inverse des charges et surcharges on prend la valeur minimum pour obtenir le maximum des charges sur les solives)
- Neige extrême : $W_n = 41{,}66$ daN/m²
- Vent extrême $W_v = 29{,}84$ daN/m²

. Pour les charges pondérées les combinaisons les plus défavorables sont :

$$\text{I}\begin{cases} S_1 = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P = \frac{4}{3}488{,}5 + \frac{3}{2}500 = 1401{,}33 \text{ daN/m}^2 \\ S'_1 = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}V_n = \frac{4}{3}488{,}5 + \frac{3}{2}25 = 688{,}83 \text{ "} \\ S''_1 = \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}V_v = \frac{4}{3}488{,}5 - \frac{3}{2}17{,}05 = 625{,}76 \text{ "} \end{cases}$$

$$\text{II}\begin{cases} S_2 = \frac{4}{3}G + \frac{17}{12}P + \frac{17}{12}V_n = \frac{4}{3}488{,}5 + \frac{17}{12}500 + \frac{17}{12}25 = 1395{,}08 \text{ daN/m}^2 \\ S'_2 = \frac{4}{3}G + \frac{17}{12}P + \frac{17}{12}V_v = \frac{4}{3}488{,}5 + \frac{17}{12}500 - \frac{17}{12}17{,}05 = 1335{,}51 \text{ "} \\ S''_2 = \frac{4}{3}G + \frac{1}{2}\frac{17}{12}V_n + \frac{17}{12}V_v = \frac{4}{3}488{,}5 + \frac{1}{2}\frac{17}{12}25 - \frac{17}{12}17{,}05 = 644{,}89 \text{ "} \end{cases}$$

III/ $S_3 = \frac{4}{3}G + \frac{4}{3}P + \frac{1}{2}\frac{4}{3}V_n + \frac{4}{3}V_v = 1311{,}92$ daN/m².

. Pour les charges non pondérées les combinaisons les plus défavorables sont :

$$\text{I}\begin{cases} S_1 = G + P = 988{,}5 \text{ daN/m}^2 \\ S'_1 = G + W_n = 530{,}16 \text{ "} \\ S''_1 = G + W_v = 458{,}66 \text{ "} \end{cases}$$

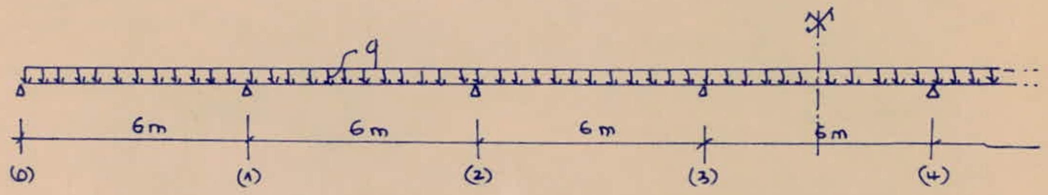
$$\text{II}\begin{cases} S_2 = G + P + W_n = 1030{,}16 \text{ daN/m}^2 \\ S'_2 = G + P + W_v = 958{,}66 \text{ "} \\ S''_2 = G + \frac{1}{2}W_n + W_v = 479{,}49 \text{ "} \end{cases}$$

III/ $S_3 = G + P + \frac{1}{2} W_n + W_v = 979{,}49$ daN/m².

Donc la combinaison la plus défavorable est $\frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P = 1401{,}33$ daN/ m².

On prendra des solives continues espacée de 3 m

la charge par ml sur une solive sera $q = 1401{,}33 \times 3 = 4204$ daN/m



Pour calculer les moments on appliquera le théorême des 3 Moments.

$$M_{n-1} \ell_n + 2 M_n (\ell_n + \ell_{n+1}) + M_{n+1} \ell_{n+1} = -6EI \left(\omega_n^{g(p)} + \omega_n^{d(p)}\right)$$

L'indice n étant relatif à l'appuin

$\omega_n^{d(p)}$ et $\omega_n^{g(p)}$ sont les rotations à l'appui n dues aux charges extérieures de la poutre isostatique de portée ℓ_n chargée uniformément.

appui ① : $M_0 \ell_1 + 2 M_1 (\ell_1 + \ell_2) + M_2 \ell_2 = -6EI \left(\frac{q\ell^3}{24EI} + \frac{q\ell^3}{24EI} \right)$

$\ell_1 = \ell_2 = \dots \ell_7 = \ell$

$$\Rightarrow \quad ① \quad 4 M_1 + M_2 = -\frac{q\ell^2}{2}$$

appui ② $M_1 \ell_2 + 2 M_2 (\ell_2 + \ell_3) + M_3 \ell_3 = -6EI \left(\frac{q\ell^3}{24EI} + \frac{q\ell^3}{24EI} \right)$

$$\Rightarrow ② \quad M_1 + 4 M_2 + M_3 = -\frac{q\ell^2}{2}$$

appui ③ $M_2 \ell_3 + 2 M_3 (\ell_3 + \ell_4) + M_4 \ell_4 = -6EI \left(\frac{q\ell^3}{24EI} + \frac{q\ell^3}{24EI} \right)$

$M_4 = M_3$ (symetrie)

$$③ \quad M_2 + 5 M_3 = -\frac{q\ell^2}{2}.$$

la résolution du systême formé par les équations ①, ② et ③ donne:

$$\begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 4 & 1 & 0 \\ 1 & 4 & 1 \\ 0 & 1 & 5 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -\frac{q\ell^2}{2} \\ -\frac{q\ell^2}{2} \\ -\frac{q\ell^2}{2} \end{pmatrix}$$

$$M_1 = \frac{\begin{vmatrix} -\frac{q\ell^2}{2} & 1 & 0 \\ -\frac{q\ell^2}{2} & 4 & 1 \\ -\frac{q\ell^2}{2} & 1 & 5 \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} 4 & 1 & 0 \\ 1 & 4 & 1 \\ 0 & 1 & 5 \end{vmatrix}} = -\frac{15 q\ell^2}{142} \quad \rightarrow \quad M_1 = -15 q \frac{\ell^2}{142}$$

$$M_2 = \frac{\begin{vmatrix} 4 & -ql^2/2 & 0 \\ 1 & -ql^2/2 & 1 \\ 0 & -ql^2/2 & 5 \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} 4 & 1 & 0 \\ 1 & 4 & 1 \\ 0 & 1 & 5 \end{vmatrix}} = -\frac{11 ql^2}{142} \qquad M_2 = -\frac{11}{142} ql^2$$

$$M_3 = \frac{\begin{vmatrix} 4 & 1 & -ql^2/2 \\ 1 & 4 & -ql^2/2 \\ 0 & 1 & -ql^2/2 \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} 4 & 1 & 0 \\ 1 & 4 & 1 \\ 0 & 1 & 5 \end{vmatrix}} = -\frac{6ql^2}{71} \qquad M_3 = -\frac{6}{71} ql^2$$

(le signe négatif indique que la membrure supérieure est tendue)

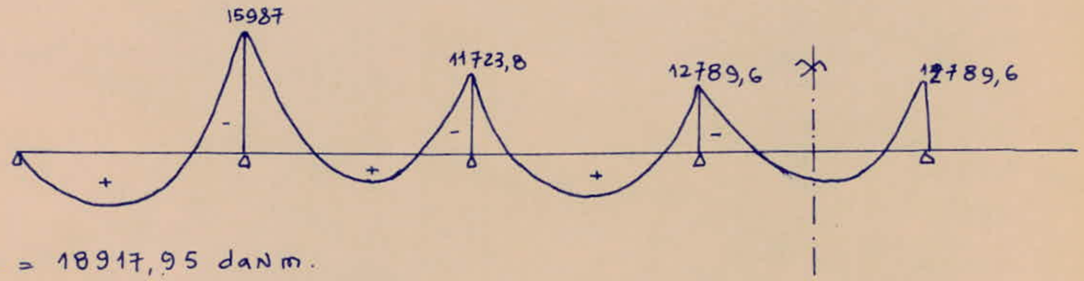
Valeurs absolues des Moments: ($q = 4204$ daN/m)

$M_0 = 0$

$M_1 = \frac{15ql^2}{142} = \frac{15 \times 4204 \times 36}{142} = 15987$ daNm

$M_2 = \frac{11ql^2}{142} = \frac{11 \times 4204 \times 36}{142} = 11723{,}8$ daNm

$M_3 = \frac{6 \times 4204 \times 36}{71} = 12789{,}6$ daNm.



$M_0 = q\frac{l^2}{8} = 18917{,}95$ daNm.

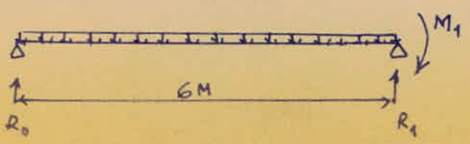
en travée on a: $M_{t_1} = 18917{,}95 - \frac{15987}{2} = 10924{,}45$ daNm

$M_{t_2} = 18917{,}95 - \frac{15987 + 11723{,}8}{2} = 5062{,}55$ daNm

$M_{t_3} = 18917{,}95 - \frac{11723{,}8 + 12789{,}6}{2} = 6661{,}25$ daNm

$M_{t_4} = 18917{,}95 - 12789{,}6 = 6128{,}35$ daNm.

- Calcul des réactions.

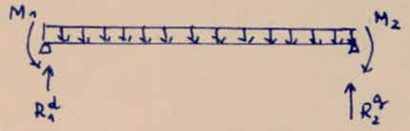


$R_0 \cdot l - q\frac{l^2}{2} + M_1 = 0$

$\rightarrow R_0 = 9947{,}47$ daN

$R_1^g \, l - q\frac{l^2}{2} - M = 0 \quad \rightarrow \quad R_1^g = q\frac{l}{2} + \frac{M}{l} = 12611,97 + 2664,5 = 15276,47 \text{ daN}$

$R_1^g = 15276,47$ daN.

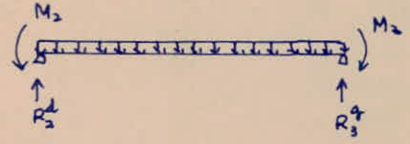


$R_1^d = q\frac{l}{2} + \frac{M_1 - M_2}{l} = 12611,97 + \frac{15987 - 11723,8}{6}$

$R_1^d = 13322,5$ daN

$R_2^g = q\frac{l}{2} - \frac{M_1 - M_2}{2} = 12611,97 - 710,53$

$R_2^g = 11901,44$ daN

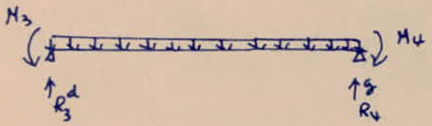


$R_2^d = q\frac{l}{2} + \frac{M_2 - M_3}{2} = 12611,97 - 177,63$

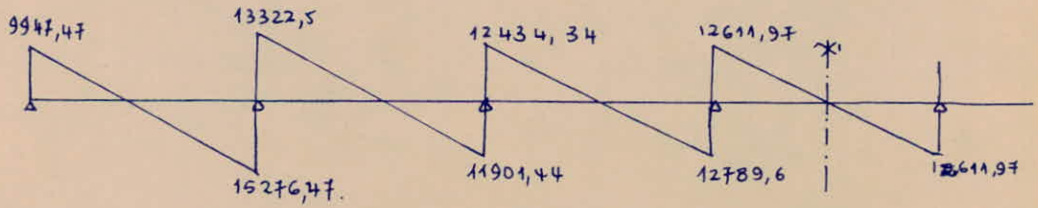
$R_2^d = 12434,34$ daN

$R_2^g = q\frac{l}{2} - \frac{M_2 - M_3}{2} = 12611,97 + 177,63$

$R_2^g = 12789,6$ daN.



$M_3 = M_4 \quad \rightarrow \quad R_3^d = R_4^g = q\frac{l}{2} = 12611,97$ daN.



. Recherche du profilé :

$M_{max} = 15987$ daNm

$\sigma = \frac{M}{W} \leq \sigma_e \quad \rightarrow \quad W \geq \frac{M}{\sigma_e} = \frac{15987 \cdot 10^2}{2400} = 666,12 \text{ cm}^3$

$\rightarrow$ IPE 330 $\quad W = 713 \text{ cm}^3$; $\quad A = 62,6 \text{ cm}^2$

$I_x = 11770 \text{ cm}^4$.

$e_a = 7,5$ mm

$e_s = 11,5$ mm

poids propre : $g = 49,1$ daN/m.

. Vérification de la contrainte normale :

poids propre majoré $\frac{4}{3}g = \frac{4}{3}.49,1 = 65,46$ daN/m

$M'_1 = \frac{15}{142} q' \ell^2$ avec $q' = 4204 + 65,46 = 4269,46$ daN/m

$M'_1 = \frac{15}{142}.4269,46 \times 36 = 16235,93$ daN.m

$$\sigma = \frac{16235,93.10^2}{\psi W} = \frac{16235,93.10^2}{1,052 \times 713} = 2164,57 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2.$$

on utilise le coefficient d'adaptation plastique ψ parceque la poutre est assurée contre le déversement par la dalle en Béton Armé qui transmet les charges (Règles C.M.66)

. Vérification de la contrainte de cisaillement :

on peut appliquer la formule simplifiée $\tau = \frac{T}{e_a h_a}$ si $\frac{A_s}{A} > 15\%$

A_s : section de la semelle ; A section totale

$$\frac{A_s}{A} = \frac{1,15 \times 16}{62,6} = 0,29 = 29\% > 15\%$$

$$\tau = \frac{T}{e_a h_a} \quad ; \quad 1,54\,\tau \leq \sigma_e \quad ; \quad T = q\frac{\ell}{2} = 15276,47 \text{ daN}$$

$$1,54\,\tau = 1,54 . \frac{15276,47}{30,7 \times 0,75} = 1021,75 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e$$

. Vérification de la flèche :

la flèche est maximum pour la premièretravée.

$$\frac{f}{\ell} = \frac{f_1}{\ell} - \left(\frac{1,2}{10^7} . \frac{\sigma_{fw} + \sigma_{fe}}{2} . \frac{\ell}{h} \right) \qquad \frac{f_1}{\ell} = \frac{\sigma_f}{10^7} . \frac{\ell}{h}$$

ℓ : portée de la solive ; $\frac{f_1}{\ell}$: flèche de la poutre isostatique de même portée sous une charge uniformément répartie de même intensité.

σ_{fw} : Contrainte non majoré au droit de l'appui gauche

σ_{fe} : " " " " " droit.

h : hauteur de la poutre.

la combinaison la plus défavorable des charges non majorée est : $S_2 = G + P + W_n$

La charge uniformément répartie sera alors $q_1 = 1030,16 \times 3 + 49,1 = 3139,58$ daN/m

$$\sigma_f = \frac{q_1 \ell^2}{8 \psi W} = \frac{3139,58.10^{-2} \times 36.10^4}{8 \times 1,052 \times 713} = 1883,56 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma_{fw} = 0$ $(M_w = 0)$

$$\sigma_{fe} = \frac{15\, q_1 \ell^2}{142\, \psi W} = \frac{15 \times 3139{,}58 \cdot 10^{-2} \times 36 \cdot 10^4}{242 \times 1{,}052 \times 713} = 1591{,}74 \text{ daN/cm}^2$$

$$\frac{f}{\ell} = \frac{1883{,}56}{10^7} \cdot \frac{600}{33} - 1{,}2\, \frac{1591{,}73}{2 \cdot 10^7} \cdot \frac{600}{33} = \frac{1}{\dfrac{33 \cdot 10^7}{600 \times 1883{,}56}} - \frac{1}{\dfrac{66 \cdot 10^7}{600 \times 1{,}2 \times 1591{,}74}}$$

$$\frac{f}{\ell} = \frac{1}{292} - \frac{1}{576} = \frac{576-292}{168192} = \frac{284}{168192}$$

$$\frac{f}{\ell} = \frac{1}{592} < \left[\frac{f}{\ell}\right] = \frac{1}{300}$$

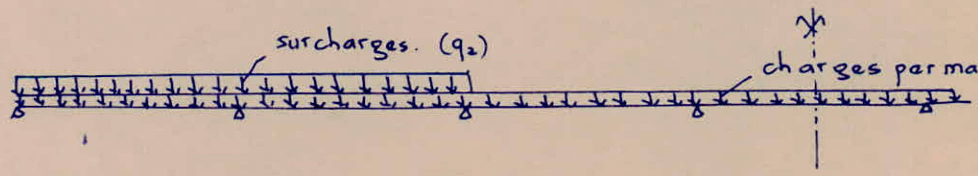
$\left[\frac{f}{\ell}\right] = \frac{1}{300}$ est la flèche admissible donnée par les règles CM 66.

. Remarque : Pour faire un calcul plus exact il faut tenir compte du fait que les surcharges peuvent exister sur une partie de la poutre seulement ce qui est plus défavorable.

Exemple : - pour obtenir le moment maximum sur le 2e appui on a intérêt à surcharger uniquement les 2 premières travées.

- pour obtenir la flèche maximum (dans la 1ere travée par exemple) on surcharge uniquement cette travée.

. Recherche du moment maximum (sur le 2e appui)



on applique le principe de surperposition :

pour les charges permanentes le calcul a été fait on obtient le moment $M_1^{(1)}$ (sur le 2e appui sous l'effet des charges permanentes)

$$M_1^{(1)} = \frac{15 q_1 \ell^2}{142} \qquad q_1 = \frac{4}{3}(488{,}5 \times 3 + 49{,}1) = 2019{,}47 \text{ daN/m}$$

$$M_1^{(1)} = 7679{,}67 \text{ daNm.}$$

pour les surcharges (appliquées sur les 2 premières travée) on trouve $M_1^{(2)}$ en appliquant le théorème des 3 moments à la poutre :

appui ① : $M_0 \ell_0 + 2M_1(\ell_1 + \ell_2) + M_2 \ell_2 = -6EI\left(\frac{q\ell^3}{24EI} + \frac{q\ell^3}{24EI}\right)$

$$\rightarrow \quad 4M_1 + M_2 = -q_2 \frac{\ell^2}{2} \qquad ①$$

appui ② : $M_1 \ell_2 + 2M_2(\ell_2 + \ell_3) + M_3 \ell_3 = -6EI\left(\frac{q\ell^3}{24EI} + 0\right)$

$$\rightarrow \quad M_1 + 4M_2 + M_3 = -q_2 \frac{\ell^2}{4} \qquad ②$$

appui ③ : $M_2 \ell_3 + 2M_3(\ell_3 + \ell_4) + M_4 \ell_4 = -6EI(0+0)$

$$\rightarrow \quad M_2 + 4M_3 + M_4 = 0 \qquad ③$$

appui ④ $\rightarrow \quad M_3 + 4M_4 + M_5 = 0 \qquad ④$

appui ⑤ $\rightarrow \quad M_4 + 4M_5 + M_6 = 0 \qquad ⑤$

appui ⑥ $\rightarrow \quad M_5 + 4M_6 = 0 \qquad ⑥$

la résolution du système formé par les équations ①, ②, ③, ④, ⑤ et ⑥

donne $M_1' = M_1^{(2)} = 0,116\, q_2 \ell^2$

$M_1^{(2)} = 0,116 \times 2250 \times \overline{6}^2 = 9396$ daNm.

le moment total sur l'appui ① est $M_1 = M_1^{(1)} + M_1^{(2)} = 9396 + 7679,67$

$M_1 = 17075,67$ daNm (dans le 1er cas on a trouvé $M_1 = 16235,93$ daN.m)

. vérification de la contrainte normale :

$$\sigma = \frac{17075,67 \cdot 10^2}{1,052 \times 713} = 2276,52 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e.$$

. vérification de la flèche (on surcharge la 1ère travée seulement)

on obtient $M_1^{(1)} = 15\,\frac{q_1\ell^2}{142}$ avec $q_1 = (G + W_n).3m = 1737,78$ daN/m

$M_1^{(1)} = 6608,46$ daNm

pour les surcharges $M_1^{(2)} = \frac{195}{2911} q_2 \ell^2$ avec $q_2 = 500 \times 3 = 1500$ daN/m

$M_1^{(2)} = 3617,31$ daNm.

$M_1 = M_1^{(1)} + M_1^{(2)} = 3617,31 + 6608,46 = 10225,77$ daNm.

$\sigma_f = 1883,56$ daN/cm² (inchangée. Contrainte au milieu d'une poutre isostatique.)

$\sigma_{fw} = 0$

$$\sigma_{fe} = \frac{10225,77 \cdot 10^2}{1,052 \times 713} = 1363,30 \text{ daN/cm}^2$$ (dans le 1er cas on avait 1591,74 daN/cm²

$$\frac{f}{\ell} = \left(\frac{1883{,}56}{10^7} - \frac{1{,}2}{10^7} \frac{1363{,}30}{2} \right) \frac{600}{33} = \frac{1}{292} - \frac{1}{672} = \frac{380}{196224}$$

$\frac{f}{\ell} = \frac{1}{516}$ on avait dans le premier cas $\frac{f}{\ell} = \frac{1}{592}$

mais on a toujours $\frac{f}{\ell} = \frac{1}{516} < \left[\frac{f}{\ell}\right] = \frac{1}{300}$

on voit donc qu'il conviant de tenir compte de la répartition des surcharges sur la poutre on obtient des résultats plus défavorables (flèche et contraintes plus grandes).

En prenant des solives isostatiques on a M_{max} en travée :

$$M_{max} = q\frac{\ell^2}{8} = 18917{,}95 \text{ daN m}$$

on obtient alors des IPE 360 dont le poids est 57,1 daN/m

on fait ainsi une économie d'acier en prenant des solives hyperstatiques (continues).

Etant donné qu'on ne peut pas avoir des poutres de 42 m (de telles portées n'existent pas dans le commerce) on aura a faire des joints.

On peut prendre par exemples 4 tronçons (2 tronçons de 10 m et 2 tronçons de 11 m) et faire des joint soudés. On fera une soudure bout à bout (joint rectiligne). la résistance du joint est alors égale à la resistance de la poutre si la soudure est bien éxécutée.

pour cela – On préparera convenablement les surfaces à souder

– l'épaisseur des cordons de soudure doit être égale à l'epaisseur des pièces à assembler : on prendra donc un cordon de 8 mm pour assembler les âmes et un cordon de 12 mm pour assembler les semelles.

– la soudure sera exécutée par plusieurs passages. Après chaque passage on rabote et nettoie la surface soudée.

4-CALCUL de la FERME

I/ ETUDE THEORIQUE

1- Définition de la précontrainte (acier précontraint).

Une construction en acier est dite précontrainte lorsqu'elle est soumise à l'action d'un système de forces artificielles créées et constamment appliquées, dites forces de précontrainte, telle que, lorsque cette construction est soumise à l'effet simultané de ce système de forces, des charges, des surcharges et des actions diverses qu'elle peut être appelée à supporter son acier constitutif doit résister en tout point et les contraintes ne doivent pas dépasser la contrainte admissible.

On obtient alors un déchargement de la construction, d'où une économie d'acier cette économie varie de 10 à 15%.

2. Classification des procédés de précontrainte.

. les forces de précontrainte peuvent être

- intérieures à la partie de la construction intéressée par la précontrainte : c'est la mise sous tension préalable des éléments (c'est le cas des éléments isolés).

- extérieures à l'ouvrage : mise sous tension à l'aide de câbles constitués par des fils de haute résistance ; Ces cables peuvent atteindre une charge de 13000 daN/cm².

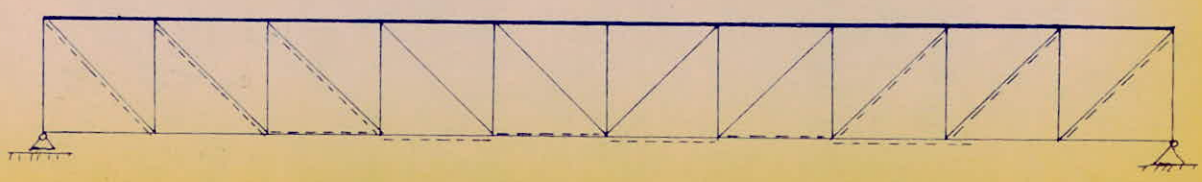
. pour les fermes on peut avoir une précontrainte dans chaque barre prise séparément, ou mettre en précontrainte la ferme toute entière.

- par changement du schéma statique : dénivellation des appuis.

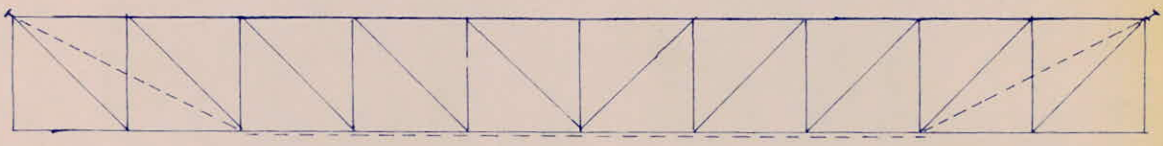
3- Précontrainte des fermes :

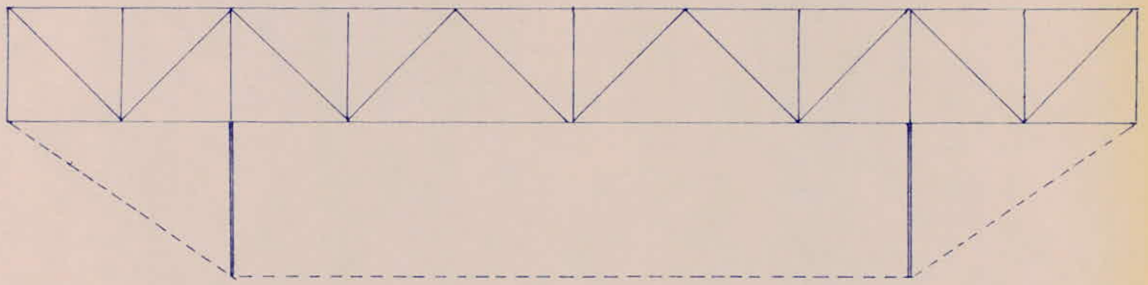
Il existe 2 types de procédés pour la précontrainte des fermes :

- la ferme dans laquelle le tirant se trouve au niveau d'une barre, créant la précontrainte dans cette barre uniquement. On a alors une ferme isostatique. Ce procédé donne une économie de métal de 10 à 15%

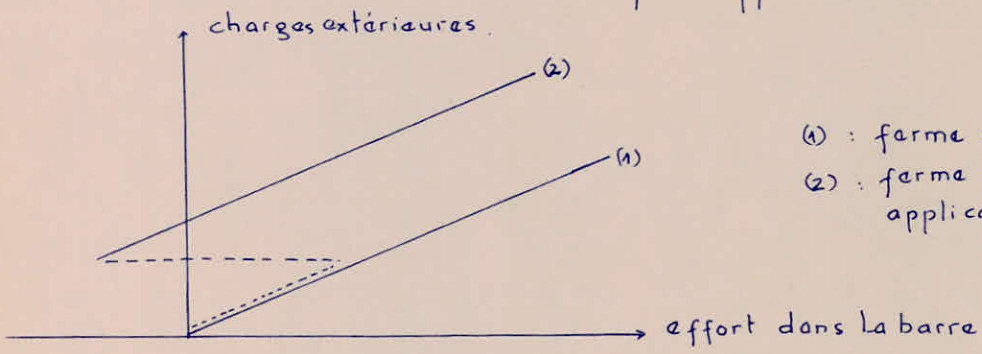


- la ferme dans laquelle le tirant se trouve au niveau de toute la ferme (ou une partie de celle-ci) créant la précontrainte dans toutes les barres (ou certaines d'entre elles). On alors une ferme hyperstatique. Ce procédé donne une économie de 10 à 15%. Pour les fermes hyperstatiques "types en Arc" l'économie varie de 20 à 25%.





- On procède à des recouvrements de câbles quand la ferme a une grande portée ou que les efforts dans les membrures inférieures adjacentes sont trop différents.
- la précontrainte peut être créée : - avant application des charges
  - après application des charges
  - après application d'une partie des charges.



(1) : ferme sans précontrainte
(2) : ferme précontrainte après application d'une partie des charges

4- Calcul des fermes isostatiques:

Après avoir créé dans les éléments la précontrainte, l'effort dans le tirant est égal à

$$X = P_p + \sigma_o A \quad ①$$

X : effort de précontrainte

P_p : effort dans la barre engendrée par les charges et surcharges avant précontrainte

σ_o : précontrainte (contrainte de compression dans la barre engendrée par la précontrainte)

A : section de la barre.

Sous l'action des charges P_q appliquées après la précontrainte on a dans le tirant un effort supplémentaire X_1

$$X_1 = P_q - (\sigma_o + \sigma_e) A . \quad ②$$ σ_e : limite d'élasticité de la barre.

Pour les solutions optimales on doit avoir $X + X_1 = \sigma_{etir} . A_{tir}$.

σ_{etir} : limite d'élasticité du tirant

A_{tir} : section du tirant.

En tenant compte de l'égalité des déformations de la barre et du tirant pendant l'application de P_q, on peut écrire :

$$X_1 = \frac{P_q . A_{tir} . V}{A_{tir} . V + A} \quad ④ \qquad \text{avec} \quad V = \frac{E_{tir}}{E}$$

L'allongement du tirant et de la barre dû à P_q est : $\Delta \ell = \dfrac{\sigma_o + \sigma_e}{E} . \ell$ ⑤ (loi de Hooke)

Les équations ①, ②, ③, ④, ⑤ nous donnent l'aire de la section des barres, du tirant, et l'effort de précontrainte.

en posant $k_r = \dfrac{\sigma_{etir}}{\sigma_e}$ et $k_p = \dfrac{P_p}{P_q}$ on a :

$$A = P_q \left[\frac{k_r - V\left(\frac{\sigma_o}{\sigma_e} + 1\right)(1 + k_p)}{\left(\frac{\sigma_o}{\sigma_e} + 1\right)(k_r - V)\,\sigma_e} \right]$$

$$A_{tir} = P_q . \left[\frac{1 + k_p}{k_r . \sigma_e} - \frac{1 - \frac{V}{k_r}\left(\frac{\sigma_o}{\sigma_e} + 1\right)(1 + k_p)}{\left(\frac{\sigma_o}{\sigma_e} + 1\right)(k_r - V)\,\sigma_e} \right]$$

Pour le calcul on fixera une valeur de l'effort de précontrainte X. X est une fonction du rapport $\dfrac{\sigma_o}{\sigma_e}$. On a intérêt à augmenter σ_o car A (section de la barre) diminue quand σ_o augmente (c'est à dire quand X augmente)

X augmente quand $V = \dfrac{E_{tir}}{E}$ augmente d'où l'intérêt d'utiliser de l'acier H.R pour les câbles.

5- Calcul des fermes hyperstatiques :

- on choisit le système fondamental en coupant le tirant
- on trouve les efforts dans les barres dus aux charges extérieures : N_{ip}
- on trouve les efforts dans les barres dus à $X = 1$: $\overline{N}_i$
- on établit l'équation à l'inconnue X_1 : (effort dans le câble engendré par les charges extérieures) :

$$X_1 = \frac{\sum \frac{\overline{N}_i N_{pi} . l_i}{E_i A_i}}{\sum \frac{\overline{N}_i^2 l_i}{E_i A_i} + \frac{l_{tir}}{E_{tir} . A_{tir}}}$$

$\overline{N}_i$, N_{pi} efforts dans la barre n° i dûs respectivement à $X=1$ (effort unitaire dans le tirant) et aux charges extérieures.

l_i, A_i longueur et section de la barre i ; E_i son module d'élasticité

l_{tir}, A_{tir} longueur et section du tirant ; E_{tir} son module d'élasticité.

choix de l'effort de précontrainte : pour la barre la plus chargée dans la membrure inférieure on doit avoir $N_{pi} - X\overline{N}_i = \sigma_e A_i$.

En première approximation on prend la valeur de l'effort de précontrainte X, pour assurer la stabilité des barres comprimées : On prend

$X = (0{,}4 \div 0{,}5)\, N_{p\,max}$ pour les fermes en Arc

$X = (0{,}5 \div 0{,}8)\, N_{p\,max}$ pour les fermes droites avec tirant suivant la membrure inférieure.

$N_{p\,max}$: effort dans la barre la plus chargée, de la membrure inférieure.

• pour prédimensionner le tirant on majore l'effort pour tenir compte de l'interaction de la ferme et du câble (on considère le tirant comme une barre de la ferme)
on prend alors $X + X_1 = (1{,}4 \div 1{,}5)\, X$: cet effort nous permet de prédimensionner le tirant ;

X : effort de précontrainte ; X_1 effort dans le tirant considéré comme une barre de la ferme

• pour prédimensionner les barres on prend l'effort le plus défavorable entre :

1) N_x au moment de la création de la précontrainte

2) et $N_x - N_p$ ou $N_x + \frac{4}{3} N_p$

pour l'éxécution on prend $$X_{\text{contrôlé}} = \frac{X}{0{,}95} + \Delta \cdot \frac{E_{tir} \cdot A_{tir}}{\ell_{tir}}$$

le coefficient 0,95 tiant compte des imperfection de fixations.
le 2° terme tiant compte du rapprochement des noeuds de la ferme (déformation du tirant).

- Vérification des barres

1) les signes dûs à la précontrainte et aux charges extérieures sont opposés.

* a) barres comprimées : $N_p + (1.X + X_1)\,\overline{N}_x \leq \frac{\sigma_e A}{K_1}$
* b) barres tendues : $N_p - (1X + X_1)\,\overline{N}_x \leq \sigma_e A$

N_p : effort pondéré dans la barre dû à la combinaison la plus défavorable des charges et surcharges.

$\overline{N}_x$: effort dans la barre dû à une charge unité.

Au moment de l'application de la précontrainte en l'absence des charges extérieures on vérifie les barres comprimées : $\frac{4}{3} X \overline{N}_x \leq \frac{\sigma_e A}{K_1}$

2) les signes sont identiques.

* a) barres comprimées : $N_p + (\frac{4}{3} X + X_1)\,\overline{N}_x \leq \frac{\sigma_e A}{K_1}$
* b) barres tendues : $N_p + (\frac{4}{3} X + X_1)\,\overline{N}_x \leq \sigma_e A$.

- Vérification du tirant : $\frac{4}{3} X + X_1 \leq \sigma_{e\,tir} \cdot A_{tir}$.

II/ Calcul :

on fera la comparaison entre 4 types de fermes :

1) ferme type "en Arc" précontrainte avant application des charges permanentes.

2/ ferme type "en Arc" précontrainte après application des charges permanentes.

3/ ferme droite de 3m de hauteur précontrainte après application des charges permanentes

4/ ferme droite de 3m de hauteur sans précontrainte.

Dans tous les cas la combinaison la plus défavorable des charges et surcharges (en ne tenant pas compte de la précontrainte) est donnée comme pour les solives par :

$S_1 = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P = \frac{4}{3} 580,15 + \frac{3}{2} 500 = 1523,53$ daN/m².

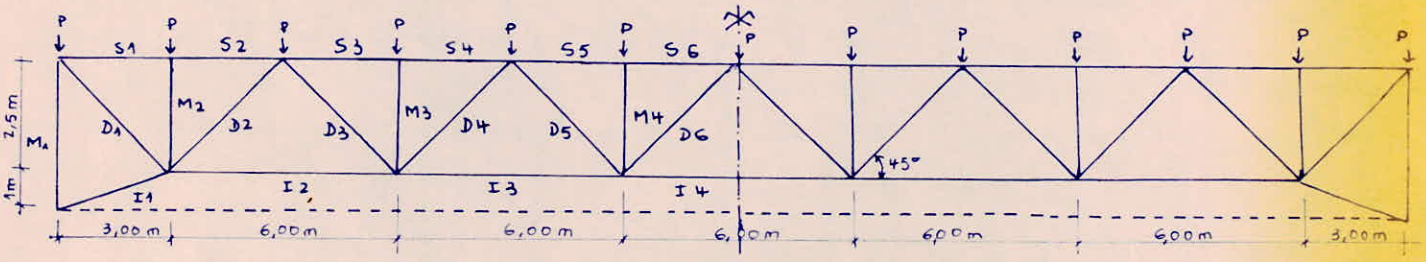
la charge dans un noeud de la ferme sera donc $P = 1523,53 \times 3 \times 6 = 27423,54$ daN

$P = 27423,54$ daN.

la combinaison qui donne l'effort minimum est $S'_1 = G + W = 444$ daN/m²

d'où la charge dans un noeud $P' = 444 \times 18 = 7990$ daN.

1er Procédé : ferme "type en Arc" précontrainte avant application des charges.



les coefficients de Crémona pour des charges unités appliquées aux noeuds de la membrure supérieures sont : (ferme sans câble)

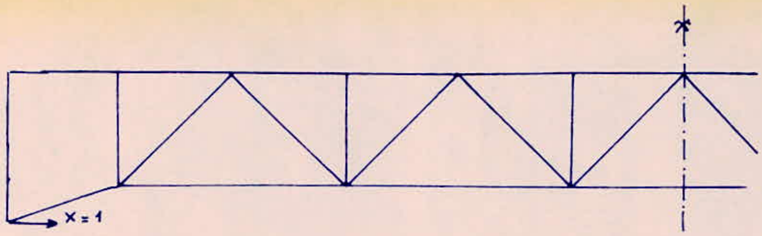
I1 : 0	S1 = S2 : + 6,6	M1 : + 6,5	D1 : − 8,59
I2 : − 12	S3 = S4 : + 16,2	M2 : + 1	D2 : + 7,03
I3 : − 19,2	S5 = S6 : + 21	M3 : + 1	D3 : − 5,09
I4 : − 21,6		M4 : + 1	D4 : + 4,30
			D5 : − 2,34
			D6 : + 0,78

convention de signe :

signe (−) pour la traction ; signe (+) pour la compression.

la ferme étant symétrique on étudie une moitié de cette ferme.

. Système fondamental :



on choisit le système fondamental en coupant le tirant. On étudie ce système sous l'action de la force X = 1. En construisant le diagramme de Crémona on obtient les coefficients suivants : (les coefficients sont les efforts dans les barres pour une charge unité).

I_1 : + 1,054	$S_1 = S_2$: - 0,4	D1 : + 0,52	M1 : - 1
I_2 : + 1,4	$S_3 = S_4$: - 0,4	D3 : 0	M2 : 0
I_3 : + 1,4	$S_5 = S_6$: - 0,4	D4 : 0	M3 : 0
I_4 : + 1,4		D5 : 0	M4 : 0
		D6 : 0	

Comme il fallait s'y attendre la membrure supérieure est tendue, la membrure inférieure est comprimée (sous l'action de la précontrainte).

. Calcul de X (en première approximation) :

l'effort maximum dans la barre la plus tendue (barre I4) sous l'action des charges extérieures est : $N_{pmax} = 21,6\ P = 21,6 \times 27423,54 = 592348,4$ daN. (en valeur absolue)

on a vu que pour ce type de ferme et pour ce procédé de précontrainte on prend :

$X = 0,4\ N_{pmax}$ (X : effort de précontrainte)

$X = 0,4 \times 592348,4 = 236939,3$ daN.

$X + X'_1 = 1,4X$

$X'_1 = 0,4X = 236939,3 \times 0,4 = 94775,7$ daN.

(X' : effort dans le câble considéré comme une barre de la ferme, sous l'action des charges extérieures).

X'_1 correspond à l'application de $\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P$.

en faisant une petite interpolation on trouve X''_1 correspondant à $G + \frac{3}{2}P$ et X'''_1 correspondant à G + W

on procède comme suit : $G + \frac{3}{2}P$ nous donne $N_{pmax} = 517162,3$ daN (toujours dans la barre I_4) $\rightarrow$ $X' = 0,4\ N_{pmax} = 206864,9$ $\rightarrow$ $X''_1 = 0,4X' = 79745,9$ daN

de la même façon on trouve $X'''_1 = 27614,2$ daN soit - N_x l'effort dans une barre sous l'action de la précontrainte :

- $N_{x'_1}$, $N_{x''_1}$, $N_{x'''_1}$ les efforts dans une barre sous l'action des charges extérieures, $\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P$; $G + \frac{3}{2}P$, $G + W$ compte tenu du câble (considéré comme une barre de la ferme et qui reprend une partie des charges extérieures.

les valeurs de N_x , $N_{x'_1}$, $N_{x''_1}$, $N_{x'''_1}$ sont résumées dans le tableau I de la page 44

les combinaisons les plus défavorables des charges et surcharges (précontrainte comprise) sont :

1) $\frac{4}{3}N_x$: N_x étant une charge permanente il y a lieu de tenir des coefficients de Majoration des règles CM66. ($\frac{4}{3}$ ou 1)

2) $\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P + N_x + N_{x'_1}$

3) $G + \frac{3}{2}P + \frac{4}{3}N_x + N_{x''_1}$

4) $G + W + N_x + N_{x'''_1}$.

les efforts qui en résultent dans chaque barre sont dans le tableau II de la page 45.

TABLEAU 1

1er Procédé : Valeurs de N_x, $4/3 N_x$, $N_{x'1}$, $N_{x''1}$, $N_{x'''1}$ pour les barres

éléments	Barres	N_x	$4/3 \cdot N_x$	$N_{x'1}$	$N_{x''1}$	$N_{x'''1}$
MEMBRURE. SUPÉRIEURE	S1	- 94775,72	- 126367,6	- 37910,3	- 31898,4	- 11045,64
	S2	- 94775,72	- 126367,6	- 37910,3	- 31898,4	- 11045,64
	S3	- 94775,72	- 126367,6	- 37910,3	- 31898,4	- 11045,64
	S4	- 94775,72	- 126367,6	- 37910,3	- 31898,4	- 11045,64
	S5	- 94775,72	- 126367,6	- 37910,3	- 31898,4	- 11045,64
	S6	- 94775,72	- 126367,6	- 37910,3	- 31898,4	- 11045,64
MEMB. INF.	I1	+ 249734	+ 332978,6	+ 99893,6	+ 84052,7	+ 29105,3
	I2	+ 331715	+ 442286,6	+ 132685,9	+ 111644,2	+ 38659,8
	I3	+ 331715	+ 442286,6	+ 132685,9	+ 111644,2	+ 38659,8
	I4	331715	+ 442286,6	+ 132685,9	+ 111644,2	+ 38659,8
MONTANTS	M1	- 236939,3	- 315919	- 94775,7	- 79745,9	- 27614,12
	M2	0	0	0	0	0
	M3	0	0	0	0	0
	M4	0	0	0	0	0
DIAGONALES	D1	+ 123208,4	+ 164277,8	+ 49283,4	+ 41467,86	+ 14359,34
	D2	0	0	0	0	0
	D3	0	0	0	0	0
	D4	0	0	0	0	0
	D5	0	0	0	0	0
	D6	0	0	0	0	0

1er Procédé : Valeurs des efforts dans les barres, résultant des combinaisons les plus défavorables.

TABLEAU 2

éléments	BARRES	$4/3\,N_x$	$4/3\,G + \frac{3}{2}P + N_x + N_{x1}'$	$G + 3/2\,P + 4/3\,N_x + N_{x1}''$	$G + W + N_x + N_{x1}'''$
MEMBRURE SUP.	S1	-126367,6	+48309,3	-244,16	-53085,9
	S2	-126367,6	+48309,3	-244,16	-53085,9
	S3	-126367,6	+311575,3	+229605,7	+23620,4
	S4	-126367,6	+311575,3	+229605,7	+23620,4
	S5	-126367,6	+443208,3	+344540,7	+61972,8
	S6	-126367,6	+443208,3	+344540,7	+61972,84
MEMB. INF.	I1	+332978,6	+349627,6	+417031,3	+278839,3
	I2	+442286,6	+135318	+266618,4	+27492,4
	I3	+442286,6	-62131	+94231	+216962,9
	I4	+442286,6	-127947,5	+36768,5	+197786,4
MONTANTS	M1	-315919,0	-153462	-240037,4	-212617,1
	M2	0	+27423,54	+23942,7	+7990,2
	M3	0	+27423,54	+23942,7	+7990,2
	M4	0	+27423,54	+23942,7	+7990,2
DIAGONALES	D1	+164167,8	-63076,4	+77,96	+68931,9
	D2	0	+192787,3	+168317,1	+56171,1
	D3	0	-139585,8	-121868,3	-40670,11
	D4	0	+117921,2	+102953,6	+34357,86
	D5	0	-64171,08	-56025,91	-18697,1
	D6	0	+21390,36	+18675,3	+6232,36

2ème Procédé : Ferme type "en Arc" précontrainte après application des charges permanentes

On prend la même ferme, seulement ici l'effort de précontrainte X est appliqué après avoir appliqué les charges permanentes.

On diminue dans ce cas l'effort de précontrainte. On prend $X = \frac{N_{pmax}(G)}{\overline{N}_p}$

$N_{pmax}(G)$: Effort maximum dans la barre la plus tendue (barre I4) sous l'action des charges permanentes ($4/3$ G).

$\overline{N}_p$: Effort dans la même barre dû à $X=1$ (dans le système fondamental)

l'équation $X = \frac{N_{pmax}(G)}{\overline{N}_p}$ indique que l'on cherche à avoir une contrainte nulle (dans la barre considérée) après application des charges permanentes et création de la précontrainte.

$\frac{4}{3} G = \frac{4}{3} 580,15 = 773,53 \text{ daN/m}^2$

La charge appliquée à 1 nœud sera $P_G = 773,53 \times 6 \times 3 = 13923,54$ daN.

Etant donné qu'on a la même ferme que dans le 1er procédé, les coefficients de Crémona ne changent pas ; (même pour le système fondamental)

on aura donc $N_{pmax}(G) = 21,6 \times P_G = 21,6 \times 13923,54 = 300749,8$ daN.

$\overline{N}_p = 1,4$

d'où $X = \dfrac{300749,8}{1,4} = 214821,2$ daN.

On détermine de la même façon que dans le 1er procédé les efforts X_1^P (dus à $\frac{3}{2}P$) et X_1^W (dus à W). On rappelle que ces efforts sont dus au fait que le câble est considéré comme une barre de la ferme et qu'il reprend donc une partie des efforts.

$\frac{3}{2}P \rightarrow P_p = 13500$ daN dans un nœud	$W \rightarrow P_W = 2452,5$ daN dans un nœud
$P_{pmax} = 21,6 \times 13500 = 291600$ daN	$P_{Wmax} = 21,6 \times 2452,5 = 52976$ daN
$X = 0,4 \times 291600 = 116640$ daN	$X = 21189,6$ daN
$X_1^P = 46656$ daN (en 1ère approximation)	$X_1^W = -8475,84$ daN.

les valeurs de X_1^P et X_1^W sont à considérer uniquement pour le prédimensionnement.

on trouvera dans le tableau III page 47 les valeurs de $N_{X_1^P}$, $N_{X_1^W}$ et N_X pour toutes les barres

les combinaisons les plus défavorables des charges, surcharges et précontrainte sont :

1) $\frac{4}{3} G$

2/ $\frac{4}{3} G + N_X$

3/ $G + \frac{4}{3} N_X$

4/ $\frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P + N_X + N_{X_1^P}$

5/ $G + \frac{3}{2} P + 4/3 N_X + N_{X_1^P}$

6/ $G + W + N_X + N_{X_1^W}$

voir les efforts qui en résultent dans les barres dans le tableau IV page 48.

TABLEAU-3

2ème Procédé : Valeurs de N_x, $N_{x_1}^p$ et $N_{x_1}^w$ dans les barres de la ferme;

Element	Barres	Nx	$4/3\ Nx$	$N_{x_1}^p$	$N_{x_1}^w$
MEMBRURES SUP.	S_1	− 85928,48	− 114571,3	− 18662,4	+ 3390,34
	S_2	− 85928,48	− 114571,3	− 18662,4	+ 3390,34
	S_3	− 85928,48	− 114571,3	− 18662,4	+ 3390,34
	S_4	− 85928,48	− 114571,3	− 18662,4	+ 3390,34
	S_5	− 85928,48	− 114571,3	− 18662,4	+ 3390,34
	S_6	− 85928,48	− 114571,3	− 18662,4	+ 3390,34
MEMB. INF.	I_1	+ 226421,5	+ 301895,3	+ 49175,42	− 8933,54
	I_2	+ 300749,76	+ 400999,6	+ 65318,4	− 11866,17
	I_3	+ 300749,76	+ 400999,6	+ 65318,4	− 11866,17
	I_4	+ 300749,76	+ 400999,6	+ 65318,4	− 11866,17
MONTANTS	M_1	− 214821,2	− 285428,2	− 46656	+ 8475,84
	M_2	0	0	0	0
	M_3	0	0	0	0
	M_4	0	0	0	0
DIAGONALES	D_1	+ 111707	+ 148942,6	+ 24261,12	− 4407,44
	D_2	0	0	0	0
	D_3	0	0	0	0
	D_4	0	0	0	0
	D_5	0	0	0	0
	D_6	0	0	0	0

2ème Procédé : combinaisons défavorables et efforts résultant dans les barres:

TABLEAU 4

élément	Barres	$4/3\,G$	$4/3 + N_x$	$G + 4/3\,N_x$	$4/3\,G + 3/2\,P + N_x + N_x^p$	$G + 3/2\,P + 4/3\,N_x + N_x^p$	$G + W + N_x + N_x^w$
MEMBRURE SUP.	S1	+ 91895,76	+ 5967,28	- 45 649,4	+ 76404,42	+ 24788,1	- 29802,82
	S2	+ 91895,76	+ 5967,28	- 45649,4	+ 76404,42	+ 24788,1	- 29802,82
	S3	+ 225562,32	+ 139633,8	+ 54600,44	+ 339 670,4	+ 254 638,1	+ 46903
	S4	+ 225562,32	+ 139633,8	+ 54600,44	+ 339670,4	+ 254638,1	+ 46903
	S5	+ 292395,6	+ 206467,1	+ 104725,4	+ 471303,4	+ 369563,1	+ 85256
	S6	+ 292395,6	+ 206467,1	+ 104725,4	+ 471303,4	+ 369563,1	+ 85256
MEMB. INF.	I1	0	+ 226 421,5	+ 301 895,3	+ 275596,9	+ 351070,7	+ 217 487,9
	I2	- 167083,2	+ 133 666,56	+ 275687,2	+ 36985,7	+ 179005,6	+ 193001,1
	I3	- 267333,12	+ 33416,64	+ 200499,8	- 160463	+ 6618,2	+ 135471,7
	I4	- 300 749,6	0	+ 175437,3	- 226280,3	- 50844,3	+ 116295,2
MONTANTS	M1	+ 90503,4	- 124 317,8	- 218550,6	- 83 224,2	- 177 456,7	- 154409
	M2	+ 13923,6	+ 13923,6	+ 10442,7	+ 27423,54	+ 23942,7	+ 7990,2
	M3	+ 13923,6	+ 13923,6	+ 10442,7	+ 27423,54	+ 23942,7	+ 7990,2
	M4	+ 13923,6	+ 13923,6	+ 10442,7	+ 27423,54	+ 23942,7	+ 7990,2
DIAGONALES	D1	- 119603,72	- 7896,72	+ 59239,8	- 99600	- 32464	+ 38663,6
	D2	+ 97882,9	+ 97882,9	+ 73412,18	+ 192787	+ 168317,1	+ 56171,1
	D3	- 70871,12	- 70871,12	- 53153,34	- 139585,8	- 121868,3	- 40670,11
	D4	+ 59871,52	+ 59871,52	+ 44903,64	+ 117921,2	+ 102953,6	+ 34357,86
	D5	- 32581,2	- 32581,2	- 24435,91	- 64171,08	- 56025,91	- 18697,08
	D6	+ 10860,4	+ 10860,4	+ 8145,30	+ 21390,36	+ 18675,3	+ 6232,36

- On trouvera dans le tableau V page 50, les efforts de calcul, les sections des barres (avec leurs caractéristiques) et les contraintes qui en résultent de ce 2ème procédé (précontrainte d'une ferme en Arc après application des charges permanentes.

Pour calculer les sections des barres on procède comme suit :

* - on connait l'effort N.

- on se donne une valeur de l'élancement λ ; $\lambda = 80 \div 100$ pour les membrures

$\lambda = 80 \div 130$ pour les barres de treillis

- Connaissant λ on determine k (coefficient d'amplification des contraintes) pour les barres comprimées.

- Connaissant K on determine la section A par la formule $k.\frac{N}{A} \leq \sigma_e \rightarrow A \geqslant \frac{kN}{\sigma_e}$

- Après avoir trouvé A on détermine les caractéristiques de la section et on calcule les contraintes avec le coefficient k_1. ($k_1 = \frac{\mu - 1}{\mu - 1{,}3}$ avec $\mu = \frac{\sigma_k}{\sigma}$)

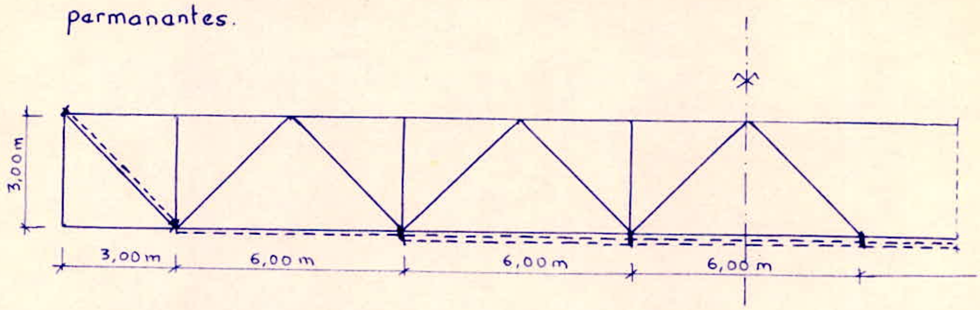
* pour les barres tendues on détermine directement A par la formule $A \geqslant \frac{N}{\sigma_e}$.

2ème Procédé : Sections des barres et contraintes

TABLEAU 5

Eléments	Barres	Efforts de calcul (daN)	Aire de la Section (cm²)	Long. de flambement l_0 (cm)	l_x	l_y	Ray. gir. i_x	i_y	élancement λ_x	λ_y	K_1	σ ou K_1σ (daN/cm²)
MEMBRURES SUPERIEURS	S_1	+ 91895,76	2L 120×120×12 = 55	300	270	300	3,65	4,99	73,973	60,120	1,311	2190,72
	S_2	+ 91895,76	2L 120×120×12 = 55	300	270	300	3,65	4,99	73,973	60,120	1,311	2190,72
	S_3	+ 339670,4	2L 200×200×24 = 181,2	300	270	300	6,06	8,42	44,554	35,629	1,070	2006,442
	S_4	+ 339670,4	2L 200×200×24 = 181,2	300	270	300	6,06	8,42	44,554	35,629	1,070	2006,442
	S_5	+ 471303,4	2L 200×200×30 = 222,8	300	270	300	6,00	8,53	45	35,169	1,085	2294,96
	S_6	+ 471303,4	2L 200×200×30 = 222,8	300	270	300	6,00	8,53	45	35,169	1,085	2294,96
MEMB. INF.	I_1	+ 351070,7	2L 200×200×24 = 181,2	316,23	284,6	316,23	6,06	8,42	47,294	37,557	1,0846	2101,43
	I_2	+ 275687,2	2L 200×200×28 = 209	600	540	600	6,08	8,49	89,701	70,671	1,461	1927,13
	I_3	+ 200499,8	2L 200×200×20 = 152,6	600	540	600	6,11	8,34	88,379	71,942	1,418	1863,25
	I_4	+ 175437,4	2L 180×180×20 = 136,6	600	540	600	5,47	7,53	98,720	79,681	1,847	2372,03
MONTANTS	M_1	− 218550,6	2L 150×150×16 = 91,4	350	280	350	4,56	6,26	61,403	55,910	—	2391,14
	M_2	+ 27423,54	2L 70×70×8 = 21,2	250	200	250	2,11	2,92	95,236	85,616	1,646	2128,66
	M_3	+ 27423,54	2L 70×70×8 = 21,2	250	200	250	2,11	2,92	95,236	85,616	1,646	2128,66
	M_4	+ 27423,54	2L 70×70×8 = 21,2	250	200	250	2,11	2,92	95,236	85,616	1,646	2128,66
DIAGONALES	D_1	− 119603,72	2L 110×110×12 = 50,2	390,5	312,4	390,5	3,34	4,59	93,533	85,076	—	2382,54
	D_2	+ 192787	2L 160×160×17 = 103,6	390,5	312,4	390,5	4,86	6,67	64,279	58,545	1,215	2261,69
	D_3	− 139585,8	2L 120×120×13 = 59,4	390,5	312,4	390,5	3,64	5,01	85,824	77,944	—	2349,96
	D_4	+ 117921,2	2L 140×140×13 = 70	390,5	312,4	390,5	4,27	5,796	73,162	67,374	1,301	2191,87
	D_5	− 64171,08	2L 80×80×9 = 27,4	390,5	312,4	390,5	2,43	3,35	128,559	116,567	—	2342,01
	D_6	+ 21390,36	2L 80×80×9 = 27,4	390,5	312,4	390,5	2,43	3,35	128,559	116,567	2,805	2189,78

3ème Procédé : Ferme droite de 3m de hauteur précontrainte après application des charges permanentes.



les coefficients de Crémona (efforts dans les barres pour des charges unités appliquées aux nœuds) sont dans ce cas :

I_1 : 0	$S_1 = S_2$: + 5,5	M_1 : + 6,5	D_1 : − 7,777
I_2 : − 10	$S_3 = S_4$: + 13,5	M_2 : + 1	D_2 : + 6,363
I_3 = − 16	$S_5 = S_6$ = + 17,5	M_3 : + 1	D_3 : − 4,949
			D_4 : + 3,535
I_4 = − 18		M_4 : + 1	D_5 : − 2,121
			D_6 : + 0,707.

On a une ferme isostatique. la portée étant de 36 m et les efforts dans I_3, I_4 étant très différents de l'effort dans I_2 et I_1 on procèdera à un recouvrement de câbles au niveau de la barre I_3 ;

On choisira l'effort de précontrainte de façon à avoir une contrainte nulle dans la barre I_4 au moment de la création de la précontrainte ; les charges permanentes étant déjà appliquées. la sollicitation la plus défavorable étant toujours $S_1 = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P$ on aura dans la barre I_4 un effort $N_{p\,max} = 18 \times 27423{,}54 = 493623{,}7$ daN.

L'effort maximum dans la barre I_4, dû à $4/3\, G$ est : $18 \times 13923{,}54 = 250624{,}8$ daN.

on prendra :

$$X = \frac{250624{,}8}{2} = 125312{,}4 \text{ daN}$$ (on divise par 2 car au niveau de I_4 on a 2 câbles)

Pour les fermes isostatiques N_{x1} est fonction du rapport $\mu : \frac{A_{tir}}{A_{tot}}$

$A_{tot} = A_c + A_{tir} \cdot \frac{E_{tir}}{E_a}$

A_c : section de la cornière ; E_a : module d'élasticité de l'acier

A_{tir} : section du tirant ; E_{tir} : module d'élasticité du tirant.

l'expérience a montré que le rapport μ varie de 0 à 1

$\mu = 0$ quand on n'a pas de câble.

$\mu = 1$ quand on a uniquement un câble

Dans ce cas N_{x_1} est donné par la formule $N_{x_1} = \dfrac{N_p . A_{tir} . E_{tir}/E_a}{A_{tot}}$.

N_p : effort dans la barre considérée, dû aux charges extérieures appliqués après avoir tendu le câble. Dans notre c'est $\frac{3}{2}P$ ou W (surcharges d'exploitation, vent extrême)

pour un prédimensionnement on prendra $\mu = \dfrac{A_{tir}}{A_{tot}} = 0,2$. Après avoir calculé les sections (en tenant compte de ce rapport) on calcule les N_{x_1} exacts. Si la différence dépasse 10% on refait les calculs (en faisant une 2e itération) sinon on conserve les sections trouvées.

$\frac{3}{2}P = \frac{3}{2} \times 500 = 750$ daN/m² → $750 \times 18 = 13500$ daN dans un noeud.

$\dfrac{E_{tir}}{E_{tot}} = \dfrac{1,8.10^6}{2,1.10^6} = 0,857$

on aura donc pour la diagonale D1 : $N_{x_1}^P = 7,777 \times 13500 \times 0,2 \times 0,857 = 17917,4$ daN

- la barre I2 : $N_{x_1}^P = 10 \times 13500 \times 0,2 \times 0,857 = 23039$ daN
- la barre I3 : $N_{x_1}^P = 16 \times 13500 \times 0,2 \times 0,857 = 37279,5$ daN
- la barre I4 : $N_{x_1}^P = 18 \times 13500 \times 0,2 \times 0,857 = 41650,2$ daN

pour les autres barres de la ferme $N_{x_1} = 0$ car $A_{tir} = 0$. (Le tirant est uniquement suivant les diagonales D1 et sa symétrique et la membrure inférieure).

Pour W on aura : pour D1 : $N_{x_1}^W = 7,777 \times 2452,5 \times 0,2 \times 0,857 = 3264,2$ daN

I2 : $N_{x_1}^W = 10 \times 2452,5 \times 0,2 \times 0,857 = 4200$ daN

I3 : $N_{x_1}^W = 16 \times 2452,5 \times 0,2 \times 0,857 = 6720,5$ daN

I4 : $N_{x_1}^W = 18 \times 2452,5 \times 0,2 \times 0,857 = 7554,8$ daN.

les combinaisons les plus défavorables des charges et surcharges sont :

1) $\frac{4}{3} G$
2) $\frac{4}{3} G + N_z$
3) $G + \frac{4}{3} N_z$
4) $\frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P + N_z + N_{x_1}^P$
5) $G + \frac{3}{2} P + \frac{4}{3} N_z + N_{x_1}^P$
6) $G + W + N_z + N_{x_1}^W$

on trouvera dans le tableau VI page 53 les valeurs des efforts dans les barres qui en résultent de ces combinaisons.

3ème Procédé : Combinaisons des efforts dans les barres :

TABLEAU 6

Element	barres	4/3 G	4/3 G + Nx	G + 4/3 Nx	$4/3\,G + 3/2\,P + N_x + N_{x_1}^{P}$	$G + 3/2\,P + 4/3\,N_x + N_{x_1}^{P}$	$G + W + N_x + N_{x_1}^{W}$
MEMBRURE SUP.	S1	+ 76579,8	+ 76579,8	+ 57434,85	+ 150829,4	+ 131684,8	+ 43946,1
	S2	+ 76579,8	+ 76579,8	+ 57434,85	+ 150829,4	+ 131684,8	+ 43946,1
	S3	+ 187968,6	+ 187968,6	+ 140976,4	+ 370217,7	+ 323226,4	+ 107867,7
	S4	+ 187968,6	+ 187968,6	+ 1409764	+ 370217,7	+ 323226,4	+ 107867,7
	S5	+ 243663	+ 243663	+ 182747,2	+ 479711,9	+ 418997,2	+ 139828,5
	S6	+ 243663	+ 243663	+ 182747,2	+ 479711,9	+ 418997,2	+ 139828,5
MEMB. INF.	I1	0	0	0	0	0	0
	I2	- 139236	- 13923,6	+ 62653,6	* - 125883	* - 49307,8	* + 49610,6
	I3	- 222777,6	+ 27847,2	+ 167083,2	* - 150871,5	* - 11537,3	* + 116061,6
	I4	- 250624,8	0	+ 146187,7	* - 201348	* - 55152,2	* + 99246,4
MONTANTS	M1	+ 90503,4	+ 90503,4	+ 67877,5	+ 178253	+ 155627,5	+ 51936,3
	M2	+ 13923,6	+ 13923,6	+ 10442,7	+ 27423,54	+ 23942,7	+ 7990,2
	M3	+ 13923,6	+ 13928,6	+ 10442,7	+ 27423,54	+ 23942,7	+ 7990,2
	M4	+ 13923,6	+ 13923,5	+ 10442,7	+ 27423,54	+ 23942,7	+ 7990,2
DIAGONALES	D1	- 108283,8	+ 17028,6	+ 85867,5	* 70043	* - 1105,6	* 59908,4
	D2	+ 88595,86	+ 88595,86	+ 66466,9	+ 174495,9	+ 152347,4	+ 50841,64
	D3	- 68907,89	- 68907,89	- 51680,92	- 135719	- 118492,4	- 39543,49
	D4	+ 49219,92	+ 49219,92	+ 36914,94	+ 96942,21	+ 84637,44	+ 28245,35
	D5	- 29531,95	- 29531,95	- 22148,96	- 58165,32	- 50782,46	- 16947,21
	D6	+ 9843,99	+ 9843,99	+ 7382,99	+ 19388,44	+ 16927,48	+ 5649,07

(*) : Efforts dans lesquels interviennent les N_{x_1} qui sont calculés approximativement.

le tableau VII de la page 55 nous donne les efforts de calcul et les sections (avec leurs caractéristiques) qui résultent de ce procédé.

D'après les efforts de calcul on voit que le 1er procédé est le moins économique.
Pour faire la Comparaison entre le 2ème procédé et le troisième procédé, il faut calculer le poids de chaque ferme. Ce qui revient à calculer le volume d'acier nécessaire pour chaque ferme. (on prend la section d'une barre, on la multiplie par la longeur, on trouve le volume d'une barre).

pour le 2ème procédé (tableau 5 page 50) on trouve $V = 1506719{,}74\ cm^3$
pour le 3ème procédé (tableau 7 page 55) on trouve $V = 1287708{,}80\ cm^3$

le 3ème procédé est donc plus économique que le 2ème procédé.
c'est donc cette ferme qu'on conservera, pour la suite des calculs.

- prédimensionnement du cable: $N_x = 125312{,}4$ daN. (effort de précontrainte).

$$\frac{4}{3}\frac{N_x}{A_{tir}} \leq \sigma_{e\,tir}.$$

On prend pour A_{tir}: 2 câble de 7 fils de 12mm de diamètre (Au niveau de I_3 et I_4 on aura 4 câbles c'est à dire 2 cables de chaque côté).

$$A_{tir} = 2 \times 7 \times \overline{6}^2 \times 3{,}14 = 1582{,}5\ mm^2$$

pour les câbles de 7 fils de 12 mm $\rightarrow \sigma_{etir} = 12800\ daN/cm^2$

$$\frac{4}{3}\frac{125312{,}4}{1582{,}5 \cdot 10^{-2}} = 10600\ daN/cm^2$$

- Calcul exact des valeurs de Nx_1^p (dus aux surcharges d'exploitation

$$Nx_1^p = \frac{N_p \cdot A_{tir} \cdot \frac{E_{tir}}{E_a}}{A_{tot}} \qquad A_{tot} = A_c + A_{tir} \cdot \frac{E_{tir}}{E_a}.$$

A_c : section de la cornière.

N_p : - effort dans la barre considérée dû à $\frac{3}{2}P$

$E_{tir} = 1{,}8 \cdot 10^6\ daN/cm^2$

$E_a = 2{,}1 \cdot 10^6\ daN/cm^2$. $\qquad \frac{E_{tir}}{E_a} = 0{,}857.$

Connaissant tous les éléments on peut déterminer les valeurs exactes des Nx_1 et les rapports $\nu = \frac{A_{tir}}{A_{tot}}$

TABLEAU 7

3ème procédé : Efforts de calcul - Sections des barres ;

élément	Barres	Effort de Calcul	Aire de la section	longueur de flambement l_0	l_x	l_y	ray giration i_x	i_y	Elancement λ_x	λ_y	k_1	$k_1\sigma$ ou σ
MEMBRURE SUP.	S1	+ 150829,4	2L 140×140×15 : 80	300	270	300	4,25	5,84	63,529	51,369	1,211	2283,18
	S2	+ 150829,4	2L 140×140×15 : 80	300	270	300	4,25	5,84	63,529	51,369	1,211	2283,18
	S3	+ 370217,7	2L 200×200×24 : 181,2	300	270	300	6,06	8,42	44,554	35,629	1,079	2204,23
	S4	+ 370217,7	2L 200×200×24 : 181,2	300	270	300	6,06	8,42	44,554	35,629	1,079	2204,23
	S5	+ 479711,9	2L 200×200×30 : 222,8	300	270	300	6	8,53	45	35,169	1,087	2340,42
	S6	+ 479711,9	2L 200×200×30 : 222,8	300	270	300	6	8,53	45	35,169	1,087	2340,42
MEMB. INF.	I1	0	2L 80×80×9 : 27,4	300	270	300	2,43	3,35	148,35	89,552	-	0
	I2	- 139236	2L 120×120×13 : 59,4	600	540	600	3,64	5,01	148,35	119,760	-	2344,04
	I3	+ 167083,2	2L 180×180×20 : 136,6	600	540	600	5,47	7,53	98,72	79,681	1,737	2124,62
	I4	- 250624,8	2L 180×180×18 : 123,8	600	540	600	5,49	7,49	98,36	80,107	-	2024,43
MONTANTS	M1	+ 178253	2L 140×140×17 : 90	300	240	300	4,23	5,88	56,737	51,020	1,154	2285,60
	M2	+ 27423,54	2L 75×75×9 : 25,6	300	240	300	2,26	3,13	106,19	95,846	1,725	1847,87
	M3	+ 27423,54	2L 75×75×9 : 25,6	300	240	300	2,26	3,13	106,19	95,846	1,725	1847,87
	M4	+ 27423,54	2L 75×75×9 : 25,6	300	240	300	2,26	3,13	106,19	95,846	1,725	1847,87
DIAGONALES	D1	+ 85867,5	2L 130×130×12 : 60	424,2	339,36	424,2	3,97	5,39	85,48	78,701	1,44	2062,52
	D2	+ 174495,9	2L 160×160×17 : 103,6	424,2	339,36	424,2	4,86	6,67	69,827	63,598	1,245	2098,10
	D3	- 135719	2L 120×120×13 : 59,4	424,2	339,36	424,2	3,64	5,01	86,132	84,670	-	2284,83
	D4	+ 96942,21	2L 130×130×14 : 69,4	424,2	339,36	424,2	3,66	5,42	65,573	78,265	1,43	1997,50
	D5	- 58165,32	2L 80×80×8 : 24,6	424,2	339,36	424,2	2,43	3,32	98,765	127,77	-	2393
	D6	+ 19388,44	2L 80×80×9 : 27,4	424,2	339,36	424,2	2,43	3,35	139,65	126,627	2,50	1769

Barres	N_p	A_c	A_{tir}	A_{tot}	N_{x_1}	$\mu = A_{tir}/A_c$
D1	104989	69,4	15,825	83,247	17104,64	0,195
I2	134998,4	59,4	15,825	73,247	24996,36	0,228
I3	215999	136,6	31,650	164,295	35661,44	0,198
I4	242998,4	136,6	31,650	164,295	40119,85	0,198

pour le rapport μ on avait pris pour le prédimensionnement $\mu = 0,2$ pour toutes les barres.

la plus grande différance entre $N_{x_1}^{\circ}$ approché et $N_{x_1}^{\circ}$ exact est au niveau de I2

on a pris $N_{x_1}^{\circ} = 23039$ daN on trouve 24996,36.

$$\frac{\Delta N_{x_1}}{N_{x_1}^{\circ}} = \frac{1957,36}{24996,36} = 0,078 = 7,8\% < 10\%.$$

la plus grande différence n'excédant pas 10% on peut conserver les sections trouvées au niveau du prédimensionnement.

. Vérification de la section des câbles :

- Au niveau de I3 et I4 on n'a pas de problèmes puisque sans X_1 2 cables seulement suffisant alors qu'on en a 4

pour D1 et I2 on doit vérifier que $\frac{4}{3}X + X_1 \leq \sigma_{etir} \cdot A_{tir}$.

$$\frac{4}{3}X + X_1 = 157919,64 + 24996,36 = 182916 \text{ daN}.$$

$$\sigma_{etir} \cdot A_{tir} = 12800 \times 15,825 = 204000 \text{ daN}.$$

on a bien $\frac{4}{3}X + X_1 < \sigma_{etir} \cdot A_{tir}$.

. Calcul de X controlé : (pour l'exécution) : On doit tendre le câble avec un effort $X_{controlé}$ qui est différent du X théorique pour tenir compte des imperfections de fixation et du rapprochement des noeuds :

$$X_{controlé} = \frac{X}{0,95} + \Delta \cdot \frac{E_{tir} \cdot A_{tir}}{l_{tir}}.$$

$\Delta = 1$ mm fixation par des machoires.

$\Delta = 2$ mm fixation par boulons.

1er câble $\rightarrow$ $X_{controlé} = \dfrac{125312,4}{0,95} + 0,1 \cdot \dfrac{1,8 \cdot 10^6 \times 15,82}{30,5 \cdot 10^2} = 132800$ daN.

2e cable $\rightarrow$ $X_{cont.} = \dfrac{12531,2}{0,95} + 0,1 \cdot \dfrac{1,8 \cdot 10^6 \times 15,82}{18} = 133500$ daN.

. Comparaison de la ferme du 3ème procédé (Ferme de 3m de hauteur précontrainte après application des charges permanentes) et de la ferme simple (sans précontrainte)

. Calcul de la ferme sans précontrainte :

- la sollicitation la plus défavorable est $\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P = 1523,53$ daN/m²

La charge appliquée dans un nœud sera $P = 1523,53 \times 18 = 27423,54$ daN.

les coefficients de crémona étant connus (voir page 51) on peut calculer les efforts dans les barres et on déduire les sections.

les résultats des efforts de calcul, des sections et des contraintes sont donnés dans le tableau VIII page 58.

le volume d'acier obtenu est : $V = 1528440,8\ cm^3$

pour la ferme précontrainte du 3ème procédé on avait obtenu : $V = 1287708,8\ cm^3$

donc l'économie de métal sera : $\frac{1528440,8 - 1287708,8}{1528440,8} = 0,1575 = 15,75\%$

En faisant la précontrainte de la ferme on obtient une économie de 15,75%.

Comme on a 8 fermes le volume total d'acier économisé sera :

$$(1528440,8 - 128770,8)\ 8 = 240732 \times 8 = 1925856\ cm^3$$

On peut donc économiser 1 ferme.

(Au lieu de prendre 8 fermes ordinaires on prend 7 fermes précontraintes).

Néanmoins la précontrainte demande beaucoup plus de main d'œuvre et un personnel qualifié

<u>Remarque</u> : L'étude précédente (3e procédé de précontrainte) suppose la fixation des câbles au niveau de chaque nœud, ce qui est difficile à réaliser. Même la soudure n'est pas intéressante du fait que l'on a des câbles constitués par des fils H.R.

on a fait l'étude avec des câbles continus suivant la membrure inférieure et on a constaté que seules les valeurs de X_1 (effort repris par les câbles) changent. on adoptera donc ce système.

Connaissant les sections des barres et des câbles on peut déterminer le X_1 par la formule

$$X_1 = \frac{\sum_i N_{P_i} N_i l_i / E_i A_i \ \cancel{\ \ }}{\sum_i \bar{N}_i^2 l_i / E_i A_i + l_t / E_t \cdot A_t}$$ (voir page 39)

les N_{pi} et les N_i sont relatifs aux barres I2, I3, I4.

barres	N_i	N_p	$\bar{N}_i^2 l_i/EA_i$	$N_{pi} N_i l_i/EA_i$
I2	1	135000	$4{,}81.10^{-6}$	0,649
I3	2	216000	$8{,}36.10^{-6}$	0,903
I4	2	243000	$9{,}23.10^{-6}$	1,121

En prenant la même section pour les câbles (2 câbles de 7 fils de 12 mm) $A = 15{,}82\ cm^2$

$$\frac{l_t}{E_t A_t} = \frac{2100}{1{,}8\times10^{-6}.15{,}82} = 0{,}737.10^{-4}$$

$$\Sigma N_{pi} N_i l_i/E_i A_i = 5{,}349.$$

$$\Sigma N_i^2 l_i/E_i A_i = 44{,}815.10^{-6}$$

$$X_1 = 45133{,}2\ daN.$$

Vérification du câble $\frac{4}{3}X + X_1 = 212133\ daN.$

$\sigma_{etir}.A_{tir} = 15{,}82\times 12800 = 202000\,daN < \frac{4}{3}X + X_1$

on doit prendre des câbles plus grands :

soit 2 câble de 7 fils de 15 mm $\rightarrow$ $A = 24{,}718\ cm^2$

$\sigma_e = 12000\ daN/cm^2$

$$\frac{l_t}{E_t A_t} = 0{,}472.10^{-4}$$

$$X_1 = 58000\ daN.$$

$\frac{4}{3}X + X_1 = 225000\ daN.$

$\sigma_{etir}.A_{tir} = 24{,}718\times 12000 = 296000\,daN > \frac{4}{3}X + X_1.$

les efforts dans les barres deviennent: (Efforts marqués d'un * dans le tableau 6)

barres	$4/3\,G + 3/2\,P + N_x + N_{x_1}^P$	$G + 3/2\,P + 4/3\,N_x + N_{x_1}$	$G + W + N_x + N_{x_1}^W$
I2	-90922	+43663,2	+44910,4
I3	-72151,8	+71083,2	+101781,6
I4	-126998,8	+19197,8	+85801,2

Efforts qui sont toujours plus petits que les efforts qui nous ont permis de calculer les sections des Cornières.

On prendra donc des câbles de 7 fils de 15 mm avec 2 fixations seulement sur la membrure inférieure. Ce qui est plus économique encore et plus facile à exécuter.

TABLEAU.8

Farme de 3m de hauteur sans précontrainte : -Efforts et sections ;

Eléments	Barres	Efforts de calcul	Aire de la section (cm²)	Long. de flambement (cm) l_0	l_x	l_y	Rayon de giration i_x	i_y	Elancement λ_x	λ_y	K_1	ou $K_1\sigma$ (daN/cm²)
MEMBRURES SUPERIEURS	S_1	+ 150829,4	2L 140×140×15 = 80	300	270	300	4,25	5,83	63,529	51,458	1,211	2283,18
	S_2	+ 150829,4	2L 140×140×15 = 80	300	270	300	4,25	5,83	63,529	51,458	1,211	2283,18
	S_3	+ 370217,7	2L 200×200×24 = 181,2	300	270	300	6,06	8,42	44,554	35,629	1,079	2204,23
	S_4	+ 370217,7	2L 200×200×24 = 181,2	300	270	300	6,06	8,42	44,554	35,629	1,079	2204,23
	S_5	+ 479711,9	2L 200×200×30 = 222,8	300	270	300	6	8,53	45,000	35,169	1,087	2340,42
	S_6	+ 479711,9	2L 200×200×30 = 222,8	300	270	300	6	8,53	45,000	35,169	1,087	2340,42
MEMB. INF.	I_1	0	2L 80×80×9 = 27,4	300	270	300	2,43	3,35	111,111	89,55	—	–
	I_2	− 274235,4	2L 180×180×18 = 128,8	600	540	600	5,49	7,49	98,360	80,107	—	2215,15
	I_3	− 438776,64	2L 200×200×28 = 209	600	540	600	6,02	8,49	89,70	70,671	—	2099,41
	I_4	− 493623,72	2L 200×200×28 = 209	600	540	600	6,02	8,49	89,70	70,671	—	2361,84
MONTANTS	M_1	+ 178253	2L 140×140×17 = 90	300	240	300	4,23	5,88	56,737	51,02	1,154	2285,60
	M_2	+ 27423,54	2L 75×75×9 = 25,6	300	240	300	2,26	3,13	106,195	95,846	1,725	1847,87
	M_3	+ 27423,54	2L 75×75×9 = 25,6	300	240	300	2,26	3,13	106,195	95,846	1,725	1847,87
	M_4	+ 27423,54	2L 75×75×9 = 25,6	300	240	300	2,26	3,13	106,195	95,846	1,725	1847,87
DIAGONALES	D_1	− 213272,87	2L 140×140×17 = 90	424,2	339,36	424,2	4,23	5,88	56,737	72,143	—	2369,70
	D_2	+ 174495,9	2L 160×160×17 = 103,6	424,2	339,36	424,2	4,86	6,67	69,827	63,598	1,245	2098,1
	D_3	− 135719	2L 120×120×13 = 59,4	424,2	339,36	424,2	3,64	5,01	65,934	84,670	—	2284,83
	D_4	+ 96942,21	2L 130×130×14 = 69,4	424,2	339,36	424,2	3,66	5,42	65,573	78,265	1,43	1997,5
	D_5	− 58165,32	2L 80×80×8 = 24,6	424,2	339,36	424,2	2,43	3,32	98,765	127,77	—	2393
	D_6	+ 19388,44	2L 80×80×9 = 27,4	424,2	339,36	424,2	2,43	3,35	139,654	126,627	2,50	1769

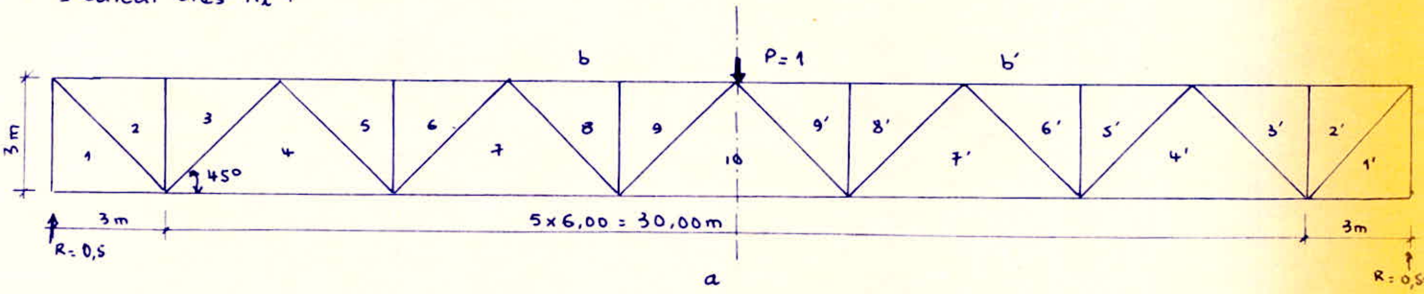
Calcul de la flèche

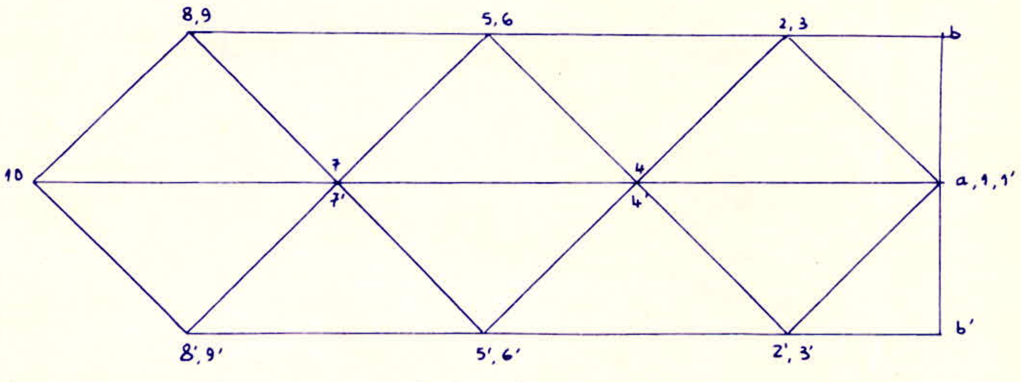
la flèche d'une ferme est donnée par la formule $f = \sum_i \frac{N_{pi} \cdot \overline{N}_i}{E_i A_i} \cdot l_i$ (déduite de la formule de Mohr)
(la somme est étendue à toutes les barres du système.

- N_{pi} : effort dans la barre n° i dû aux charges extérieures non majorées.
- $\overline{N}_i$: effort dans la barre n° i dû à l'application dans la direction voulue, d'une force unitaire, au point où on cherche la flèche. (Comme d'habitude on déterminera la flèche au milieu)
- l_i ; longueur de la barre i ; A_i sa section
- $E_i = E$ module d'élasticité de l'acier ; ($E = 2{,}1 \cdot 10^6$ daN/cm²)

$$f = \frac{1}{E} \sum_i \frac{N_{pi} \overline{N}_i}{A_i} \cdot l_i$$

- Calcul des $\overline{N}_i$:





A partir de ce diagramme on peut calculer les $\overline{N}_i$.

- Calcul des N_{pi} : la combinaison la plus défavorable des charges et surcharges (non majorée) est $S_2 = G + P + W_n$

la charge dans un noeud sera : $P = (580{,}15 + 500 + 41{,}66) \times 3 \times 6 = 20292{,}6$ daN.

Connaissant les coefficients de crémona (voir page 51) on peut calculer les N_{pi}.

la ferme étant symétrique le tableau qui suit donne les valeurs pour la moitié de la ferme.

	barres	$\bar{N}_i$	N_{pi}	$\frac{l_i}{A_i}$	$\frac{N_p \cdot \bar{N}_i}{A_i} \cdot l_i$
Membrure supérieure	S1	0,5	111059,1	3,338	184802,3
	S2	0,5	111059,1	3,338	184802,3
	S3	1,5	272599,8	1,656	677137,9
	S4	1,5	272599,8	1,656	677137,9
	S5	2,5	353370,1	1,346	1189090
	S6	2,5	353370,1	1,346	1189090
Memb. Inf.	I1	0	0	10,949	0
	I2	1	201925,8	8,645	1745648
	I3	2	323083,2	4,392	2837962
	I4	3	363466,4	4,392	4789006
Montants	M1	0,5	131251,7	3,338	219059
	M2	0	20192,6	10,949	0
	M3	0	20192,6	10,949	0
	M4	0	20192,6	10,949	0
Diagonales	D1	0,707	157037,6	6,115	678921,4
	D2	0,707	128485,3	4,100	372440,3
	D3	0,707	99133,1	7,145	500772,3
	D4	0,707	71380,8	6,115	308597,5
	D5	0,707	42828,5	15,489	469003
	D6	0,707	14276,15	15,489	156334,1

De là on peut déduire $\sum_i \frac{N_{pi} \bar{N}_i}{A_i} l_i$ pour toute la ferme

on trouve : $\sum_i \frac{N_{pi} \bar{N}_i}{A_i} l_i = 27,57 \cdot 10^6$

$$f = \frac{1}{E} \sum_i \frac{N_{pi} \bar{N}_i}{A_i} l_i = \frac{27,57 \cdot 10^6}{2,1 \cdot 10^6} = 13,1 \text{ cm}$$

$$\frac{f}{l} = \frac{13,1}{3600} = \frac{1}{275} \qquad \frac{f}{l} = \frac{1}{275} < \left[\frac{f}{l}\right] = \frac{1}{200}$$

la flèche sera en réalité plus petite car on a pris pour les barres les longueurs théoriques, alors qu'en réalité elles sont plus courtes.

On a aussi le cable qui augmente la rigidité pour la membrure inférieure et les deux diagonales. (La section de ces barres augmente ⇒ la flèche diminue).

Calcul des noeuds de la ferme.

l'épaisseur des goussets est fixée en fonction de l'effort dans la diagonale prés de l'appui ; dans notre cas on peut prendre $e = 20$ mm.

On fera une étude graphique des noeuds ; les barres seront dessinées à l'échelle (1/10 pour les longueurs , 1/10 pour les épaisseurs au niveau du noeud).

On calcule les cordons de soudure fixant une barre. On dessine le gousset et on mesure les longueurs des cordons de soudure fixant les autres barres. Connaissant la longueur on peut déterminer l'épaisseur du cordon de soudure par la formule enveloppe

$$\frac{\mu N}{0{,}75\,\alpha a\, l} \leq \sigma_e$$

μ : coefficient de répartition de l'effort N entre les cordons de soudure.

$\mu = 0{,}7$ pour les cordons situés sur le talon de la cornière

$\mu = 0{,}3$ pour les cordons situés sur le bord de la cornière.

a : épaisseur du cordon de soudure

l : longueur du cordon de soudure

$\alpha = 1$ pour $a \leq 4$mm

$\alpha = 0{,}8(1 + \frac{1}{a})$ pour $a > 4$mm

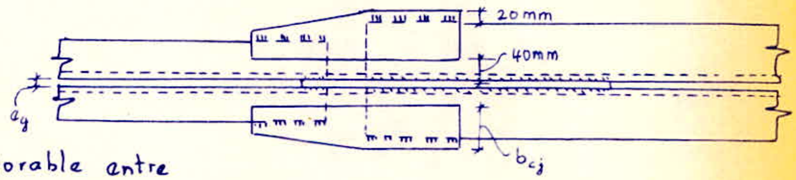
- pour le calcul des couvre-joint on prendra $b_{cj} = b_c + \frac{e_g}{2} - 20 = b_c - 10$mm

b_{cj} : largeur du couvre joint

b_c : largeur de la cornière la plus grande.

e_g : épaisseur du gousset ; $e_g = 20$mm.

le couvre joint sera calculé à un effort $N_{cj} = 0{,}7\,N'$



N' étant l'effort le plus défavorable entre

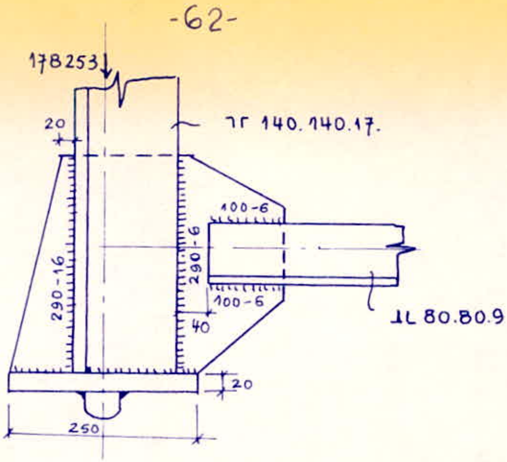
$1{,}2\,N_s$ N_s effort maximum dans la barre de la membrure

et ΣN : projection sur un axe horizontal des efforts situés d'un même côté du joint.

quand on prend $1{,}2 N_s$ le coefficient 1,2 tient compte des efforts dans les diagonales et le montant éventuel.

le reste de l'effort c'est à dire les 30% sont repris par le gousset.

Nœud 1



- pour le montant M1 : $N = 178253$ daN

$6 \leq a_1 \leq 1{,}2 \times 17 = 20{,}3$ mm (sur le talon)

$6 \leq a'_1 \leq 17 - 2 = 15$ mm

$a_1 = 16$ mm $\rightarrow$ $\alpha_1 a_1 = 13{,}6$ mm $\rightarrow$ $\ell_1 = \dfrac{0{,}7 \times 178253}{2 \times 0{,}75 \times 1{,}36 \times 2400} = 25{,}4$ cm

la longueur réelle sera $\ell_1 + 2a_1 = 25{,}4 + 3{,}2 = 28{,}6 \# 29$ cm

$\ell'_1 = \ell_1 = 29$ cm $\rightarrow$ $\alpha'_1 a'_1 = \dfrac{0{,}3 \times 178253}{2 \times 0{,}75 \times 2400 \times 27} = 0{,}551$ cm' $\rightarrow$ $a'_1 = 6$ mm

$\ell_1 = \ell'_1 = 290$ mm

$a_1 = 16$ mm ; $a'_1 = 6$ mm.

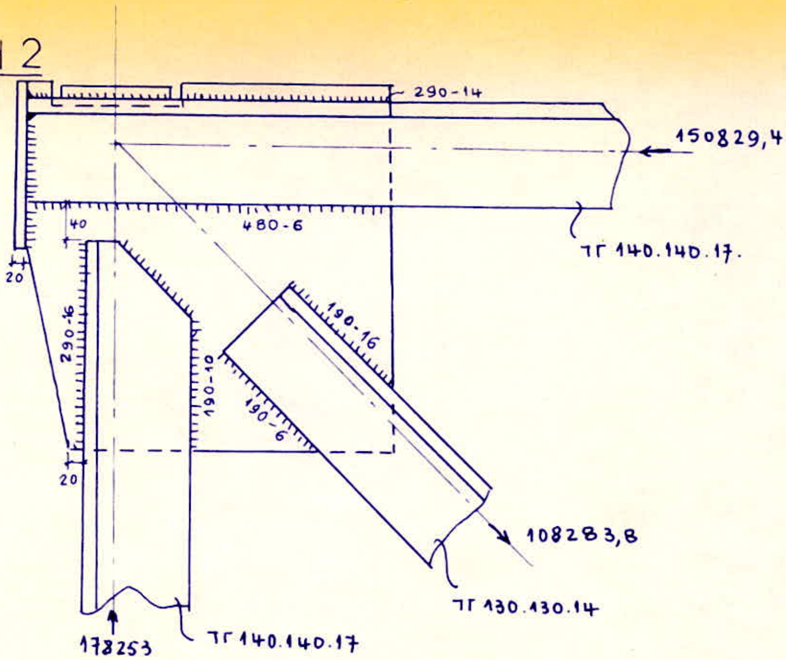
– pour la barre I1 : l'effort est nul : on prendra les épaisseurs des cordons de soudure minimum. $a_2 = a'_2 = 6$ mm

les longueurs sont fixées par la forme du goussat.

En mesurant on trouve $\ell_2 = \ell'_2 = 100$ mm

Dimensions du goussat : <u>290 x 350 x 20.</u>

Nœud 2



- pour le montant : on conserva $\ell_1 = 290$; $a_1 = 16\,mm$

$$\ell'_1 = 190\,mm \rightarrow \alpha'_1 a'_1 = \frac{0{,}3 . 178253}{2 \times 0{,}75 \times 2400 \times 17} = 0{,}875\,cm \rightarrow a'_1 = 10\,mm.$$

- pour la diagonale D1 : $N = 108283{,}8$ daN.

$\ell_2 = \ell'_2 = 190\,mm$

$6 \leq a_2 \leq 16{,}8\,mm$; $\alpha_2 a_2 = \dfrac{0{,}7 \times 108283{,}8}{2 \times 0{,}75 \times 2400 \times 16} = 1{,}315\,cm = 13{,}15\,mm \rightarrow a_2 = 16\,mm \rightarrow \alpha_2 a_2 = 13{,}6\,mm$

$6 \leq a'_2 \leq 14 - 2 = 12\,mm$; $\alpha'_2 a'_2 = \dfrac{0{,}3 \times 108283{,}8}{2 \times 0{,}75 \times 2400 \times 17} = 0{,}532\,cm \rightarrow a'_2 = 6\,mm$

$\ell_2 = 190\,mm$; $\ell'_2 = 190\,mm$
$a_2 = 16\,mm$; $a'_2 = 6\,mm$

- pour la barre S1 : $N = 150829{,}4$ daN.

$\ell'_3 = 480\,mm$; $\ell_3 = 480 - 190 = 290\,mm$

$6 \leq a_3 \leq 20{,}4\,mm$;

$6 \leq a'_3 \leq 15\,mm$;

$$\ell_3 = 290\,cm \rightarrow \alpha_3 a_3 = \frac{0{,}7 \times 150829{,}4}{2 \times 0{,}75 \times 2400 \times 26} = 1{,}13\,cm \rightarrow a_3 = 14\,mm$$

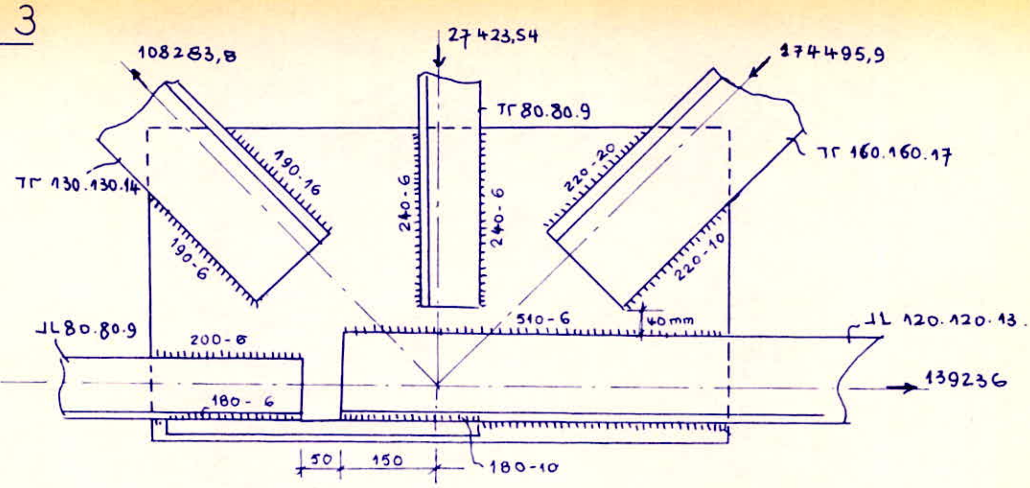
$$\ell'_3 = 480\,cm \rightarrow \alpha'_3 a'_3 = \frac{0{,}3 \times 150829{,}4}{2 \times 0{,}75 \times 2400 \times 46} = 0{,}274 \rightarrow \text{on prendra}$$

$a'_3 = a_{3min} = 6\,mm.$

$\ell_3 = 290\,mm$; $\ell'_3 = 480\,mm$
$a_3 = 14\,mm$; $a'_3 = 6\,mm$

Dimensions du gousset : <u>480 x 490 x 20</u>

Nœud 3



- calcul du couvre-joint : $b_{cj} = 120 + 10 - 20 = 110\,mm$.

$N_{cj} = 1{,}2 \times 0{,}7 \times 139236 = 116958{,}2$ daN.

comme on a 2 couvre-joint : $e_{cj} \geqslant \dfrac{N_{cj}}{2\, b_{cj} . \sigma_e} = \dfrac{116958{,}2}{2 \times 11 \times 2400} = 2{,}21\,cm$

on prendra $e_{cj} = 22\,mm$.

- barre I1 : $N = 0$ $a = 8\,mm$ pour les cordons fixant les cornières et les couvre-joint

$a = 6\,mm$ pour les cordons fixant les cornières et le gousset.

- Diagonale D1 : on conservera : $l_1 = l'_1 = 190\,mm$; $a_1 = 16\,mm$; $a'_1 = 6\,mm$.

- Montant M2 : $l_2 = l'_2 = 240\,mm$.

$6 \leq a_2 \leq 10{,}8\,mm$; $\alpha_2 a_2 = \dfrac{0{,}7 \times 27423{,}54}{2 \times 0{,}75 \times 2400 \times 22} = 0{,}268\,cm \rightarrow a_2 = a_{2min} = 6\,mm$.

$6 \leq a'_2 \leq 7\,mm$;

$$\alpha'_2 a'_2 = \frac{0{,}3 \times 27423{,}54}{2 \times 0{,}75 \times 2400 \times 22} = 0{,}115\,cm \rightarrow a'_2 = 6\,mm = a'_{2min}$$

$l_2 = l'_2 = 240\,mm$

$a_2 = a'_2 = 6\,mm$.

- Diagonale D2 : $N = 174495{,}9$ daN ; $l_3 = l'_3 = 220\,mm$

$6 \leq a_3 \leq 20{,}4\,mm$

$6 \leq a'_3 \leq 15\,mm$.

$$\alpha_3 a_3 = \frac{174495{,}9 \times 0{,}7}{2 \times 0{,}75 \times 2400 \times 19} = 1{,}67\,cm \rightarrow a_3 = 20\,mm$$

$$\alpha'_3 a'_3 = \frac{174495{,}9 \times 0{,}3}{2 \times 0{,}75 \times 2400 \times 20} = 0{,}728\,cm \rightarrow a'_3 = 10\,mm$$

- Barre I2 : N = 139236 daN.

Dans ce cas on a 4 cordons ;

soit (ℓ_4, a_4) et (ℓ'_4, a'_4) les cordons fixant les cornières et le gousset.

$$\ell_4 = \ell'_4 = 510 \text{ mm}$$

$$\alpha_4 a_4 = \frac{139236 \times 0,7}{4 \times 0,75 \times 2400 \times 49} = 0,278 \text{ cm} \rightarrow a_4 = 6 \text{ mm}$$

$$\alpha'_4 a'_4 = \frac{139236 \times 0,3}{4 \times 0,75 \times 2400 \times 49} = 0,119 \text{ cm} \rightarrow a'_4 = 6 \text{mm}$$

$$\ell_4 = \ell'_4 = 510 \text{ mm}$$

$$a_4 = a'_4 = 6 \text{ mm}$$

(ℓ''_4, a''_4) et (ℓ'''_4, a'''_4) les cordons de soudure fixant les cornières et les couvre-joint.

$8 \leq a''_4 \leq 1,2 \times 13 = 15,9 \text{mm}$

$8 \leq a'''_4 \leq 13 - 2 = 11 \text{ mm}$

$$a''_4 = 10 \text{ mm} \rightarrow \alpha''_4 a''_4 = 8,8 \text{ mm} \rightarrow \ell''_4 = \frac{0,7 \times 139236 \times 1,2}{4 \times 0,75 \times 2400 \times 0,88} = 15,4 \text{ cm}.$$

longueur réelle $\ell''_4 + 2a''_4 \# 180 \text{mm}$.

$$\ell'''_4 = 180 \text{ mm} \rightarrow \alpha'''_4 a'''_4 = \frac{0,3 \times 139236 \times 1,2}{4 \times 0,75 \times 2400 \times 16} = 0,435 \rightarrow \text{on prendra } a'''_4 = 6\text{mm}.$$

$$\ell''_4 = \ell'''_4 = 180 \text{mm}$$

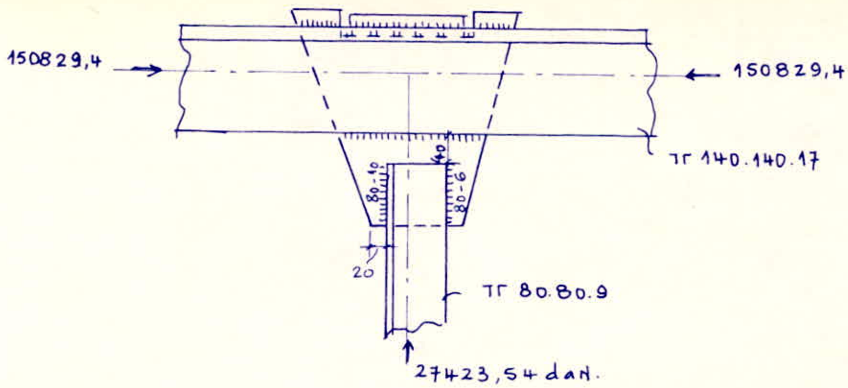
$$a''_4 = 10 \text{mm}; \; a'''_4 = 6 \text{mm}.$$

- pour la longueur des cordons fixant la barre I1 et les couvre-joint on prendra également : $\ell''_5 = \ell'''_5 = 180 \text{mm}$.

les dimensions des couvre-joint sont donc : <u>110x410 x 22</u>.

dimensions du gousset : <u>400 x 760 x 20</u>

Nœud 4



- les cordons fixant la membrure supérieure au gousset ne sont soumis à aucun effort.
on prendra donc pour ces 2 cordons les épaisseurs minimales $a_1 = a'_1 = 6\,mm$.
la longueur sera fixée par la forme du gousset qui est coupé à 20° (approximativement)

- pour le Montant M2 : $N = 27423,54$ daN.

$6 \leq a_2 \leq 10,8$ mm

$6 \leq a'_2 \leq 7$ mm.

$a_2 = 10\,mm \rightarrow \alpha_2 a_2 = 8,8\,mm \rightarrow \ell_2 = \dfrac{0,7 \times 27423,54}{2 \times 0,75 \times 2400 \times 0,88} = 6,06\,cm$

$\ell_1 + 2a_1 \# 8\,cm$.

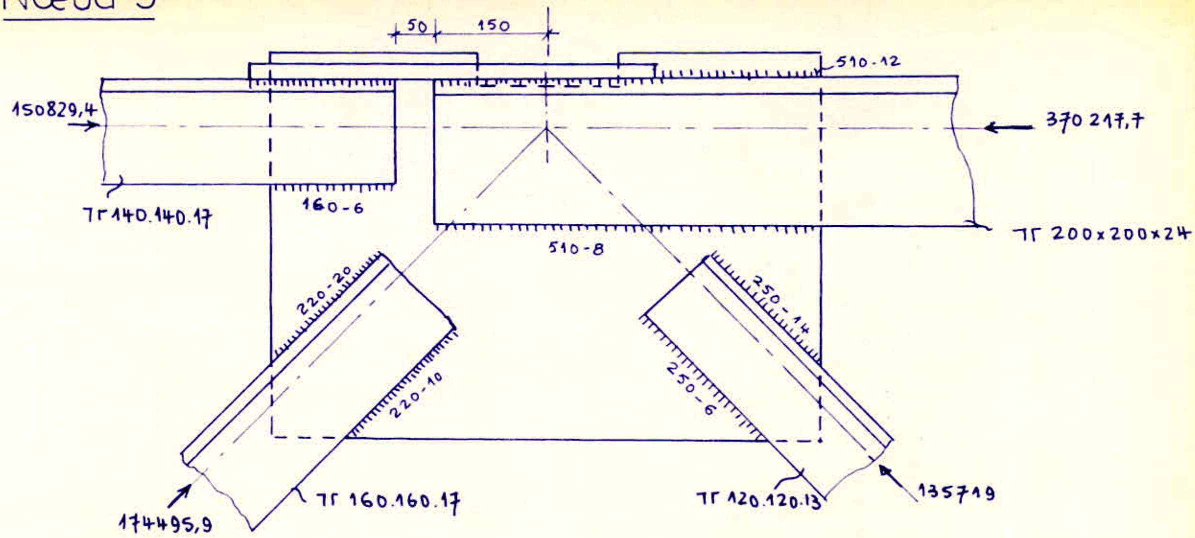
$\ell'_1 = 8\,cm \rightarrow \alpha'_2 a'_2 = \dfrac{0,3 \times 27423,54}{2 \times 0,75 \times 2400 \times 6,8} = 0,336\,cm \quad ; \quad a'_2 = 6\,mm$.

$\ell_2 = \ell_2 = 80\,mm$

$a_2 = 10\,mm \; ; \; a'_2 = 6\,mm$.

Dimensions du gousset : <u>220x240x20</u>

Nœud 5



- Calcul du couvre-joint : $b_{cj} = 200+10-20 = 190\,mm$

$N_{cj} = 1{,}2 \times 0{,}7 \times 370217{,}7 = 310982{,}8$ daN.

$e_{cj} \geqslant \dfrac{310982{,}8}{2 \times 2400 \times 19} = 3{,}4\ cm \rightarrow e_{cj} = 34\,mm.$

- Diagonale D2 : on conservera (voir nœud 3) : $l_2 = 220\,mm$; $l'_2 = 220\,mm$
$a_2 = 20\,mm$; $a'_2 = 16\,mm.$

- Diagonale D3 : $l_3 = l'_3 = 250\,mm.$

$6 \leqslant a_3 \leqslant 15{,}9\,mm$

$6 \leqslant a'_3 \leqslant 11\,mm$

$$\alpha_3 a_3 = \frac{0{,}7 \times 135719}{2 \times 0{,}75 \times 2400 \times 22} = 1{,}2\ cm \rightarrow a_3 = 14\,mm$$

$$\alpha'_3 a'_3 = \frac{0{,}3 \times 135719}{2 \times 0{,}75 \times 2400 \times 23} = 0{,}492\ cm \rightarrow a'_3 = a'_{3min} = 6\,mm.$$

- Barre S3 : $N = 370217{,}7$ daN.

(l_4, a_4), (l'_4, a'_4) cordons fixant le goussat et les cornières.

$8 \leqslant a_4 \leqslant 24\,mm$

$8 \leqslant a'_4 \leqslant 18\,mm.$

$l_4 = l'_4 = 510\,mm$; $\alpha_4 a_4 = \dfrac{0{,}7 \times 370217{,}7}{4 \times 0{,}75 \times 2400 \times 48} = 1{,}022\ cm \rightarrow a_4 = 12\,mm$

$$\alpha'_4 a'_4 = \frac{0{,}3 \times 370217{,}7}{4 \times 0{,}75 \times 2400 \times 49} = 0{,}314 \rightarrow a'_4 = a'_{4min} = 8\,mm$$

(ℓ''_4, a''_4), (ℓ'''_4, a'''_4) cordons fixant les cornières et le couvre joint :

$10 \leq a''_4 \leq 28{,}8\,mm$

$10 \leq a'''_4 \leq 22\,mm.$

$$a''_4 = 20\,mm \rightarrow \alpha''_4 a''_4 = 16{,}8\,mm \rightarrow \ell''_4 = \frac{0{,}7 \times 370217{,}7 \times 1{,}2}{4 \times 0{,}75 \times 2400 \times 1{,}68} = 20{,}1\,cm$$

$$\ell''_4 + 2a''_4 \# 240\,mm.$$

On prendra une longueur plus grande pour pouvoir poser la solive.

$$\ell'''_4 = 240\,mm \rightarrow \alpha''_4 a'''_4 = \frac{0{,}3 \times 370217{,}7 \times 1{,}2}{4 \times 0{,}75 \times 2400 \times 21} = 0{,}735\,cm \rightarrow a'''_4 = 10\,mm.$$

Barre S2 : $N = 150829{,}4$ daN.

$6\,mm \leq a_5 \leq 20{,}4\,mm$

$6\,mm \leq a'_5 \leq 15\,mm$

$$\ell_5 = \ell'_5 = 160\,mm \quad ; \quad \alpha_5 a_5 = \frac{0{,}7 \times 150829{,}4}{4 \times 0{,}75 \times 2400 \times 13} = 1{,}08\,cm \rightarrow a_5 = 14\,mm$$

$$\alpha'_5 a'_5 = \frac{0{,}3 \times 150829{,}4}{4 \times 0{,}75 \times 2400 \times 14} = 0{,}502\,cm \rightarrow a'_5 = 6\,mm.$$

pour les cordons fixant les cornières et le couvre-joint :

$10 \leq a''_5 \leq 20{,}4\,mm$

$10 \leq a'''_5 \leq 15\,mm.$

$$\ell''_5 = \ell'''_5 = \ell''_4 = \ell'''_4 = 240\,mm.$$

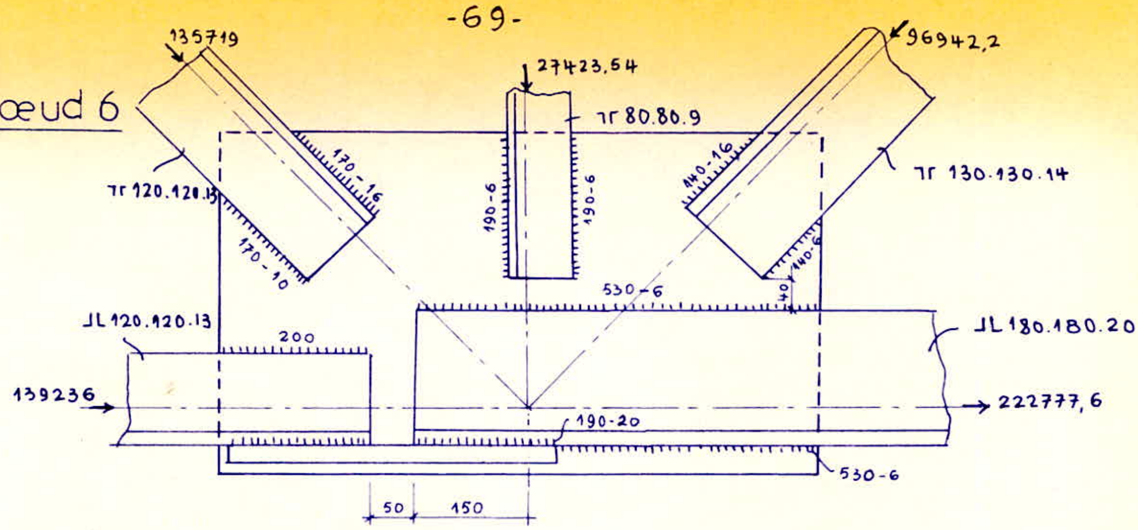
$$\alpha''_5 a''_5 = \frac{0{,}7 \times 150829{,}4 \times 1{,}2}{4 \times 0{,}75 \times 2400 \times 22} = 0{,}668\,cm.$$

on prendra $a''_5 = a'''_5 = 10\,mm.$

Dimensions des couvre-joint : $190 \times 590 \times 34.$

Dimension du goussat : $\underline{500 \times 720 \times 20}$

Nœud 6



- Calcul des couvre-joint :

$N_{cj} = 1{,}2 \times 0{,}7 \times 222777{,}6 = 186133{,}2$ daN.

$b_{cj} = 180 + 10 - 20 = 170$ mm

$a_{cj} \geq \dfrac{186133{,}2}{2 \times 2400 \times 17} = 2{,}31$ cm on prandra $a_{cj} = 24$ mm.

- Diagonale D3 : N = 135719 daN

$6 \leq a_1 \leq 15{,}9$ mm

$6 \leq a'_1 \leq 11$ mm.

$a_1 = 16$ mm $\rightarrow \alpha_1 a_1 = 13{,}6$ mm $\rightarrow l_1 = \dfrac{135719 \times 0{,}7}{2 \times 0{,}75 \times 2400 \times 1{,}36} = 14$ cm

$l_1 + 2a_1 \# 17$ cm.

$l'_1 = l_1 = 170$ mm $\rightarrow \alpha'_1 a'_1 = \dfrac{0{,}3 \times 135719}{2 \times 0{,}75 \times 2400 \times 15} = 0{,}753$ cm $\rightarrow a'_1 = 10$ mm.

$l_1 = l'_1 = 170$ mm

$a_1 = 16$ mm ; $a'_1 = 10$ mm.

- Pour le Montant M3 : N = 27423,54 daN.

$l_2 = l'_2 = 190$ mm

$\alpha_2 a_2 = \dfrac{0{,}7 \times 27423{,}54}{2 \times 0{,}75 \times 2400 \times 17} = 0{,}314$ cm. $\rightarrow$ on prandra $a_2 = a'_2 = 6$ mm.

- Diagonale D4 : N = 96942,2 daN.

$l_3 = l'_3 = 140$ mm

$6 \leq a_3 \leq 16{,}8$ mm

$6 \leq a'_3 \leq 12$ mm

$\alpha_3 a_3 = \dfrac{0{,}7 \times 96942{,}2}{2 \times 0{,}75 \times 2400 \times 11} = 1{,}29$ cm $\rightarrow a_3 = 16$ mm.

$\alpha'_3 a'_3 = \dfrac{0{,}3 \times 96942{,}2}{2 \times 0{,}75 \times 2400 \times 12} = 0{,}56$ cm $\rightarrow a'_3 = 6$ mm.

Barre I3 : $N = 222777,6$ daN.

(l_4, a_4), (l'_4, a'_4) cordons fixant les cornières et le goussat.

$6 \leq a_4 \leq 24$ mm $\qquad l_4 = l'_4 = 530$ mm.

$6 \leq a'_4 \leq 18$ mm.

$$\alpha_4 a_4 = \frac{0,7 \times 222777,6}{4 \times 0,75 \times 2400 \times 50} = 0,437 \text{ cm}$$

on prendra donc $a_4 = a'_4 = 6$ mm.

$l_4 = l'_4 = 530$mm.

(l''_4, a''_4) ; (l'''_4, a'''_4) cordons fixant les cornières at le couvre joint.

$8 \leq a''_4 \leq 24$mm

$8 \leq a'''_4 \leq 18$ mm.

$$a''_4 = 18\text{mm} \rightarrow \alpha''_4 a''_4 = 15,2 \text{ mm} \rightarrow l''_4 = \frac{0,7 \times 222777,6 \times 1,2}{4 \times 0,75 \times 2400 \times 1,52} = 14,3 \text{ cm}.$$

$l''_4 + 2a''_4 \# 19$ cm.

$$l'''_4 = l''_4 = 19 \text{ cm} \rightarrow \alpha'''_4 a'''_4 = \frac{0,3 \times 222777,6 \times 1,2}{4 \times 0,75 \times 2400 \times 17} = 0,648 \text{ cm} \rightarrow a'''_4 = 8\text{mm}$$

$l''_4 = l'''_4 = 190$ mm

$a''_4 = 20$mm ; $a'''_4 = 8$mm.

Barre I2 : $N = 139236$ daN.

(l_5, a_5) et (l'_5, a'_5) cordons fixant gousset at cornières.

$l_5 = l'_5 = 200$ mm

$$\alpha_5 a_5 = \frac{0,7 \times 139236}{4 \times 0,75 \times 2400 \times 18} = 0,757 \text{ cm} \rightarrow a_5 = 10\text{mm}.$$

$$\alpha'_5 a'_5 = \frac{0,3 \times 139236}{4 \times 0,75 \times 2400 \times 18} = 0,324 \text{ cm} \rightarrow a'_5 = 6\text{mm}.$$

(l''_5, a''_5), (l'''_5, a'''_5) cordons fixant couvre-joint et cornières.

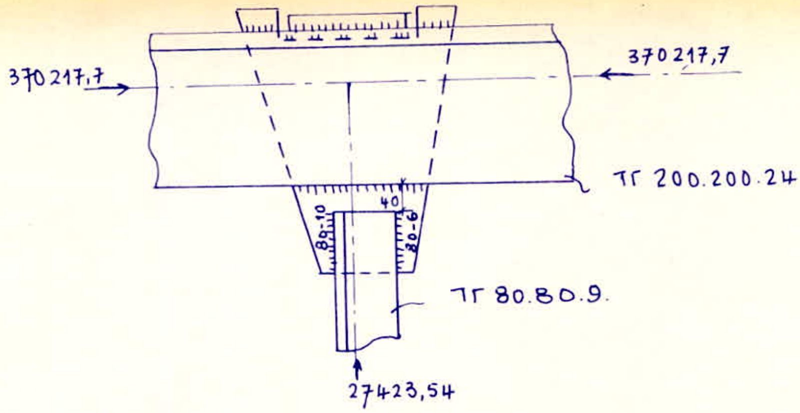
$l''_5 = l'''_5 = l''_4 = l'''_4 = 190$mm

on trouve $a''_5 = 20$mm ; $a'''_5 = 8$mm.

Dimensions des couvre-joint : $170 \times 440 \times 24$.

Dimensions du gousset : $430 \times 780 \times 20$

Nœud 7



on a ici un nœud identique au nœud 4.

on prendra les mêmes caractéristiques des cordons de soudure.

pour le Montant M3 : $l_1 = 80$ mm ; $a_1 = 10$ mm

$l'_1 = 80$ mm ; $a'_1 = 6$ mm.

les cordons sur la membrure supérieure ne sont soumis à aucun effort. les longueurs seront fixées d'après la forme du gousset.

les épaisseurs : $a_2 = a'_2 = 8$ mm (minimum). $l'_1 = 220$ mm ; $l_1 = 30$ mm.

Dimensions du gousset : 220 x 300 x 20

Barre S5 : $N = 479711,9$ daN.

$l_3 = l'_3 = 530 mm$.

$$\alpha_3 a_3 = \frac{479711,9 \times 0,7}{2 \times 0,75 \times 2400 \times 50} = 0,944 \text{ cm} \rightarrow a_3 = 12 mm$$

$$\alpha'_3 a'_3 = \frac{479711,9 \times 0,3}{2 \times 0,75 \times 2400 \times 51} = 0,391 \text{ cm} \rightarrow \text{on prendra } a'_3 = a'_{3min} = 6 mm.$$

$l_3 = l'_3 = 530 mm$

$a_3 = 12 mm$; $a'_3 = 6$ m

pour les cordons fixant les corniäres et le couvre-joint :

$10 \leq a''_3 \leq 36$ mm

$10 \leq a'''_3 \leq 28$ mm

$$a''_3 = 20 mm \rightarrow \alpha''_3 a''_3 = 16,8 mm \rightarrow l''_3 = \frac{0,7 \times 479711,9 \times 1,2}{4 \times 0,75 \times 2400 \times 1,68} = 27,7 \text{ cm}$$

$l''_3 + 2a''_3 \# 320 mm$.

$$l'''_3 = 320 mm \rightarrow \alpha'''_3 a'''_3 = \frac{0,3 \times 479711,9 \times 1,2}{4 \times 0,75 \times 2400 \times 30} = 0,667 \text{ cm} \rightarrow a'''_3 = 10 mm \text{ (minimum)}$$

$l''_3 = l'''_3 = 320 mm$

$a''_3 = 20 mm$; $a'''_3 = 10 mm$.

Barre S4 : $N = 370217,7$ daN.

* (l''_4, a''_4) ; (l'''_4, a'''_4) cordons fixant corniäres et couvre-joint.

$l''_4 = l'''_4 = l''_3 = l'''_3 = 320 mm$.

$$\alpha''_4 a''_4 = \frac{0,7 \times 370217,7 \times 1,2}{4 \times 0,75 \times 2400 \times 29} = 1,61 \text{ cm} \rightarrow a''_4 = 20 mm$$

$$\alpha'''_4 a'''_4 = \frac{0,3 \times 370217,7 \times 1,2}{4 \times 0,75 \times 2400 \times 30} = 5,14 \text{ cm} \rightarrow a'''_4 = 10 mm \text{ (minimum)}$$

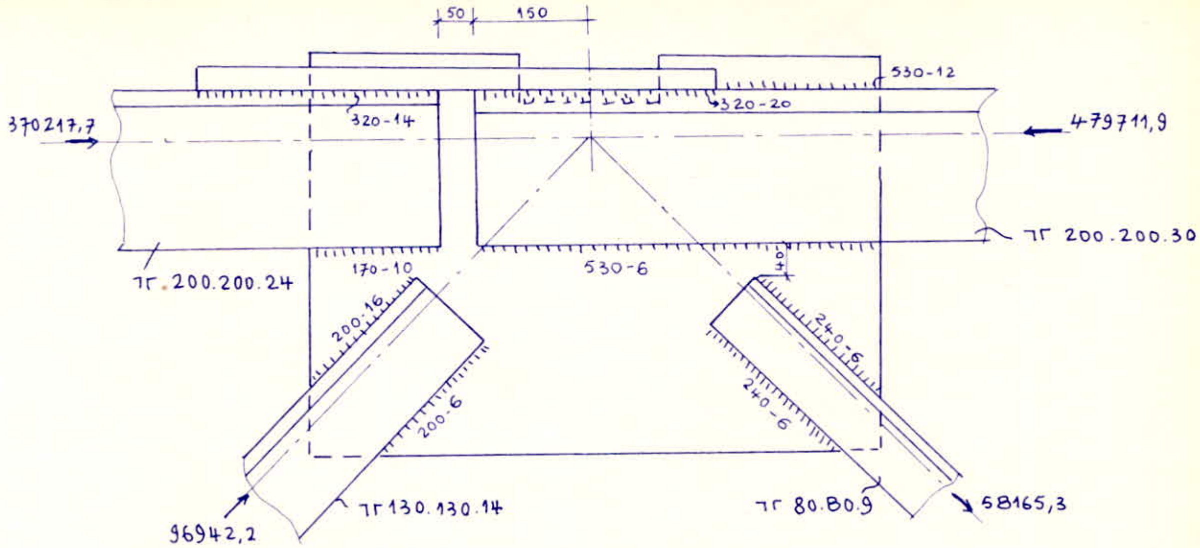
* $l_3 = l'_3 = 170 mm$ $\rightarrow$ $$\alpha_3 a_3 = \frac{0,7 \times 370217,7}{4 \times 0,75 \times 2400 \times 14} = 1,56 \text{ cm} \rightarrow a_3 = 20 mm$$

$$\alpha'_3 a'_3 = \frac{0,3 \times 370217,7}{4 \times 0,75 \times 2400 \times 15} = 0,855 \text{ cm} \rightarrow a'_3 = 10 mm$$

Dimensions des couvre-joint : $190 \times 690 \times 45$.

Dimensions du goussat : $\underline{500 \times 750 \times 20}$

Noeud 8



calcul du couvre-joint :

$N_{cj} = 1{,}2 \times 0{,}7 \times 479711{,}9 = 402958{,}08$ daN.

$b_{cj} = 190$ mm

$a_{cj} \geqslant \dfrac{402958{,}9}{2 \times 2400 \times 19} = 4{,}42$ cm on prendra $a_{cj} = 45$ mm.

Diagonale D4 : $N = 96942{,}2$ daN.

$6 \leq a_1 \leq 16{,}8$ mm

$6 \leq a'_1 \leq 12$ mm

$a_1 = 16$ mm $\rightarrow \alpha_1 a_1 = 13{,}6$ mm $\rightarrow \ell_1 = \dfrac{0{,}7 \times 96942{,}2}{2 \times 2400 \times 0{,}75 \times 1{,}36} = 15{,}2$ cm

$\ell_1 + 2a_1 \# 20$ cm.

$\ell'_1 = \ell_1 = 20$ cm $\rightarrow \alpha'_1 a'_1 = \dfrac{0{,}3 \times 96942{,}2}{2 \times 0{,}75 \times 2400 \times 18} = 0{,}45$ cm $\rightarrow a'_1 = 6$ mm

$\ell_1 = \ell'_1 = 200$ mm

$a_1 = 16$ mm ; $a'_1 = 6$ mm.

Diagonale D5 : $N = 58165{,}3$ daN.

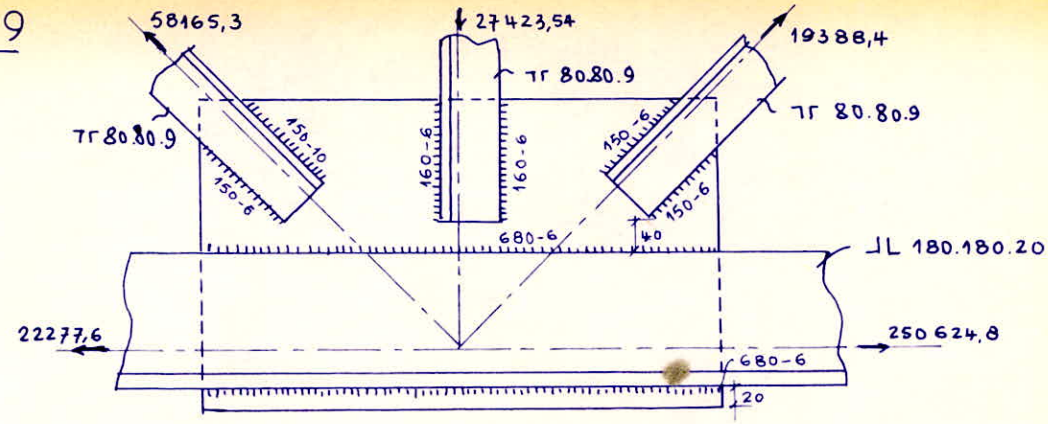
$\ell_2 = \ell'_2 = 24{,}0$ cm

$\alpha_2 a_2 = \dfrac{0{,}7 \times 58165{,}3}{2 \times 0{,}75 \times 2400 \times 22} = 0{,}515$ cm $\rightarrow$ on prendra $a_2 = a'_2 = 6$ mm.

$\ell_2 = \ell'_2 = 240$ mm

$a_2 = a'_2 = 6$ mm.

Nœud 9



- Diagonale D5 : $N = 58165,3$ daN.

$6 \leq a_1 \leq 10,8$ mm

$6 \leq a'_1 \leq 7$ mm

$a_1 = 10$ mm $\rightarrow \alpha_1 a_1 = 8,8$ mm $\rightarrow l_1 = \dfrac{0,7 \times 58165,32}{2 \times 0,75 \times 2400 \times 0,88} = 12,9$ cm.

$l_1 + 2a_1 \# 150$ mm.

$l'_1 = l_1 = 150$ mm $\rightarrow \alpha'_1 a'_1 = \dfrac{0,3 \times 58165,32}{2 \times 0,75 \times 2400 \times 13} = 0,376$ cm $\rightarrow a'_1 = 6$ mm.

$l_1 = l'_1 = 150$ mm

$a_1 = 10$ mm ; $a'_1 = 6$ mm.

- Diagonale D6 : $N = 19388,4$ daN.

$l_2 = l'_2 = 150$ mm

$a_2 = a'_2 = 6$ mm.

- Montant M4 : $N = 27423,54$ daN.

$l_3 = l'_3 = 160$ mm

$a_3 = a'_3 = 6$ mm.

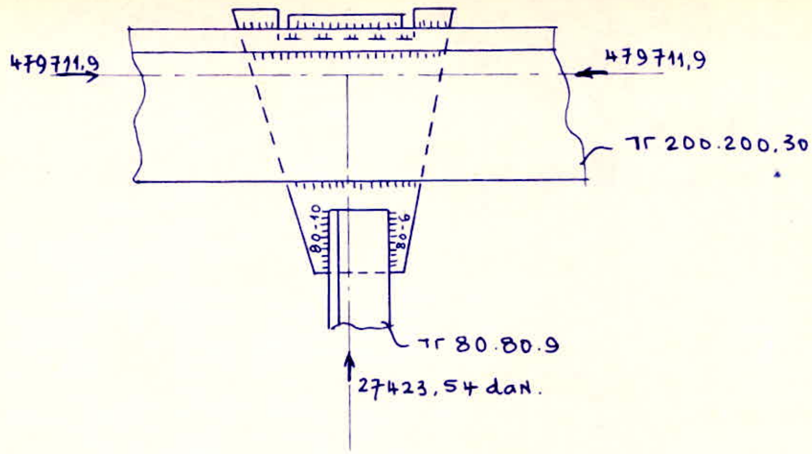
- Membrure inférieure : les cordons sont soumis à un effort $N = 250624,8 - 222777,6$

$N = 27847,2$ daN (faible). $l_4 = l'_4 = 680$ mm

$a_4 = a'_4 = 6$ mm (minimum).

Dimensions du gousset : 400x680x20

Nœud 10



- Nœud identique aux nœuds 4 et 7

pour le Montant M4 on a le même effort ; on prendra donc

$l_1 = 80mm$; $a_1 = 10mm$

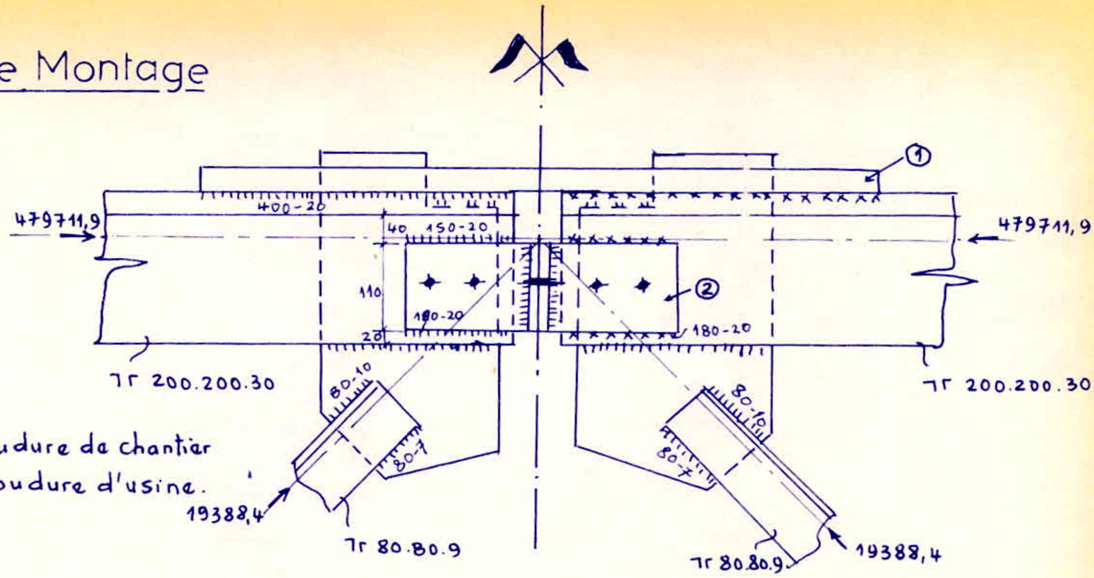
$l'_1 = 80mm$; $a'_1 = 6mm$.

- pour les cordons sur la membrure supérieure : $a_2 = a'_2 = 8$ mm (minimum)

$l'_1 = 220mm$; $l_1 = 30mm$.

Dimensions du goussat : <u>220 × 300 × 20</u>

Joint de Montage



xxxxx : soudure de chantier

''''''''' : soudure d'usine.

La ferme ayant une portée de 36 m, un joint de montage est nécessaire pour faciliter le transport. on fera le joint au niveau du milieu de la ferme.

pour la membrure supérieure : (voir figure ci-dessus) on aura 3 couvre-joints.

* calcul du couvre-joint ①

$$b_{cj} = 200 + 200 + 50 + 2 \times 20 = 490 \text{ mm}$$

$$e_{cj} = \frac{479711{,}9 \times 0{,}7 \times 1{,}2}{2400 \times 49} = 3{,}43 \text{ cm} \quad \text{on prendra } e_{cj} = 35 \text{ mm.}$$

Cordons de soudure : $10 \leq a''_1 \leq 30$ mm

$10 \leq a'''_1 \leq 28$ mm.

prenons $a''_1 = a'''_1 = 20$ mm $\rightarrow \alpha''_1 a''_1 = 16{,}8$ mm $\rightarrow \Sigma \ell \geqslant \dfrac{0{,}7 \times 1{,}2 \times 479711{,}9}{2400 \times 0{,}75 \times 1{,}68} = 133{,}25$ cm

$\Sigma \ell + 2a''_1 \# 1380$ mm. $\rightarrow$ Dimensions du couvre-joint : <u>490 x 850 x 35</u>

* couvre-joints ② en prenant 2 couvre-joints

$b_{cj} = 110$ mm $\rightarrow e_{cj} \geqslant \dfrac{479711{,}9 \times 0{,}3 \times 1{,}2}{2400 \times 11 \times 2} = 3{,}27$ cm $\rightarrow$ on prendra $e_{cj} = 35$ mm.

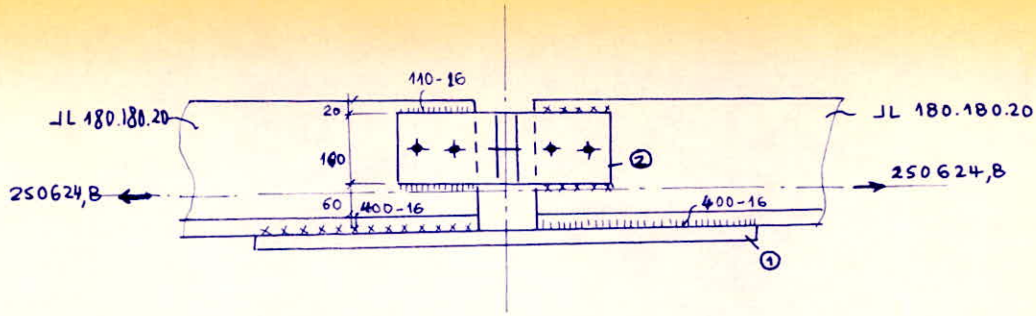
$10 < a_1 < 30$ mm

$a_1 = 20$ mm $\rightarrow \alpha a_1 = 16{,}8$ mm $\rightarrow \ell_1 = \ell'_1 = \dfrac{479711.9 \times 0{,}3 \times 1{,}2}{2400 \times 2 \times 2 \times 1{,}68 \times 0{,}75} = 14{,}2$ cm

$\ell_1 + 2a_1 = \ell'_1 + 2a'_1 = 4 + 14{,}2$ cm $\# 180$ mm. $\rightarrow$ Couvre-joints : <u>110 x 410 x 35</u>

pour les cordons fixant les diagonales et le gousset on trouve (calculs semblables aux précédents). $\ell_1 = \ell'_1 = 80$ mm

$a_1 = 10$ mm ; $a'_1 = 7$ mm



- pour la membrure inférieure (figure ci-dessus)

* Couvre-joint ① : $b_{cj} = 2 \times 180 + 40 + 50 = 450$ mm.

$$e_{cj} \geq \frac{0{,}7\,N}{\sigma_a\, b_{cj}} = \frac{0{,}7 \times 250624{,}8}{2400 \times 45} = 1{,}63 \text{ cm} \rightarrow \text{on prendra } e_{cj} = 18 \text{ mm}.$$

cordon de soudure : $a_1 = 16$ mm $\rightarrow$ $\alpha_1 a_1 = 13{,}6$ mm.

$$\ell_1 = \frac{0{,}7 \times 250624{,}8}{2 \times 2400 \times 1{,}36 \times 0{,}75} = 35{,}875 \text{ cm} \rightarrow \text{longueur réelle } \ell_1 = 400 \text{mm}.$$

la longueur du couvre-joint sera donc $2 \times 400 + 50 = 850$ mm

on aura alors un couvre joint : <u>450 x 850 x 18</u>

* Couvre-joint ② :

$b_{cj} = 100$ mm

$$e_{cj} = \frac{0{,}3 \times 250624{,}8}{2 \times 2400 \times 10} = 1{,}56 \text{cm} \rightarrow e_{cj} = 16 \text{mm}.$$

$a'_1 = 16$ mm $\rightarrow$ $\alpha' a'_1 = 13{,}6$ mm $\rightarrow$ $\ell'_1 = \dfrac{0{,}3 \times 250624{,}8}{2 \times 2 \times 2400 \times 1{,}36 \times 0{,}75} = 7{,}68$ cm.

longueur réelle $\ell'_1 = 10{,}88$ cm # 11 cm.

Dimensions du couvre-joint : <u>100 x 280 x 16</u>

on prévoira pour les couvre-joints ② 4 trous pour les boulons de montage.
(ces boulons ne feront que faciliter le montage ; ils peuvent être enlevés après la soudure).

5. CALCUL des POUTRES PRINCIPALES

I/ ETUDE GENERALE DES PLANCHERS MIXTES.

1/ principe : . le béton résistant bien à la compression et l'acier à la traction, on peut combiner les 2 matériaux pour qu'ils soient sollicités de cette façon en flexion.

. la dalle de béton peut servir à contreventer l'ouvrage.

2/ Introduction : une dalle de béton armé coulée sur poutre métallique absorbait ordinairement une charge bien plus importante que la charge calculée en supposant que l'acier et le béton travaillant séparément (cette remarque a été faite au cours d'essais statiques).

Souvent on a un comportement insatisfaisant. En effet si la tension des poutres métalliques se trouve allégée, ce fait se répercutait désavantageusement sur le béton ou certaines zônes étaient tantôt fissurées tantôt comprimées. Pour cela il suffit de vérifier le glissement entre la dalle et la poutre.

Avantages de la construction mixte : - Amélioration de la rigidité qui est déficiente pour les éléments métalliques
- Economie d'acier
- Réduction des tensions et des flèches.

Pour cela il convient d'éliminer les inconvénients de cette hétérogénéité, de proportionner les sections des 2 matériaux pour que les tensions ne dépassent pas les charges de sécurité.

3/ Rappels de la théorie :

- notations : E_a : module d'élasticité de l'acier

E_b : module d'élasticité du béton.

n : coefficient d'homogénéisation. $n = \frac{E_a}{E_b}$

G_a : centre de gravité de la section d'acier

$I_a^{(Ga)}$: moment d'inertie de la section d'acier par rapport à G_a

G_b : centre de gravité de la section de béton.

$I_b^{(Gb)}$: moment d'inertie de la section de béton par rapport à G_b

G_m : centre de gravité de la section mixte.

x : distance de l'axe neutre à la fibre supérieure de la section de béton

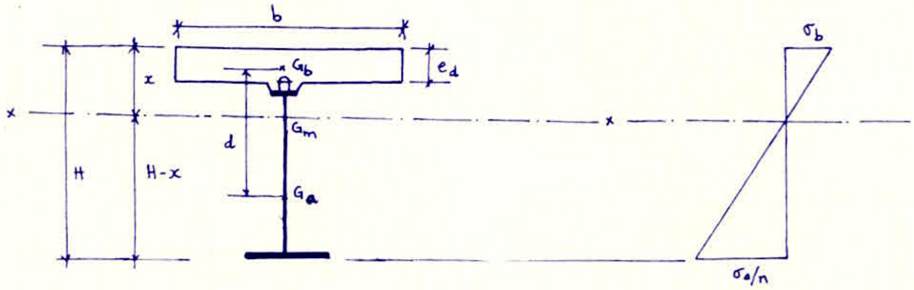
H : hauteur totale de la poutre mixte.

A_a : section d'acier ;

A_b : section de béton ;

L'hypothèse fondamentale du calcul des poutres fléchies consiste à admettre que les sections transversales planes avant flexion le restent pendant et après déformations.
le calcul se fait alors en homogénéisant la section, à l'aide du coefficient $n = \frac{E_a}{E_b}$

. 1er Cas : axe neutre dans la poutre métallique : c'est le cas le plus fréquent ; le calcul est basé sur un section en I fortement dissymétrique.



soit $I_a^{(m)}$ le moment d'inertie de la poutre mixte (homogénéisée à l'acier) par rapport à l'axe neutre :

$$I_a^{(m)} = \frac{I_b^{(G_b)}}{n} + I_a^{(G_a)} + A_b d^2 \cdot \frac{A_a/A_b}{1+n(A_a/A_b)}$$

$W_b^{(m)} = \frac{I_a^{(m)}}{x}$ pour la fibre supérieure de la section de béton.

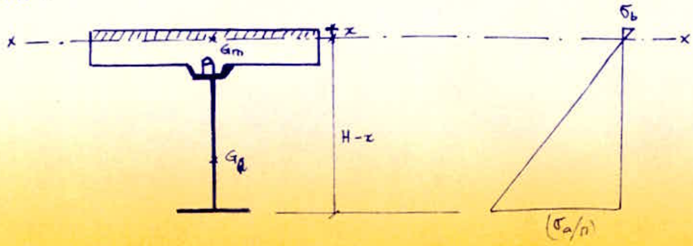
$W_{a(1)}^{(m)} = \frac{I_a^{(m)}}{H-x}$ pour la fibre inférieure extrême de la section d'acier.

Si M est la valeur du moment extérieur sollicitant la construction on a :

$$\sigma_b = \frac{1}{n}\frac{M}{W_b^{(m)}} \qquad \text{et} \qquad \sigma_{a(1)} = \frac{M}{W_{a(1)}^{(m)}}$$

et on doit vérifier que $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ et $\sigma_{a(1)} < \bar{\sigma}_a$

. 2e cas : axe neutre dans la dalle. On détermine comme en Béton Armé l'axe neutre par égalité des moments statiques des aires soumises à traction et à compression.
le béton tendu est sans action et le moment d'inertie de la poutre ne peut être négligé (comme on néglige le moment d'inertie des armatures en béton armé.)
on détermine comme précédemment les contraintes σ_b et σ_a et on vérifie que $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ et $\sigma_a < \bar{\sigma}_a$.

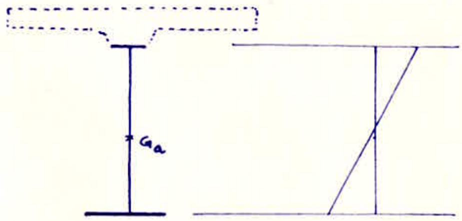


On a 2 formes caractéristiques de la construction mixte :

1) coulée de la dalle sur la poutre qui reste étayée jusqu'à prise du béton ; le poids de la dalle et les surcharges constituent les sollicitations les plus importantes et les tensions qui en dérivent sont totalement absorbées par la section mixte.

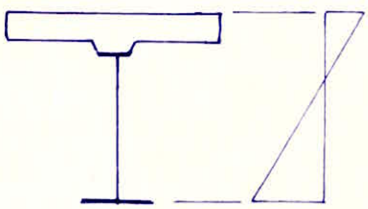
2) la dalle est coulée sans étaiement de la poutre ; le poids propre de la dalle et de la poutre doit être absorbé par la poutre seule. Les surcharges appliquées quand la dalle a acquis sa résistance seront absorbées par la construction mixte. Pour le calcul il convient donc de séparer les 2 phases de la mise en œuvre.

1ère phase : coulée de la dalle :



(a)

2ème phase : application des surcharges :



(b)

le diagramme final sera la combinaison des 2 diagrammes (a) et (b)

4/- Influence des paramètres fondamentaux

. le paramètre le plus important qui intervient dans les calculs est $n = \frac{E_a}{E_b}$. Alors que E_a est constant, E_b dépend (en négligeant l'eventuelle présence des armatures longitudinales) de l'âge du béton.

on prend pour référence le module d'élasticité à 28 jours ; $E_{b(28)} = 350.000 \text{ kg/cm}^2$

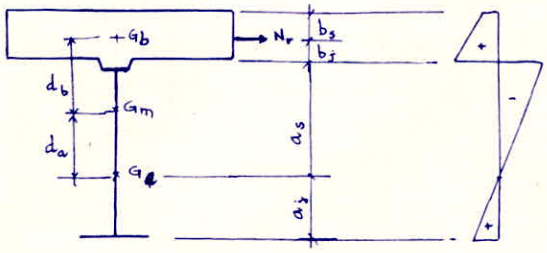
Age	7 j	28 j	45 j	90 j	6 mois	6 ans
$E_b/E_{b(28)}$	0,76	1	1,06	1,11	1,18	1,28
n	7,9	6	5,7	5,4	5,1	4,7

. le retrait et le fluage jouent également des rôles importants. Il se crée des tensions par le fait de l'ancrage. Si la poutre est isostatique il ne se crée pas des forces externes (réactions) mais dans les poutres hyperstatiques il naît des réactions qui modifient les forces d'équilibre.

le retrait comme on l'a vu dans le cours de béton dépend de plusieurs facteurs
le retrait comme pour le béton armé peut être assimilé à une dilatation thermique négative de 10 à 20° et pour un pourcentage d'armatures variant de 1 à 2% lorsque la prise se fait à l'abri des agents atmosphériques. Dans tous les cas on suppose que $\Delta t = -15°c$. Si la prise se fait à l'air libre on peut réduire cette valeur de 25%
le calcul des tensions supplémentaires peut être fait en chiffrant la force N_r (au centre de gravité de la section de béton).

d'après Mörsch $N_r = E_b . A_b . \varepsilon_r$. $\varepsilon_r = \frac{\Delta l}{l} = \alpha \Delta t$

α étant le coefficient de dilatation du béton.



* Dans ce cas :
(+) traction
(-) compression

Les tensions dues au retrait sont : (En faisant la réduction des efforts au point Gm)

$$\sigma_{a(2)} = -\frac{N_r}{A_m} - \frac{N_r d_b}{I_m}(a_s - d_a)$$ → au niveau de la fibre extrême de la semelle supérieure.

$$\sigma_{a(1)} = -\frac{N_r}{A_m} + \frac{N_r d_b}{I_m}(a_j + d_a)$$ → pour la semelle inférieure.

$$\sigma_{b(2)} = \frac{N_r}{A_b} - \frac{N_r}{nA_m} - \frac{N_r d_b}{nI_m}(d_b + b_s)$$ au niveau supérieur de la dalle de béton

$$\sigma_{b(1)} = \frac{N_r}{A_b} - \frac{N_r}{nA_m} - \frac{N_r d_b}{nI_m}(d_b - b_j)$$ au niveau inférieur de la dalle de béton

. fluage : pour les effets du fluage sous charges permanentes par analogie avec le retrait d'après Mörsch on peut les évaluer comme suit :

coefficient de relaxation $\varphi_t = \frac{\varepsilon_{rt}}{\varepsilon_e}$

ε_{rt} déformation du fluage (au temps t)

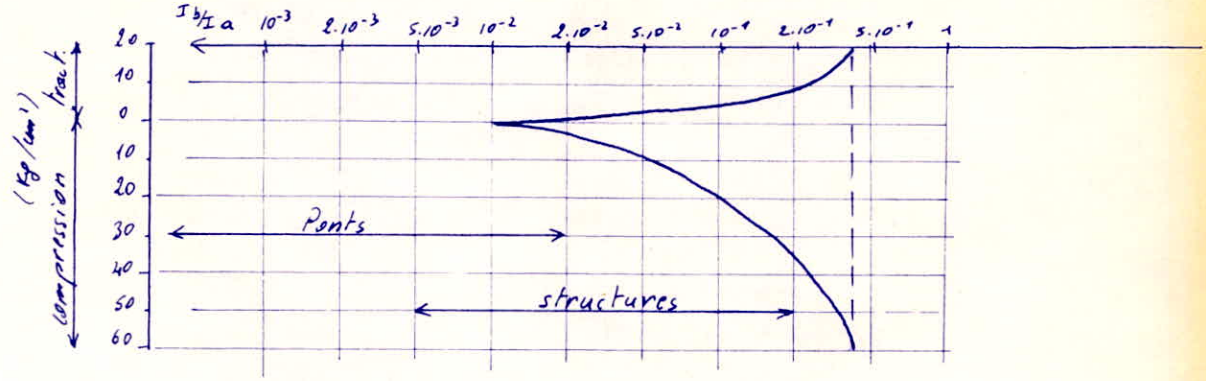
ε_e dilatation élastique.

si $\varphi_{t=n} = 2,5$ pour un temps infini (béton laissé à l'air libre)

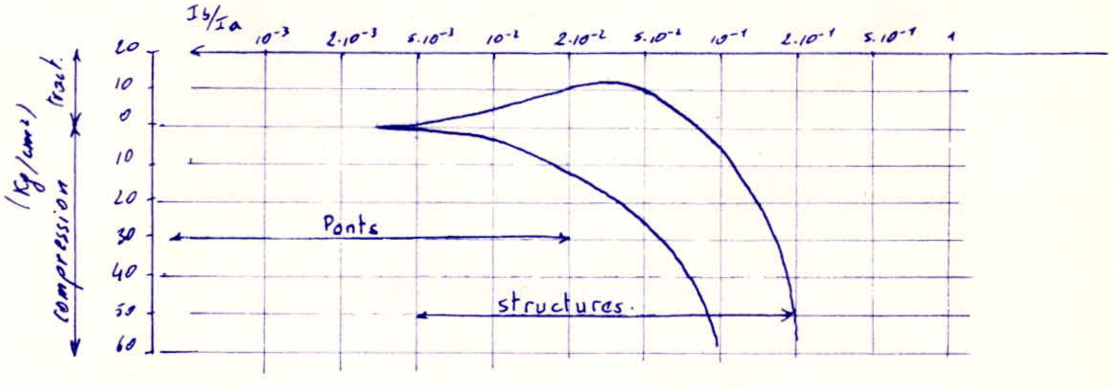
$n = 4$ à 5 ans

$$\varphi_t = \varphi_{t=n}(1 - e^{-t})$$

$$N_{rt} = E_b A_b . \varepsilon_{rt}.$$



Allure des tensions par l'effet du retrait

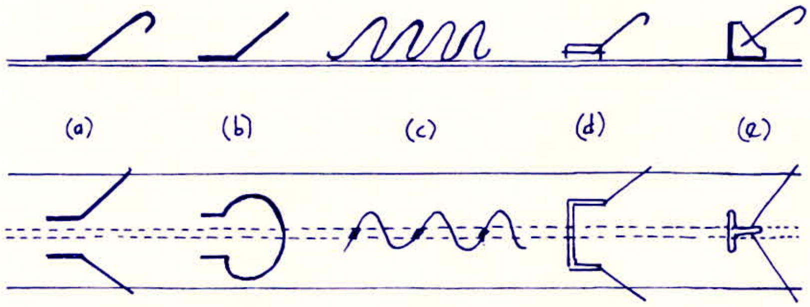


Allure des tensions par l'effet du fluage.

Les tensions dues au fluage et au retrait sont en général faibles par rapport à celles dues aux charges verticales et sont d'autant plus modeste que le rapport $\frac{I_a}{I_b}$ est grand. (voir sur graphique la variations des contraintes dues au fluage et au retrait en fonction de $\frac{I_a}{I_b}$)

•système d'ancrage: Ce système doit être étudié et calculé pour s'opposer intégralement au glissement entre l'acier et le béton. En principe il est intéressant d'orienter les étriers suivant les isostatiques de traction et de les calculer au moyen des cercles de Mohr;

Differents systèmes sont adoptés pour les ancrages.



(a), (b), (c) sont les systèmes les plus habituels

(d), (e) " " " les plus efficients.

les plus à conseillers sont :

5/. Largeur de la dalle qui travaille conjointement avec la poutre : les règlements qui prescrivent de prendre la largeur b fonction de l'épaisseur de la dalle peut donner des résultats inexacts Si on prend $b = m.e_d$ par exemple, résultat approximatif avec lequel on a déterminé toutes les caractéristiques géométriques de la section (centres de gravité, axe neutre ....) on peut alors aboutir à des résultats erronés vu que dans la réalité la table de compression peut avoir une largeur plus grande.

cette largeur varie tout le long de la poutre. Elle est minimum aux droits des appuis, puis augmente (à partir de ceux-ci) jusqu'à atteindre sa valeur maximum au milieu de la poutre.

6/ Problèmes de projet :

Il convient, comme on l'a dit plus haut d'examiner les 2 aspects de la construction mixte

- dalle coulée sans étaiement de la poutre.
- dalle coulée avec étaiment de la poutre (économie d'acier).

On ne peut dire directement quel est le plus économique. Cela dépend des facteurs ci-après:

- hauteur des poutres au dessus du sol.
- poids à soutenir.
- type de cintres (bois, métal).
- possibilité de récupération des cintres.
- Allure du terrain.
- situation du chantier et voies d'accès.
- transport et montage de l'outillage.

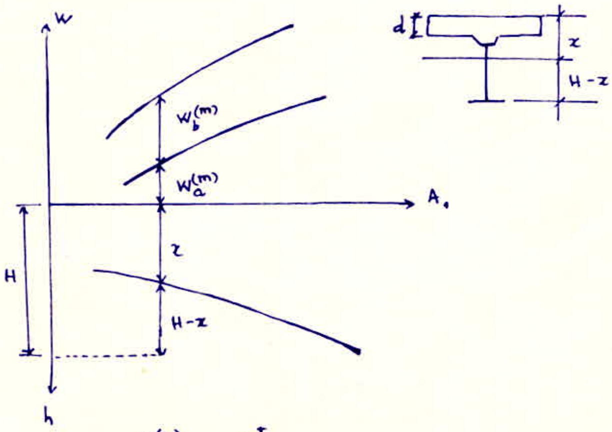
Comme on le voit le coût des échafaudages peut avoir une grande importance; il convient de voir s'il ne faut pas les éviter et renoncer à une économie d'acier.

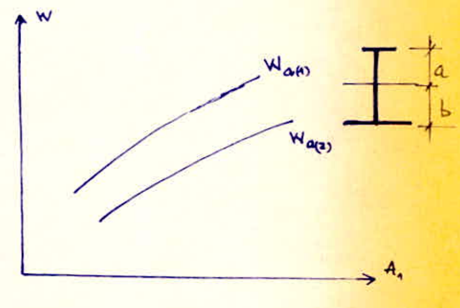
Pour la poutre sans étaiement on calcule les moments dus à :

- g_1: poids de la dalle + poids de la poutre $\left(n = \frac{E_a}{E_b} = \infty\right)$
- g_2: charge permanente appliquée tout de suite après prise du béton (pavement par exemple)
  $n_1 = 10$ à 20
- p: surcharges d'exploitation $n_2 = 6 \div 10$ (c'est à dire application des surcharges après 5 à 28 jours).

Dessinez ensuite les diagrammes des moments maximum dûs aux surcharges.

Tracez les modules de flexion de la section métallique et de la section mixte en fonction de l'aire de l'aile inférieure (tendue) pour une hauteur d'âme donnée.





$$W_b^{(m)} = \frac{n I_m}{x} \qquad W_{a(1)} = \frac{I_a}{a}$$

$$W_a^{(m)} = \frac{I_m}{H-x} \qquad W_{a(2)} = \frac{I_a}{b}$$

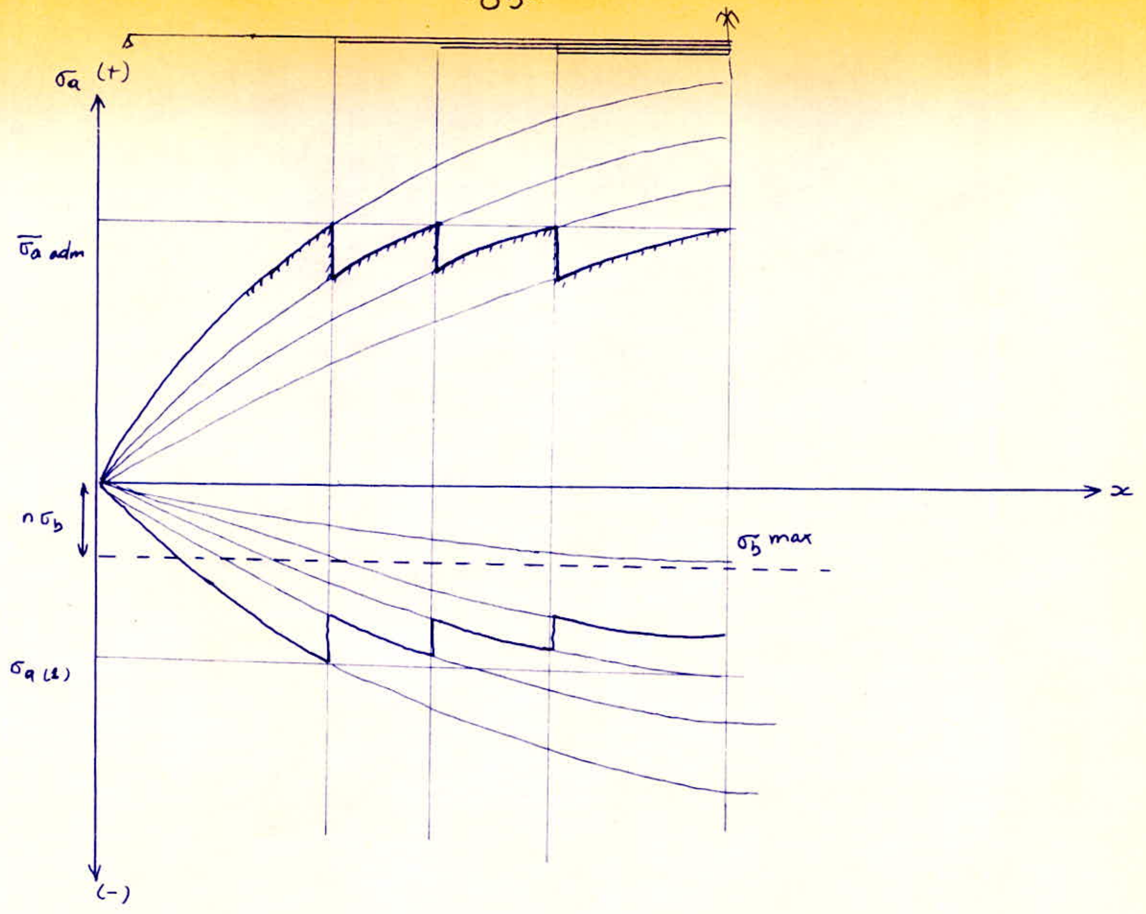


diagramme representant les variations des contraintes en fonction de la variation de la section.

Connaissant les valeurs des modules de résistance on peut déterminer les contraintes et tracer le graphique ci-dessus et faire la variation de la section de la semelle inférieure si c'est nécessaire

$$\sigma_{a(1)} = \frac{M_{g_1}}{W_{a(1)}} + \frac{M_{g_2}}{W^{(m)}_{a(1)}(n=n_1)} + \frac{M_p}{W^{(m)}_{a(1)}(n=n_2)} \qquad \text{(semelle inférieure)}$$

$$\sigma_{a(2)} = \frac{M_{g_1}}{W_{a(2)}} + \frac{M_{g_2}}{I_{m}(n=n_1)}(x-d) + \frac{M_p}{I_m(n=n_2)}(x-d)$$

7/ Considérations techniques et économiques:

La construction mixte ne possède pas certains avantages de la construction métallique, tels que montage rapide, préfabrication, encombrement limité.

Avantage technique : la comparaison entre les moments de plastification totale de la section dans l'hypothèse que les 2 poutres (mixte et metallique) atteignent la charge de sécurité dans les fibres extrêmes conduit aux résultats suivants:

pour la poutre métallique : $\frac{M_{limite}}{M_{adm}} = 1,9$

pour la poutre mixte : $\frac{M_{limite}}{M_{adm}} = 2,5$ ce qui donne une rèserve de 30% parrapport à la poutre métallique équivalente.

A cela s'ajoute l'amélioration dans le temps des caractéristiques mécaniques. En effet E_b augmente ⇒ n diminue donc les tensions dans le béton diminuent alors que dans l'acier elles restent constantes.

autre avantage : augmentation de l'inertie (due au poids de la construction mixte) donc réduction de la sensibilité aux actions dynamiques.

un aspect négatif est que le nombre de schemas statiques est réduit : En effet la structure la plus rationnelle en construction mixte est la poutre simplement appuyée aux extrémités ; les poutres hyperstatiques ne donnent guère satisfaction sans emplois de dispositifs spéciaux (à cause du béton tendu).

8/ applications actuelles de la construction mixte

- planchers d'immeubles et d'édifices publics
- tabliers de ponts.

II/ Prédimensionnement

· largeur de la dalle qui participe à la résistance:

on utilisera les recommandations soviétiques: si L et B sont les dimensions d'un panneau de dalle ($L > B$) et si on a $\frac{L}{B} < 4$ on prend une largeur de dalle b telle que

$$\begin{cases} \frac{b}{2} \geq 6\, e_d & e_d \text{ étant l'épaisseur de la dalle} \\ \frac{b}{2} \leq \frac{1}{8} L & L \text{ plus grande dimension d'un panneau de dalle.} \end{cases}$$

Dans notre cas : $L = 12\,m$; $B = 6\,m$; $\rightarrow \frac{L}{B} = \frac{12}{6} = 2 < 4.$

$e_d = 20\,cm.$

on aura donc $2{,}40\,m \leq b \leq 3{,}00\,m.$

on prendra $b = 300\,cm.$

· poutre : on aura une poutre composée;

* hauteur: elle sera fixée pour respecter la condition de flèche : $h = (\frac{1}{10} \div \frac{1}{12}) L$

$h = \frac{1}{10} L = 1{,}20\,m.$ $h = 1200\,mm.$

* hauteur de l'âme : $h_a = (0{,}98 \div 0{,}99)\, h$ $h_a = 1100\,mm.$

* épaisseur de l'âme : $e_a \simeq 7 + 3h$ (h en mètres) $e_a \simeq 7 + 3{,}6 \simeq 10\,mm$

on vérifie que $e_a > 0{,}006\, h_a = 7{,}2\,mm.$

et $e_a > e_{a\,min} = 8\,mm$ (condition de protection contre la corrosion).

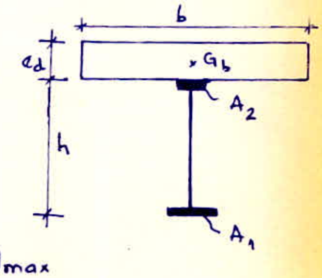
* largeur de la semelle inférieure : $b_{s_1} = (\frac{1}{5} \div \frac{1}{3})\, h$ $\rightarrow b_{s_1} = 300\,mm.$

on calcule ensuite les autres dimensions en utilisant les recommandations suivantes.

si A_1 : aire de la semelle inférieure

A_2 : aire de la semelle supérieure

on peut prendre $\frac{A_2}{A_1} = 0{,}55$



si Mmax est le moment extérieur sollicitant la poutre

on suppose que le moment repris par les semelles est $M_s = 0{,}85\, M_{max}$

(le reste c'est à dire les 15% sont repris par l'âme).

$S_1 = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P$ sollicitation la plus défavorable

$q = (\frac{4}{3}\, 588{,}76 + \frac{3}{2}\, 500) \times 6$

$M_{max} = q \frac{\ell^2}{8} = 165781{,}3\ daN.m$

$M_s = 0{,}85\, M_{max} = 0{,}85 \times 165781{,}3 = 140914{,}1\ daN.m.$

en assimilant la table de compression à une semelle en acier placée au centre de gravité G_b, le moment M_s peut se décomposer en un couple de forces N_1 et N_2.

les forces N_1 et N_2 seront reprises respectivement par les semelles inférieure et supérieure.

et on aura $N_1 = \frac{M_s}{h + \frac{ed}{2}}$

Tout revient donc à supposer que l'on a une poutre ordinaire de hauteur $h + \frac{ed}{2}$

en supposant aussi que la semelle inférieure travaille à la contrainte admissible σ_e

on peut déterminer l'aire A_1 de cette semelle.

$$A_1 = \frac{N_1}{\sigma_e} \quad , \qquad N_1 = \frac{140914,1}{1,3} = 108395,4 \text{ daN}$$

$$A_1 = \frac{108395,4}{2400} = 45,16 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0,55 \times 45,16 = 24,84 \text{ cm}^2$$

connaissant $b_{s_1} = 300\text{mm} \rightarrow e_{s_1} = \frac{45,16 \cdot 10^2}{300} \simeq 16$ mm.

en prenant la même épaisseur pour la semelle superieure $e_{s_2} = 16$mm on détermine la largeur de cette semelle : $b_{s_2} = \frac{A_2}{e_{s_2}} = \frac{24,84}{1,6} = 15,52$ cm.

on prendra $b_{s_2} = 160$ mm.

on vérifie les condition de non voilement des semelles.

$$b_{smin} = \frac{1}{10} h = 120 \text{ mm}$$

$$b_{smax} = 30 e_s = 480 \text{ mm}$$

on a bien $\quad b_{smin} < b_{s_1} = 300 < b_{smax}$

et $\quad b_{smin} < b_{s_2} = 160 < b_{smax}$.

d'où les dimensions de la section :

$e_a = 10$mm

$h_a = 1100$ mm

$h = 1132$ mm

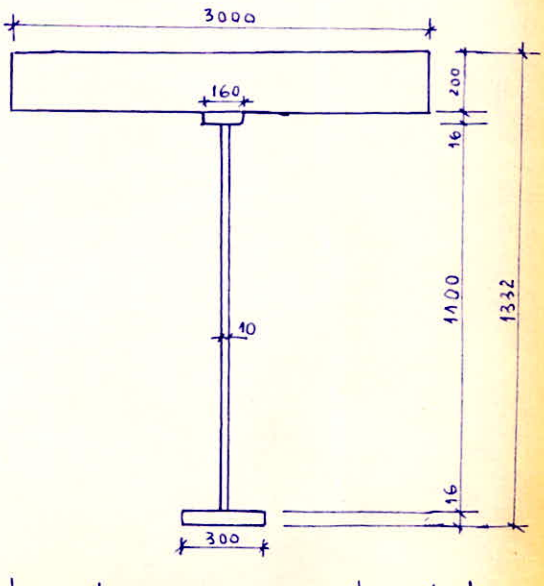
$b_{s1} = 300$ mm

$b_{s2} = 160$mm

$e_{s_1} = e_{s_2} = 16$ mm

$b = 3000$ mm

$e_d = 200$ mm.



* toutes les côtes sont en mm. les calculs seront affectués en mm

III/ Calcul des contraintes :

Pour cela il faut déterminer les caractéristiques de la section (centre de gravité, moments d'inertie, modules de résistances).

* centre de gravité G_a de la poutre métallique :

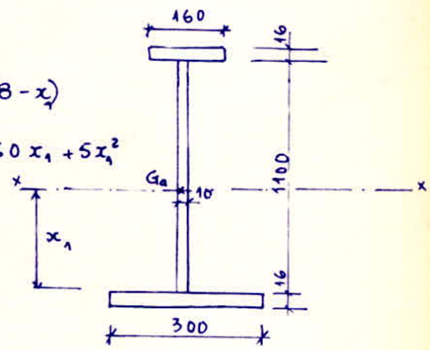
G_a se détermine par l'égalité des moments statiques :

$$16 \times 300\,(x_1+8) + 10 \cdot x_1 \cdot \frac{x_1}{2} = \frac{(1100-x_1)^2}{2} \cdot 10 + 160 \times 16\,(1100+8-x_1)$$

$$4800\,(x_1+8) + 5x_1^2 = 60{,}5 \cdot 10^5 + 11 \cdot 10^3 x_1 + 28{,}365 \cdot 10^5 - 2560\,x_1 + 5x_1^2$$

$$x_1\,(4800 + 2560 + 11000) = (60{,}5 + 28{,}365 - 0{,}384) \cdot 10^5$$

$$x_1 = 481{,}92 \text{ mm.}$$



* Centre de gravite G_m de la poutre mixte.

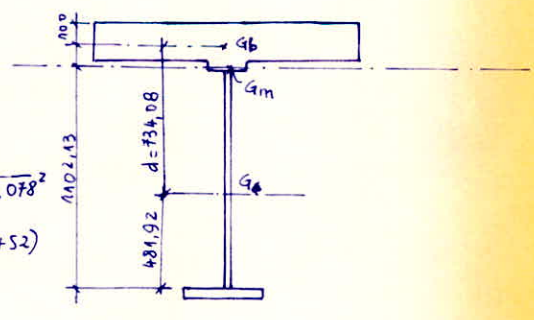
Se détermine de la même façon que G_a mais en ajoutant le béton.

$$4800\,(x_2+8) + 5x_2^2 = \frac{(1100-x_2)^2}{2} \cdot 10 + 2560\,(1108 - x_2) + \frac{6 \cdot 10^5}{6}\,(1100 + 116 - x_2)$$

$\frac{6 \cdot 10^5}{6}$ est la section de béton homogénéisée à l'acier $(n = 6)$

en effectuant le calcul on trouve $x_2 = 1102{,}13$ mm. c'est à dire que l'axe neutre de la section mixte se trouve dans la semelle supérieure.

* $$I_b^{(Gb)} = \frac{3 \cdot 10^3 \times 2^3 \cdot 10^6}{12} = 2 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$



* $$I_a^{(Ga)} = \frac{300 \times 16^3}{12} + 300 \times 16\,(481{,}92+8)^2 + \frac{1100^3 \cdot 10}{12} + 1100 \times 10\,(550 - 481{,}92)^2 + \frac{160 \times 16^3}{12} + 160 \times 16 \times 626{,}078^2$$

$$I_a^{(Ga)} = 10^6\,(0{,}1024 + 1152{,}11 + 1109{,}166 + 50{,}9815 + 0{,}05461 + 1003{,}452)$$

$$I_a^{(Ga)} = 3{,}31 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

* $I_a^{(m)}$: moment d'inertie de la section homogeneisée à l'acier

$$I_a^{(m)} = \frac{I_b^{(Gb)}}{n} + I_a^{(Ga)} + A_b \cdot d^2 \cdot \frac{(A_a/A_b)}{1 + n(A_a/A_b)} \qquad A_b = 3 \cdot 10^3 \times 2 \cdot 10^2 = 6 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

$$I_a^{(m)} = \frac{2 \cdot 10^9}{6} + 3{,}31 \cdot 10^9 + 6 \cdot 10^5 \times 734{,}08^2 \cdot \frac{0{,}1836/6}{1{,}1836} \qquad A_a = 0{,}1836 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$$

$$I_a^{(m)} = 12{,}34 \cdot 10^9 \text{ mm}^4.$$

Pour calculer les contraintes, on suppose qu'on prend le $2^{ème}$ aspect de la construction mixte c'est à dire que la dalle est coulée sans étaiement de la poutre.

le poids propre de la dalle et de la poutre est absorbé par la poutre seule

les surcharges seront absorbées par la construction mixte.

- Moment dû au poids propre : $M_g = \frac{4}{3}\, 588,76 \times 6 \times \frac{144}{8} = 84781,44\ daN\,m = 84,781.10^6\ daN\,mm$
- Moment dû au surcharges : $M_p = \frac{3}{2}\, 500 \times 6 \times \frac{144}{8} = 81.000\ daN\,m = 81.10^6\ daN.mm.$

la contrainte developpée au niveau de la semelle inférieure est :

$$\sigma_{a(1)} = \frac{M_g}{W_{a(1)}} + \frac{M_p}{W_{a(1)}^{(m)}(n=6)}.$$

$$W_{a(1)} = \frac{I_a^{(Ga)}}{x_1+16} = \frac{3,31.10^9}{481,92+16} = 6,66.10^6\ mm^3$$

$$W_{a(1)}^{(m)} = \frac{I_a^m}{x_2+16} = \frac{12,34.10^9}{1102,13+16} = 11,04.10^6\ mm^4$$

$$\sigma_{a(1)} = \frac{84,786.10^6}{6,66.10^6} + \frac{81.10^6}{11,04.10^6} = 12,73 + 7,33 = 20,06\ daN/mm^2 < \sigma_e = 24\ daN/mm^2$$

la contrainte au niveau de la semelle supérieure sera encore plus petite. On peut donc diminuer la section pour s'approcher de σ_e.

On diminuera alors la section d'acier et on prendra $h_a = 1000$ mm. les autres dimensions seront conservées.

On re calcule les caractéristiques de la section en prenant $h_a = 1000$mm.

Par analogie avec les calculs précédents on a :

- position de G_a :

$$4800\,(x_1+8) + 10.x_1.\frac{x_1}{2} = \frac{(1000-x_1)^2}{2}.10 + 2560\,(1008-x_1)$$

$$\Rightarrow \quad x_1 = 434,15\ mm.$$

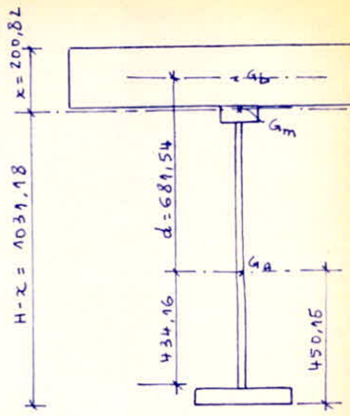
- position de G_m : il faut ajouter la section de béton.

$$4800(x_2+8) + 10\,x_2.\frac{x_2}{2} = \frac{(1000-x_2)^2}{2} \times 10 + 2560\,(1008-x_2) + \frac{6.10^5}{6}\,(1116-x_2)$$

$$\Rightarrow \quad x_2 = 1015,18\,mm.$$

L'axe neutre se trouve presque au niveau de la liaison acier-béton.

$$*I_b^{(Gb)} = \frac{3.10^3 \times 2^3.10^6}{12} = 2.10^9 \text{ mm}^4$$



$$* I_a^{(Ga)} = \frac{300 \times \overline{16}^3}{12} + 300 \times 16 \, (434,16 + 8)^2 + \frac{\overline{1000}^3 \times 10}{12} +$$

$$+ 1000 \times 12 \, (500 - 434,16)^2 + \frac{160 \times \overline{16}^3}{12} + 160 \times 16 \times \overline{589,54}^2$$

$$I_a^{(Ga)} = 10^6 \, (0,1024 + 939,6643 + 833,333 + 42,9659 + 0,0546 + 842,1306)$$

$$I_a^{(Ga)} = 2,66.10^9 \text{ mm}^4$$

$$A_b = 3.10^3 \times 2.10^2 = 6.10^5 \text{ mm}^2$$

$$A_a = 300 \times 16 + 160 \times 16 + 1000 \times 10 = 17360 \text{ mm}^2 = 0,1736.10^5 \text{ mm}^2.$$

$$* \; I_a^{(m)} = \frac{I_b^{(Gb)}}{n} + I_a^{(Ga)} + A_b d^2 \cdot \frac{A_a/A_b}{1 + n(A_a/A_b)}$$

$$I_a^{(m)} = \frac{2.10^9}{6} + 2,66.10^9 + 6.10^5 \times \overline{681,54}^2 \cdot \frac{0,1736/6}{1,1736}$$

$$I_a^{(m)} = 10,20.10^9 \text{ mm}^4$$

Evaluation des contraintes toujours dans le cas où la dalle est coulée sans étaiement.

$$\sigma_{a(1)} = \frac{M_g}{W_{a(1)}} + \frac{M_p}{W_{a(1)}^{(m)} (n = 6)}$$

$$M_g = 84,78.10^6 \text{ daN mm} \quad ; \quad M_p = 81.10^6 \text{ daN.mm}$$

$$W_{a(1)} = \frac{I_a^{(Ga)}}{x_1 + 16} = \frac{2,66.10^9}{434,16 + 16} = 5,90.10^6 \text{ mm}^3$$

$$W_{a(1)}^{(m)} = \frac{I_a^{(m)}}{x_2 + 16} = \frac{I_a^{(m)}}{H - x} = \frac{10,20.10^9}{1031,18} = 9,89.10^6 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{a(1)} = \frac{84,78.10^6}{5,90.10^6} + \frac{81.10^6}{9,89.10^6} = 14,36 + 8,19 = 22,55 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2$$

. au niveau de la semelle supérieure:

$$\text{on a} \quad \sigma_{a(2)} = \frac{M_g}{W_{a(2)}} + \frac{M_p}{W_{a(2)}^{m} (n = 6)}$$

$$W_{a(2)} = \frac{I_a^{G(a)}}{h - x_1 - 16} = \frac{2,66.10^9}{549,84} = 4,84.10^6 \text{ mm}^3$$

$$W_{a(2)}^{(m)} = \frac{I_a^{(m)}}{h - x_2 - 16} = \frac{10,20.10^9}{0,82} = 1,242.10^{10} \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{a(2)} = \frac{84,78.10^6}{4,84.10^6} + \frac{81.10^6}{1,242.10^{10}} = 18,55 \text{ daN/mm}^2 < \sigma_e = 24 \text{ daN/mm}^2$$

- au niveau du béton (fibre supérieure)

$$\sigma'_b = \frac{M_p}{x}$$

$$W_b = \frac{I_a^{(m)}}{x} = \frac{10,2.10^9}{200,82} = 5,078.10^7 \text{ mm}^3$$

$$\sigma'_b = \frac{1}{n}\frac{M_p}{W_b} = \frac{81.10^6}{6\times 5,078.10^7} = 26,58.10^{-2}\text{ daN/mm}^2 = 26,58 \text{ daN/cm}^2$$

on voit que cette contrainte est trop faible et pour un béton dosé à 350 kg/m³ de CPA contrôle strict $\bar{\sigma}'_b = 162$ daN/cm². On est donc loin de la contrainte admissible.
Ceci s'explique par le fait que la dalle reprend uniquement les surcharges.
on a négligé dans le calcul de σ'_b la contrainte qui dérive du poids propre du revêtement cette contrainte étant aussi très faible.

- Effets du retrait:

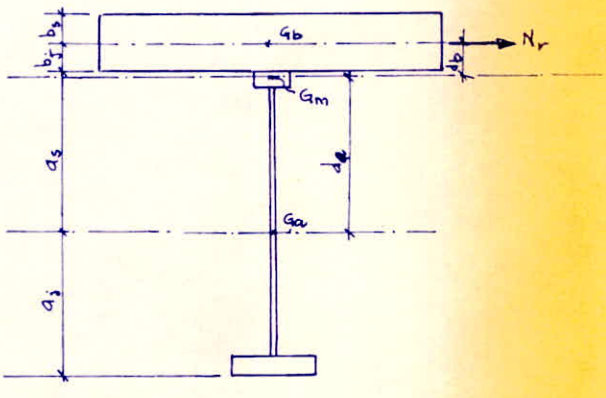
on assimile le retrait à une dilatation thermique négative de 15°.
L'effort N_r qui en dérive est d'après Mörsch : $N_r = E_b . A_b . \varepsilon_r$
E_b module d'élasticité du béton à 28 jours : $E_b = 350\,000$ daN/cm²
A_b section de béton qui travaille conjointement avec la poutre : $A_b = 300 \times 20 = 6000$ cm²

$\varepsilon_r = \frac{\Delta l}{l} = \alpha \Delta t$ $\qquad \alpha = 10^{-5}$ coefficient de dilatation du béton.

$\varepsilon_r = 10^{-5} \times 15 = 15.10^{-5}$

$N_r = 350\,000 \times 6000 \times 15.10^{-5} = 315000$ daN.

Connaissant N_r on peut évaluer comme on l'a vu dans la partie théorique les contraintes supplémentaires dues au retrait.



$a_i = 450,16$ mm

$a_s = 581,84$ mm

$b_i = b_s = 100$ mm

$d_b = G_bG_m = 100,82$ mm

$d_a = G_aG_m = 581,02$ mm.

A_m : section mixte homogénéisée

$A_m = \frac{6000}{6} + 173,6 = 1173,6 \text{ cm}^2 = 117360 \text{ mm}^2$

$A_b = 6.10^5 \text{ mm}^2$ section de béton

$n = 6$ coefficient d'homogénéisation (à 28 jours).

$\sigma_{a(1)}^{(r)}$: contrainte due au retrait au niveau de la semelle inférieure (fibre extrême)

$$\sigma_{a(1)}^{(r)} = -\frac{N_r}{A_m} + \frac{N_r d_b}{I_m}(d_a + a_j) = -\frac{315000}{117360} - \frac{315000 \times 100,82}{10,2.10^9}(581,02 + 450,16)$$

$\sigma_{a(1)}^{(r)} = -2,684 + 3,211 = +0,523$ daN/mm² (traction d'après la convention adoptée dans la partie théorique ; en effet la membrure inférieure est tendue sous l'effet du retrait)

$$\sigma_{a(2)}^{(r)} = -\frac{N_r}{A_m} + \frac{N_r d_b}{I_m}(a_s - d_a) = -\frac{315000}{117360} + \frac{315000 \times 100,82}{10,2.10^9}(581,84 - 581,02)$$

$\sigma_{a(2)}^{(r)} = -2,684 - 0,002 = -2,686$ daN/mm² (compression)

$\sigma_{b(1)}^{(r)}$ contrainte due au retrait au niveau inférieur du béton

$$\sigma_{b(1)}^{(r)} = \frac{N_r}{A_b} - \frac{N_r}{nA_m} - \frac{N_r d_b}{nI_m}(d_b - b_j) = \frac{315000}{600000} - \frac{315000}{6 \times 117360} - \frac{315000 \times 100,82}{6 \times 10,2.10^9}(100,82 - 100)$$

$\sigma_{b(1)}^{(r)} = 0,525 - 0,447 - 0,0004 = 0,078$ daN/mm² (traction)

$$\sigma_{b(2)}^{(r)} = \frac{N_r}{A_b} - \frac{N_r}{nA_m} - \frac{N_r d_b}{nI_m}(d_b + b_s) = \frac{315000}{600000} - \frac{315000}{6 \times 117360} - \frac{315000 \times 100,82}{6 \times 10,2.10^9}(100,82 + 100)$$

$\sigma_{b(2)}^{(r)} = 0,525 - 0,447 - 0,104 = -0,026$ daN/mm² (compression).

- Effet du fluage :

la fluage ayant lieu uniquement sous les charges permanentes les contraintes qui en dérivent sont négligeables dans notre cas puisque :

- la dalle est coulée sans étaiement de la poutre.
- les seuls charges permanentes sont constitués par le parquet en bois qui a un poids très faible.

Donc les contraintes totales résultantes des charges, surcharges et effets du retrait sont :

- pour la fibre extrême de la semelle inférieure : $\sigma_{a(1)} = -(22,55 + 0,52) = -23,07$ daN/mm²
  $\sigma_{a(1)} = -23,07$ daN/mm² $< \sigma_e = 24$ daN/mm²
- pour la fibre extrême de la semelle supérieure : $\sigma_{a(2)} = 18,55 + 2,68 = 21,23$ daN/mm² $< \sigma_e$
- pour le béton : $\sigma'_b = 26,59 + 2,65 = 29,24$ daN/cm² $< \bar{\sigma}'_b = 162$ daN/cm².

Comme on le voit le béton ne travaille pratiquement pas.

IV Calcul des liaisons âme-semelles de la poutre composée:

la contrainte de cisaillement longitudinal produit dans l'âme de la poutre une contrainte de cisaillement $\tau = \dfrac{T.S_s}{I e_a}$

T: effort tranchant. ; e_a: épaisseur de l'âme

S_s: moment statique de la semelle ; I : moment d'inertie total

l'effort de glissement est maximum près des appuis et a pour valeur (par cm)

$$Q = \tau \times 1 \times e_a = \frac{T_{max} S_s}{I}$$

si a est l'epaisseur des cordons de soudure fixant l'âme et les semelles on doit vérifier que $\dfrac{Q}{2 \times 0{,}75 \ell . a\alpha} \leq \sigma_e$. ($\ell = 1$ cm)

$$a\alpha \geqslant \frac{Q}{1{,}5\sigma_e} = \frac{T_{max} . S_s}{1{,}5\sigma_e . I.}$$

$T_{max} = q\frac{\ell}{2} = 1435 \times 6 \times \frac{12}{2} = 51660$ daN.

$S_s = 48{,}0 \times 45{,}01 = 2162$ cm^3 (pour la semelle inférieure)

$I = 2{,}66 . 10^5$ cm^4

$$a\alpha \geqslant \frac{51660 \times 2162}{2{,}66 . 10^5 \times 1{,}5 \times 2400} = 0{,}11 \text{ cm} = 1{,}1 \text{ mm}$$

valeur très faible.

comme d'habitude on prend pour épaisseur de ces cordons $a = (0{,}7 \div 1{,}0)\, e_a$

$a = 7 \div 10$ mm. → on prendra $a = 8$ mm.

V/- Vérification de la stabilité au voilement de l'âme et des semelles.

- semelles : pour les poutres soudées on doit avoir :

$$b_s \leq 30 e_s \sqrt{\frac{2400}{\sigma_e}} = 30 e_s \qquad (\sigma_e = 2400)$$

pour la semelle supérieure $b_{s_2} = 160$ mm $< 30 \times 16 = 480$ mm.

pour la semelle inférieure $b_{s_1} = 300$ mm < 480 mm.

Donc les semelles ne risquent pas de se voiler.

- âme : il faut des raidisseurs aux droits des appuis (règlement CM 66)

on peut se dispenser des raidisseurs intermédiaires si

$$\left(\frac{\sigma}{7}\right)^2 + \tau^2 \leq 0{,}015 \left(\frac{10000\, e_a}{h_a}\right)^4$$

σ contrainte pondéré sur la fibre la plus comprimée de l'âme

$\tau = \dfrac{T}{e_a h_a}$. valeur moyenne de la contrainte tangentielle pondérée dans une section droite de l'âme.

σ et τ étant prises dans la même section

$\sigma_{max} = 2123 \text{ daN/cm}^2$

$\tau_{max} = \dfrac{T_{max}}{e_a h_a} = \dfrac{51660}{100 \times 1} = 516{,}6 \text{ daN/cm}^2$

$0{,}015 \left(\dfrac{10000\, e_a}{h'_a}\right) = 0{,}015 . \left(\dfrac{10^4 \times 1}{10^2}\right)^4 = 0{,}015 . 10^8 = 15 . 10^5$

$\left(\dfrac{\sigma_m}{7}\right)^2 = \left(\dfrac{2123}{7}\right)^2 = 9{,}18 . 10^4$

$(\tau_{max})^2 = (516{,}6)^2 = 26{,}52 10^4$

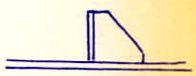
$\left(\dfrac{\sigma_{max}}{7}\right)^2 + (\tau_{max})^2 = 36{,}7 . 10^4 = 3{,}67 . 10^5 < 0{,}015 \left(\dfrac{1000\, e_a}{h'_a}\right)^4 = 15 . 10^5$.

la relation est vérifiée pour σ_{max} et τ_{max}. elle sera donc vérifiée dans toutes les sections (en effet dans une section quelconque on a $\sigma \leqslant \sigma_{max}$ et $\tau \leqslant \tau_{max}$).

Comme il n'y a pas de charges concentrées on n'aura donc pas besoin de raidisseurs intermédiaires. les seuls raidisseurs à prévoir sont les raidisseurs d'appuis. (règles C.M. 66)

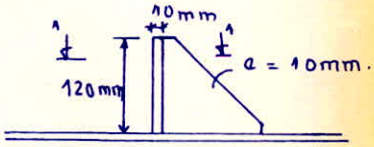
(voir remarque page 100)

VI/ Calcul des connecteurs (systèmes d'ancrage).

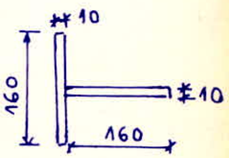
on prendra des connecteurs simples sous formes de plaques raidies. 

l'effort tranchant qui risque de provoquer le glissement entre l'acier et le béton est due aux surcharges d'exploitation (les charges permanentes n'intervenant pas dans notre cas).

$T_{max} = q\dfrac{\ell}{2} = \dfrac{3}{2} 500 \times 6 \times \dfrac{12}{2} = 27000 \text{ daN}.$



coupe 1-1



$T_{adm} = 1{,}8\, \sigma'_{bo} . A_c$.

σ'_{bo} : Contrainte de compression du béton.

A_c : section verticale du connecteur.

$A_c = 16 \times 12 \text{ cm}^2$

$T_{adm} = 1{,}8 \times 81 \times 16 \times 12 = 2{,}8 . 10^4 \text{ daN}.$

si δ est l'espacement entre les connecteurs on doit avoir

$\delta . \tau . b s_2 \leq T_{adm}$.

$b s_2$ étant l'épaisseur de la surface de glissement.

donc $\delta \leq \dfrac{T_{adm}}{\tau\, b s_2}$

connaissant T_{adm}, $b s_2$ et τ on peut déterminer δ.

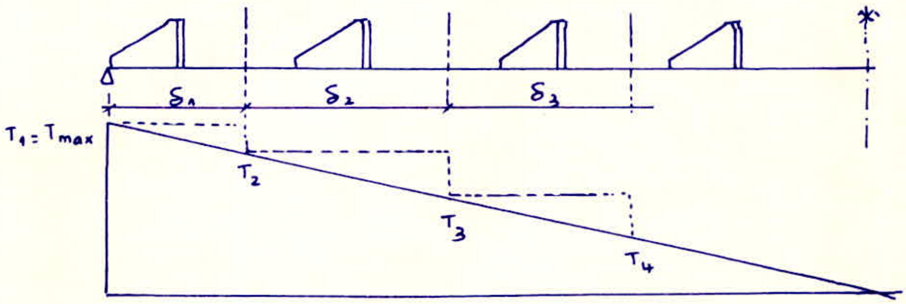
$$\tau = \frac{T \cdot S_{g,m}}{I_m \cdot b_{s2}}$$

T effort tranchant dans la section où on cherche à déterminer δ

$S_{g,m}$: moment statique de la partie qui glisse (c'est à dire la section de béton) par rapport à l'axe neutre de la section mixte.

I_m : moment d'inertie de la section mixte

b_{s2} : épaisseur de la surface de glissement c'est à dire la largeur de la semelle.



le premier connecteur reprend l'effort $T_1 = T_{max}$

le deuxième connecteur reprend l'effort T_2 --------

--

. $\tau_1 = \dfrac{27000 \times 10081,6}{10,2 \cdot 10^5 \times 16,0} = 16,68 \text{ daN/cm}^2$

$\delta_1 \leq \dfrac{31 \cdot 10^4}{16,68 \times 16} = 116,54 \text{ cm}$ on prendra $\delta_1 = 116 \text{ cm}$.

. $T_2 = 27000 \; \dfrac{600-116}{600} = 21779,99 \text{ daN}$.

$\tau_2 = \dfrac{21779,99 \times 10081,6}{10,2 \cdot 10^5 \times 16,0} = 13,46 \text{ daN/cm}^2$

$\delta_2 \leq \dfrac{31 \cdot 10^4}{13,46 \times 16} = 144,43 \text{ cm}$ on prendra $\delta_2 = 144 \text{ cm}$

. $T_3 = 27000 \cdot \dfrac{484-144}{600} = 15299,99 \text{ daN}$

$\tau_2 = \dfrac{15299,99 \times 10081,6}{10,2 \cdot 10^5 \times 16} = 9,45 \text{ daN/cm}^2$

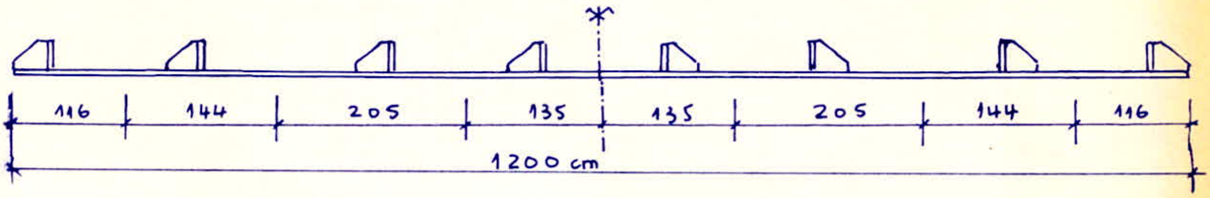
$\delta_3 = \dfrac{31 \cdot 10^4}{16 \times 9,45} = 205,71$ on prendra $\delta_3 = 205 \text{ cm}$.

. $T_4 = 27000 \; \dfrac{340-205}{600} = 6075 \text{ daN}$

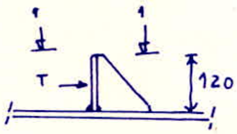
$\tau_4 = 3,75 \text{ daN/cm}^2$

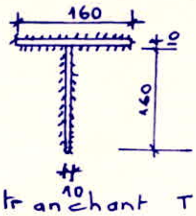
$\delta_4 = \dfrac{31 \cdot 10^4}{3,75 \times 16} = 518,4 \text{ cm}$

on prendra donc 4 connecteurs dans chaque demi travée, soit 8 connecteurs au total.
les connecteurs sont orientés de sens contraires dans les 2 demi-travées.



. Vérification des cordons de soudure fixant les connecteurs et la semelle.



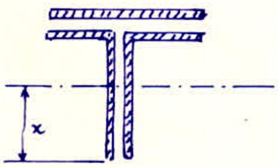


les cordons de soudure sont soumis à l'effort tranchant T et à un moment de flexion $M = T.\frac{12}{2}$.

il faut vérifier que $1,35\sqrt{\left(\frac{M}{W_{cd}}\right)^2 + \left(\frac{T}{A_{cd}}\right)^2} \leq \sigma_e$ W_{cd} : module de resistance des cordons

A_{cd} : section totale des cordons.

il faut rechercher l'axe neutre des cordons



si a est l'epaisseur des cordons de soudures on a

$a_{max} = 12$ mm

$a_{min} = 6$ mm → on prendra $a = 8$ mm → $\alpha a = 7,2$ mm

$$2\times(0,72x)\frac{x}{2} = 2\,\frac{(16-x)^2}{2}\times 0,72 + 2\,(6,7\times 0,72)(16-x) + 16\times 0,72\,(17-x)$$

$$x^2 = 256 + x^2 - 32x + 214,4 - 13,4x + 272 - 16x$$

$$61,4x = 742,4 \rightarrow x = 12,1\text{ cm}.$$

Moment d'inertie des cordons par rapport à l'axe neutre

$$I_{cd} = \frac{2\times 0,72\times \overline{12,1}^3}{12} + \frac{2\times 0,72\times \overline{12,1}^3}{4} + \frac{2\times 0,72\times \overline{3,9}^3}{12} + \frac{2\times 0,72\times \overline{3,9}^3}{4} + 2\times 0,72\times 6,7\times \overline{3,9}^2 + 16\times 0,72\times \overline{4,9}^2$$

$I_{cd} = 1302,16$ cm^4

$W_{cdmin} = \frac{I_{cd}}{x} = \frac{1302,16}{12,1} = 107,62$ cm^3

$T = 27000$ daN

$M = 27000\times 6 = 162000$ daN.cm

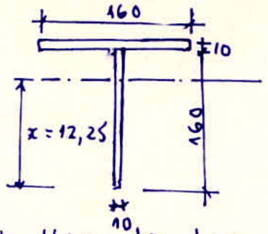
$A_{cd} = 0,72\,(16 + 26,8 + 32) = 53,856$ cm^2

$$\sigma = \sqrt{\left(\frac{162000}{107,62}\right)^2 + \left(\frac{27000}{53,856}\right)^2}\times 1,35 = 1,35.10^3\sqrt{2,517}$$

$$\sigma = 2146,5\text{ daN/cm}^2 < \sigma_e$$

. Vérification de la résistance du connecteur.

on a à vérifier une section en T dont toutes les dimensions sont connues.



$$1.x.\frac{x}{2} = \frac{(16-x)^2}{2} + 16\times1(16,5-x)$$

$$x = 12,25 \text{ cm}$$

Moment d'inertie du connecteur

$$I_c = \frac{1\times\overline{12,25}^3}{12} + 1\times12,25\times\frac{\overline{12,25}^2}{4} + \frac{1\times\overline{3,75}^3}{12} + 1\times3,75\times\frac{\overline{3,75}^2}{4} + \frac{16\times1^3}{12} + 16\times1\times\overline{4,25}^2$$

$$I_c = 920,66 \text{ cm}^4$$

$$W_{cmin} = \frac{920,66}{12,25} = 75,15 \text{ cm}^3$$

$$A_c = 16\times1 + 16\times1 = 32 \text{ cm}^2$$

contrainte normale : $\sigma = \frac{M}{W_c} = \frac{162000}{75,15} = 2155 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2$

contrainte de cisaillement : $1,54\tau = 1,54 . \frac{27000}{32} = 1299,37 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e.$

. Vérification de la contrainte de cisaillement du béton au niveau supérieur des connecteurs

$$\tau_b = \frac{T.S_g}{I_m.b_{s_2}}$$

T effort tranchant maximum : T = 27000 daN.

S_g : moment statique de la partie de béton situé au dessus du connecteur c'est à dire dans une épaisseur de 8 cm

$$S_g = \frac{8\times300}{6}\times 12,08$$

I_m : moment d'inertie total de la section mixte

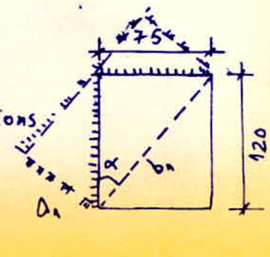
b_{s_1} : largeur de la semelle supérieure.

$$\tau_b = \frac{27000\times400\times12,08}{10,2.10^5\times16} = 8 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_b = 8 \text{ daN/cm}^2 < \overline{\tau_b} = 26 \text{ daN/cm}^2 .$$

.vérification de la plaque du connecteur

on a une plaque encastrée sur 2 côtés . cette plaque se calcule comme une plaque encastrée sur 3 côtés dont les dimensions sont a_1 et b_1



$b_1 = \sqrt{7{,}5^2 + 12{,}0^2} = \sqrt{200{,}25} = 14{,}1\,cm$

$tg\alpha = \frac{75}{120} = 0{,}625 \rightarrow \alpha = 32° \rightarrow \sin\alpha = 0{,}53$

$a_1 = 12{,}0 \sin\alpha = 0{,}53 \times 12 = 6{,}36\,cm$

$\frac{b_1}{a_1} = \frac{14{,}1}{6{,}36} = 2{,}22 \qquad \frac{a_1}{b_1} = \frac{6{,}36}{14{,}1} = 0{,}451 < 0{,}5$

$\frac{a_1}{b_1} < 0{,}5$ on calcule la plaque comme une console en prenant une bande de largeur unité.

$$M = q_m \frac{a_1^2}{2}$$

la plaque calculée reprend la moitié de l'effort tranchant donc

$$q_m = \frac{T_{max}}{a_1 b_1 . 2} \times 1 = \frac{27000}{2 \times 6{,}36 \times 14{,}1} = 150{,}5\ daN/cm.$$

$$M = 150{,}5 \times \frac{6{,}36^2}{2} = 3050\ daN.cm$$

$\sigma = \frac{M}{W_p} = \frac{6M}{1 \times e_p^2} \leq \sigma_e$ si e_p désigne l'épaisseur de la plaque.

$$e_p \geqslant \sqrt{\frac{6M}{\sigma_e}} = \sqrt{\frac{6 \times 3050}{2400}} = \sqrt{\frac{3050}{400}} = \sqrt{7{,}625}$$

$$e_p \geqslant 2{,}76\,cm$$

on prendra $e_p = 28$ mm épaisseur du connecteur.

les calculs précédents ont été faits avec $e_p = 10$ mm et toutes les vérifications étaient satisfaites. En prenant $e_p = 28$ mm on est encore plus sécuritaire.

* Remarque sur les raidisseurs de l'âme :

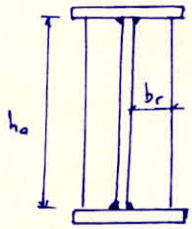
. D'après les calculs effectués les règles CM 66 ne prévoient pas de raidisseurs intermédiaires
. le Règlement soviétique précise quand à lui que :

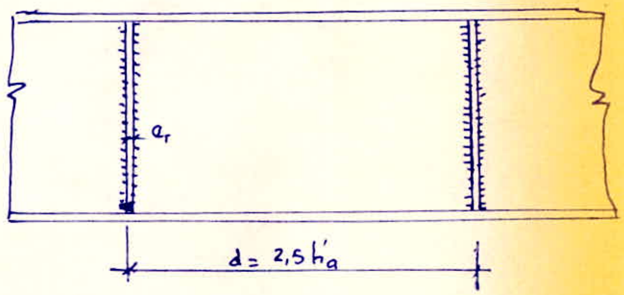
si $\frac{h'_a}{e_a} \leq 110$ et s'il n'y a pas de charges locales, on ne vérifie pas la stabilité au voilement mais il faut placer des raidisseurs intermédiaires.

c'est notre cas ici : $\frac{h'_a}{e_a} = \frac{1000}{10} = 100 < 110$ et il n'y a pas de charges locales.

on place ces raidisseurs par mesures constructives.

la distance entre raidisseurs est : $d = 2{,}5\, h'_a = 2{,}5 \times 1000 = 2500$ mm





- la saillie minimum du raidisseur est égale à $b_r = \frac{h_a}{30} + 40 \simeq 34 + 40 = 74$ mm.

on prendra $b_r = 75$ mm.

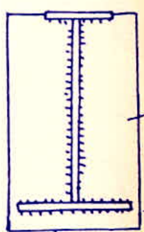
- l'épaisseur du raidisseur est $a_r \geq \frac{1}{15} b_r = \frac{75}{15} = 5$ mm.

on soude les raidisseurs avec un cordon de soudure d'épaisseur $a = 4$ mm.

* Détermination des dimensions des raidisseurs d'appuis

la surface de contact du raidisseur d'appui $A_{r,a} = b_{r,a} \cdot a_{ra}$ doit être suffisante pour que la pression d'écrasement $\sigma_{r,a} = \frac{T}{A_{r,a}} \leq 1{,}5\, \sigma_e$

(en prenant $a = 15 \div 20$ mm).



$b_{ra} \geq b_s + 20\text{ mm} = 320$ mm

on prendra $b_{r,a} = 320$ mm.

la condition de non voilement est $b_{ra} \leq 30\, a_{ra}$.

T est l'effort tranchant à l'appui . $T_{max} = 51\,660$ daN.

$$a_{r,a} \geq \frac{T_{max}}{1{,}5\, \sigma_e\, b_{ra}} = \frac{51\,660}{1{,}5 \times 2400 \times 32} = 0{,}45 \text{ cm} = 4{,}5 \text{ mm}.$$

or on doit avoir $a_{ra} \geq 16$ mm on prendra donc $a_{ra} = 16$ mm.

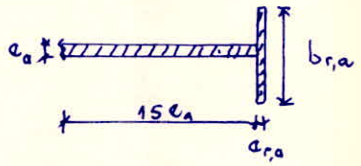
on a bien $b_{r,a} = 320\text{ mm} < 30 \times 16 = 480\text{ mm} = 30\, a_{r,a}$.

le raidisseur d'appui doit être vérifié au flambement, dans le plan hors de la poutre, pour une longeur de flambement égale à la distance entre semelle et pour une charge égale à la réaction. Dans ce calcul on se base sur la section constituée par le raidisseur et une largeur d'âme égale à 15 fois son épaisseur

Ainsi on aura $l_f = h_a = 100\,cm$ (longeur de flambement)

$$A'_{r,a} = A_{r,a} + 15.e_a.e_a = A_{ra} + 15e_a^2 = 1,6 \times 32 + 15 = 66,2\ cm^2$$

la vérification est : $k.\dfrac{T}{A'_{ra}} \leq \sigma_e$.



$$I'_{r,a} = \frac{a_{ra}\,b_{ra}^3}{12} + \frac{15\,e_a^4}{12} = \frac{1,6 \times 32^3}{12} + \frac{15 \times 1^3}{12}$$

$$I'_{ra} = 4,37.10^3 + 1,25 = 4371,25$$

$$i_{ra} = \sqrt{\frac{I'_{ra}}{A'_{ra}}} = \sqrt{\frac{4371,25}{66,2}} = \sqrt{66} = 8,12\,cm$$

$$\lambda = \frac{100}{8,12} = 12,35 \rightarrow k = 1,008$$

$$k\frac{T}{A'_{ra}} = 1,008 \times \frac{51660}{66,2} = 775\ daN/cm^2. < \sigma_e.$$

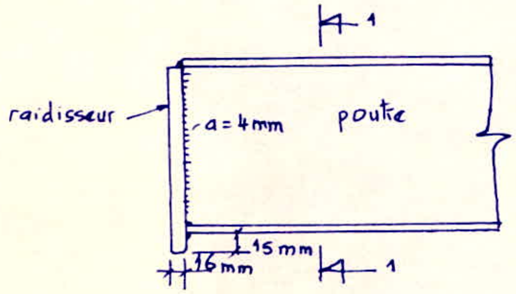
. Calcul des soudures fixant les raidisseurs sur la poutre.

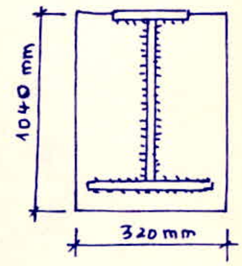
on doit avoir $\dfrac{T}{0,75\,\Sigma l.a\alpha} \leq \sigma_e$.

Σl : longeur totale des cordons situés sur l'âme : $\Sigma l = 2 \times 100 = 200\,cm$

$$a\alpha \geq \frac{T}{0,75\,\Sigma l\,\sigma_e} = \frac{51660}{0,75 \times 2400 \times 200} = 0,14\ cm = 1,4\ mm.$$

cette épaisseur étant trop faible on prendra $\alpha a = 4\,mm \rightarrow a = 4\,mm$.





coupe 1-1

- Calcul de la flèche :

Elle est calculée comme la flèche d'une poutre métallique.

Comme on a une poutre simplement appuyée et uniformément chargée on aura :

$$\frac{f}{\ell} = \frac{\sigma_f}{10^7} \cdot \frac{\ell}{h}$$

σ_f : contrainte non majorée au milieu de la poutre

ℓ : portée de la poutre : $\ell = 12\,m = 1200\,cm$

h : hauteur de la porte : $h = 1232\,mm = 123,2\,cm$

$\sigma_f = 14,36 \times \frac{3}{4} + 8,19 \times \frac{2}{3} + 0,52 = 16,78\ daN/mm^2 = 1678\ daN/cm^2$

$14,36 \times \frac{3}{4} = 10,8\ daN/mm^2$: Contrainte due au poids propre non majoré G

$8,19 \times \frac{2}{3} = 5,46$ " : contrainte due aux surcharges d'exploitation

$0,52\ daN/mm^2$: – : contrainte de retrait.

$$\frac{f}{\ell} = \frac{1678}{10^7} \cdot \frac{1200}{123,2} = \frac{1}{610}$$

$$\frac{f}{\ell} = \frac{1}{610} < \left[\frac{f}{\ell}\right] = \frac{1}{300}$$

$\left[\frac{f}{\ell}\right] = \frac{1}{300}$ est la flèche admissible donnée par les règles CM66.

Comme on l'a fait remarquer, la flèche d'une poutre mixte est petite par rapport à la flèche d'une poutre métallique (du fait de l'augmentation de la hauteur).

6. CALCUL des POTEAUX.

I/ Prédimensionnement :

. On calculera les poteaux extérieurs. Pour les poteaux intérieurs on prendra la même section (d'après notre hypothèse de calcul).

Dans un premier temps on ne tiendra pas compte de l'excentricité du plancher du 1er étage qui nous donne un moment supplémentaire dans les poteaux extérieurs, excentricité inconnue à priori.

Dans les tableaux des pages 104 à 110 on trouvera les combinaisons les plus défavorables des efforts, avec les valeurs de M, N, T au niveau de la section I-I située juste au dessous du plancher du 1er étage, et à l'encastrement (section II-II)

on peut retirer les couples les plus défavorables pour la section I-I. (poteau A_1)

1/ $\begin{cases} M_{max} = 57526{,}4 \text{ daNm} \\ N_{corr} = 154422{,}6 \text{ daN.} \end{cases}$ 2/ $\begin{cases} N_{max} = 219802 \text{ daN} \\ M_{corr} = 0 \end{cases}$

2/ $\begin{cases} M = 49308{,}37 \text{ daNm} \\ N = 108649{,}4 \text{ daN} \end{cases}$ 4/ $\begin{cases} M = 46569{,}01 \text{ daNm} \\ N = 210824{,}6 \text{ daN} \end{cases}$

on prédimensionnera le poteau avec le couple de valeurs 4/

$M = 46569{,}01$ daNm.

$N = 210824{,}6$ daN.

on doit avoir $\quad k_d k_f \sigma_f + k_1 \sigma \leq \sigma_e \qquad k_d$: coefficient de déversement.

$\sigma_f = \dfrac{M}{W}$: contrainte de flexion ; k_f : coefficient d'amplification des contraintes de flexion

$\sigma = \dfrac{N}{A}$: contrainte de compression ; k_1 : coefficient d'amplification des contraintes de compression.

on détermine la section du poteau par approximations successives.

En prenant un H.E.A 600 : $h = 590$ mm

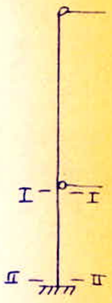
$A = 226{,}5 \text{ cm}^2$

$W_x = 4790 \text{ cm}^3$

$i_x = 25$ cm.

tableau récapitulatif des éfforts au niveau de la section I - I

sollicitations	coef. de Pond.	M		N		T	
		Poteau A1	Poteau D1	Poteau A1	Poteau D1	Poteau A1	Poteau D1
charges perm.	1	—	—	83851,56	83853,56	—	—
	4/3	—	—	111 802	111 802	—	—
surcharges d'éxploitation	3/2	—	—	108000	108000	—	—
	17/12	—	—	102000	102000	—	—
	4/3	—	—	96000	96000	—	—
neige (normale)	3/2	—	—	4050	4050	—	—
	17/12	—	—	3825	3825	—	—
	4/3	—	—	3600	3600	—	—
Vent 1-a (normal)	3/2	44292,06	46802,25	12613,32	12613,32	2020,95	3239,805
	17/12	41831,38	44202,12	11912,58	11912,58	1908,67	3059,82
	4/3	39370,71	41601,99	11211,84	11211,84	1796,40	2879,83
Vent 1-b (normal)	3/2	49308,37	41778,66	3152,52	3152,52	4458,24	802,10
	17/12	46569,01	39457,62	2977,38	2977,38	4210,56	757,53
	4/3	43829,66	37136,58	2802,24	2802,24	3962,88	712,97
Vent 2-a (normal)	3/2	6609,03	6609,03	11986,92	11986,92	3209,07	3209,07
	17/12	6241,86	6241,86	11320,98	11320,98	3030,79	3030,79
	4/3	5874,69	5874,69	10655,04	10655,04	2852,51	2852,51
Vent 2-b (normal)	3/2	1255,10	1255,10	1892,16	1892,16	605,81	605,81
	17/12	1185,37	1185,37	1787,04	1787,04	572,15	572,15
	4/3	1115,64	1115,64	1681,92	1681,92	538,49	538,49

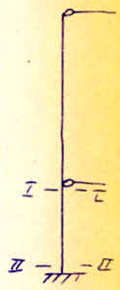


SURCHARES CLIMATIQUES NORMALES

Sollicitations du 1er Genre.

tableau recapitulatif des efforts au niveau de la section : I - I

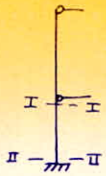
	M		N		T	
	Poteau A1	Poteau D1	Poteau A1	Poteau D1	Poteau A1	Poteau D1
charges permanentes	—	—	83851,56	83851,56	—	—
surcharges d'exploitations	—	—	72000	72000	—	—
Neige (extrême)	—	—	4499,28	4499,28	—	—
Vent 1-a (extrême)	51672,07	54602,62	14715,54	14715,54	2357,77	3779,77
Vent 1-b (extrême)	57526,43	48741,77	3678,48	3678,48	5201,28	935,78
Vent 2-a (extrême)	7710,54	7710,54	19984,74	13984,74	3743,92	4807,25
Vent 2-b (extrême)	1464,28	1464,28	2207,52	2207,52	706,77	902,52



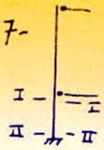
SURCHARGES CLIMATIQUES EXTRÊMES

sollicitation du 2e Ganre.

Valeur de M : section I-I



Sollicitations			Poteau A_1	Poteau D_1
	1^er Genre (normales)			
I	$4/3\,G + 3/2\,P + \gamma_t T$		0	0
	$4/3\,G + 3/2\,V_n + \gamma_t T$		0	0
	$4/3\,G + 3/2\,V_v + \gamma_t T$	1-a	44292,06	46802,25
		1-b	49308,37	41778,66
		2-a	6609,03	6609,03
		2-b	1255,10	1255,10
II	$4/3\,G + 17/12\,P + 17/12\,V_n + \gamma_t T$		0	0
	$4/3\,G + 17/12\,P + 17/12\,V_v + \gamma_t T$	1-a	41831,38	44202,12
		1-b	46569,01	39457,62
	$4/3\,G + \frac{1}{2}\,17/12\,V_n + 17/12\,V_v + \gamma_t T$	2-a	6241,86	6241,86
		2-b	5874,69	5874,69
III	$\gamma_t T + 4/3\,G + 4/3\,P + 1/2\;4/3\,V_n + 4/3\,V_v$	1-a	39370,71	41601,99
		1-b	43829,66	37136,58
		2-a	5874,69	5874,69
		2-b	1115,64	1115,64
	2^ème Genre (extremes)			
I	$G + P + T$		0	0
	$G + W_n + T$		0	0
	$G + W_v + T$	1-a	51672,07	54602,62
		1-b	57526,43	48741,77
		2-a	7710,54	7710,54
		2-b	1464,28	1464,28
II	$G + P + W_n + T$		0	0
	$G + P + W_v + T$	1-a	51672,07	54602,62
		1-b	57526,43	48741,77
	$G + T + \frac{1}{2}\,W_n + W_v$	2-a	7710,54	7710,54
		2-b	1464,28	1464,28
III	$G + P + \frac{1}{2}\,W_n + W_v$	1-a	51672,07	54602,62
		1-b	57526,43	48741,77
		2-a	7710,54	7710,54
		2-b	1464,28	1464,28



Valeurs de N : Section I-I

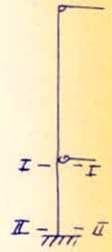
			Poteau A_1	Poteau D_1
Sollicitations du 1er Genre (normales)				
I	$4/3\,G + 3/2\,P + \gamma_t T$		219802	219802
	$4/3\,G + 3/\sqrt{2}\,V_n + \gamma_t T$		115852	115852
	$4/3\,G + 3/2\,V_v + \gamma_t T$	1-a	99188,6	99188,6
		1-b	108649,4	108649,4
		2-a	99815	99815
		2-b	109909,8	109909,8
II	$4/3\,G + 17/12\,P + 17/12\,V_n + \gamma_t T$		217627	217627
	$\gamma_t T + 4/3\,G + 17/12\,P + 17/12\,V_v$	1-a	201889,4	201889,4
		1-b	210824,6	210824,6
		2-a	202481	202481
		2-b	212014,9	212014,9
	$4/3\,G + \gamma_t T + \frac{1}{2}\,4/3\,V_n + 4/3\,V_v$	1-a	101801,6	101801,6
		1-b	110736,8	110736,8
		2-a	102393,2	102393,2
		2-b	111927,1	111927,1
III	$\gamma_t T + 4/3\,G + 4/3\,P + \frac{1}{2}\,4/3\,V_n + 4/3\,V_v$	1-a	198230,1	198230,1
		1-b	206799,7	206799,7
		2-a	198946,9	198946,9
		2-b	207920	207920
Sollicitation du 2ème Genre (extrêmes)				
I	$G + P + T$		155851,5	155851,5
	$G + W_n + T$		88350,84	88350,84
	$G + W_v + T$	1-a	69136,02	69136,02
		1-b	80172,62	80172,62
		2-a	69866,82	69866,82
		2-b	81644,04	81644,04
II	$G + P + W_n + T$		160350,7	160350,7
	$G + P + W_v + T$	1-a	141140,9	141140,9
		1-b	152172,5	152172,5
		2-a	141866,7	141866,7
		2-b	153643,9	153643,9
	$T + G + P + \frac{1}{2}\,W_n + W_v$	1-a	71385,66	71385,66
		1-b	82422,26	82422,26
		2-a	72116,46	72116,46
		2-b	83893,68	83893,68
III	$T + G + P + \frac{1}{2}\,W_n + W_v$	1-a	143385,8	143385,8
		1-b	154422,6	154422,6
		2-a	144116,4	144116,4
		2-b	155893,6	155893,6

tableau récapitulatif des efforts au niveau de la section : II - II

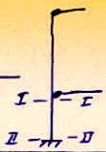
sollicitations	coef. de Pond.	M		N		T	
		Poteau A1	Poteau D1	Poteau A1	Poteau D1	Poteau A1	Poteau D1
charges Permanentes	1	—	—	83851,56	83853,56	—	—
	4/3	—	—	111 802	111802	—	—
surcharges d'exploitation	3/2	—	—	108000	108000	—	—
	17/12	—	—	102000	102000	—	—
	4/3	—	—	96000	96000	—	—
neige (normale)	3/2	—	—	4050	4050	—	—
	17/12	—	—	3825	3825	—	—
	4/3	—	—	3600	3600	—	—
Vent 1-a (normal)	3/2	40049,26	39976,75	12613,32	12613,32	606,69	964,64
	17/12	37824,30	37755,82	11912,58	11912,58	572,98	911,05
	4/3	35599,34	35534,89	11211,84	11211,84	539,28	857,46
Vent 1-b (normal)	3/2	39901,08	40118,56	3152,52	3152,52	1322,47	248,75
	17/12	37684,35	37889,75	2977,38	2977,38	1249,00	234,93
	4/3	35467,62	35660,94	2802,24	2802,24	1175,53	221,11
Vent 2-a (normal)	3/2	190,88	190,88	11986,92	11986,92	942,45	942,45
	17/12	180,27	180,27	11320,98	11320,98	890,09	890,09
	4/3	169,66	169,66	10655,04	10655,04	837,73	837,73
Vent 2-b (normal)	3/2	36,25	36.25	1892,16	1892,16	177,92	177,92
	17/12	34,24	34,24	1787,04	1787,04	168,03	168,03
	4/3	32,23	32,23	1681,92	1681,92	158,15	158,15

Tableau récapitulatif des efforts au niveau de la section : II-II

	M		N		T	
	Poteau A_1	Poteau D_1	Poteau A_1	Poteau D_1	Poteau A_1	Poteau D_1
charges permanentes	—	—	83851,56	83851,56	—	—
surcharges d'exploitations	—	—	72000	72000	—	—
neige (extreme)	—	—	4499,28	4499,28	—	—
Vent : 1-a (extrême)	46724,14	46639,54	14715,54	14715,54	707,81	1125,41
Vent : 1-b (extrême)	46551,26	46804,99	3678,48	3678,48	1542,88	290,20
Vent : 2-a (extrême)	222,69	222,69	13984,74	13984,74	1099,52	1099,52
Vent : 2-b (extrême)	42,30	42,30	2207,52	2207,52	207,57	207,57



Valeur de M : section II-II



			Poteau A1	Poteau D1
sollicitations du 1er Genre (normales)				
I	$4/3\,G + 3/2\,P + \gamma_t T$		0	0
	$4/3\,G + 3/2\,V_n + \gamma_t T$		0	0
	$4/3\,G + 3/2\,V_v + \gamma_t T$	1-a	40049,26	39976,75
		1-b	39901,08	40118,56
		2-a	190,88	190,88
		2-b	36,25	36,25
II	$4/3\,G + 17/12\,P + 17/12\,V_n + \gamma_t T$		0	0
	$4/3\,G + 17/12\,P + 17/12\,V_v + \gamma_t T$	1-a	37824,30	37755,82
		1-b	37684,35	37889,75
	$4/3\,G + \frac{1}{2}\,17/12\,V_n + 17/12\,V_v + \gamma_t T$	2-a	180,25	180,25
		2-b	34,24	34,24
III	$4/3\,G + 4/3\,P + \frac{1}{2}\,4/3\,V_n + 4/3\,V_v + \gamma_t T$	1-a	35599,34	35534,89
		1-b	35467,62	35660,95
		2-a	169,66	169,66
		2-b	32,23	32,23
sollicitation du 2e Genre (extrême)				
I	$G + P + T$		0	0
	$G + W_n + T$		0	0
	$G + W_v + T$	1-a	46724,14	46639,54
		1-b	46551,26	46804,99
		2-a	222,69	222,69
		2-b	42,30	42,30
II	$G + P + W_n + T$		0	0
	$G + P + W_v + T$	1-a	46724,14	46639,54
		1-b	46551,26	46804,99
	$G + T + \frac{1}{2} W_n + W_v$	2-a	222,69	222,69
		2-b	42,30	42,30
III	$G + P + T + \frac{1}{2} W_n + W_v$	1-a	46724,14	46639,54
		1-b	46551,26	46804,99
		2-a	222,69	222,69
		2-b	42,30	42,30

Moment dû à l'excentricité : $M_e = N_e \times \frac{h}{2}$

le couple (M,N) avec lequel on a prédimensionné le poteaux correspond à $\frac{4}{3} G + \frac{17}{12} P + \frac{17}{12} V_n$.

Donc $N_e = \left(\frac{4}{3} . 588,15 + \frac{17}{12} 500\right) \times 6 \times 6 = 53760,45$ daN.

$M_e = 53760,45 \times 0,295 = 15859,33$ daNm.

En prenant le cas où les 2 moments s'ajoutent (cas le plus défavorable)

$M_t = 46569,01 + 15859,33 = 62428,34$ daNm.

$$\frac{M}{W} = \frac{62428,34 . 10^2}{4790} = 1303,3 \text{ daN/cm}^2$$

$$\frac{N}{A} = \frac{210824,6}{226,5} = 930,8 \text{ daN/cm}^2$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times 600}{25} = 16,8$$

$$\sigma_K = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = 73360,1 \text{ daN/cm}^2$$

$$\mu = \frac{\sigma_K}{\sigma} = 78,8 \rightarrow K_1 \# 1$$

$$K_f = \frac{\mu + 0,03}{\mu - 1,3} = 1,017$$

$$K_d = \frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e}(K_0 - 1)} \# 1 \qquad \text{car } K_0 = 1,009 \simeq 1.$$

$$\sigma = K_f K_d \sigma_f + K_1 \sigma = 1303,3 \times 1,017 + 930,8 = 2256,3 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e.$$

le poteau choisi convient.

il n'y a pas risque de déversement, on peut le vérifier aussi par une méthode Russe.

$$\left.\begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{590}{300} = 1,96 \\ \frac{h}{e_s} = 23,6 \end{array}\right\}$$ des tableaux donne la valeur de $\frac{L}{B} = 19$ en fonction de $\frac{h}{b}$ et $\frac{h}{e_s}$

$\frac{L}{B} = 19 < \left[\frac{L}{B}\right]_{Lim} = 20$ $\left[\frac{L}{B}\right]_{Lim}$ est donnée aussi par un tableau en fonction du type de poteau que l'on a.

- pour le couple Mmax et Ncorr. on aura :

$$\begin{cases} M_{max} = 57526,4 \text{ daNm} + M_e = 73385,73 \text{ daNm} \\ N = 154422,6 \text{ daN.} \end{cases}$$

Calcul du JOINT du Poteau.

le poteau ayant une longueur de 16m on fera un joint à 60cm environ au dessus du niveau du 1er étage;

- Efforts défavorables : $\begin{cases} M = 44202,12 \text{ daNm} \\ N = 201889,4 \text{ daN} \end{cases}$ dans la combinaison: $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}P + \frac{17}{12}V_{v(1-b)} + \delta_c T$

$\begin{cases} M = 46551,26 \text{ daNm} \\ N = 154422,6 \text{ daN} \end{cases}$ dans la combinaison $G + P + \frac{1}{2}W_n + W_{v(1-b)} + T$

Moments dus à l'excentricité :

- dans le 1er couple on a $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}P = 1535,01$ daN/m²

$M_e = 1535,01 \times 36 \times 0,295 = 53760,45 \times 0,295 = 15859,33$ daNm.

- dans le 2e couple c'est G+P qui crée le moment dû à l'excentricité : G+P = 1088,76 daN/m²

$M_e = 1088,76 \times 36 \times 0,295 = 11562,13$ daNm.

Donc au niveau du joint le couple le plus défavorable en tenant compte de l'excentricité sera:

$\left.\begin{array}{l} M = 44202,12 + 15859,33 = 60061,45 \text{ daNm.} \\ N = 201889,4 - 53760,4 = 148129 \text{ daN} \end{array}\right\}$ dû à la combinaison $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}P + \frac{17}{12}V_{v(1-b)} + \delta_c T$

pour calculer le joint on suppose : que les couvre-joint des semelles reprennent un effort : $N_{cj,s} = \frac{M}{h} + \frac{N A_s}{2A}$

et les couvre-joints de l'âme un effort $N_{cj,a} = \frac{N . A_a}{A}$

A_a : section de l'âme ; A section totale du poteau ; A_s : section des semelles.

De là il apparait qu'il faut tenir compte également du couple N_{max} et M_{corr}, couple qui est défavorable pour le couvre-joint de l'âme.

$\begin{cases} N_{max} = 219802 \text{ daN} - N_p \text{(combinaison } \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P) \\ M_{corr} : (\frac{4}{3}588,76 + \frac{3}{2}500)\, 36 \times 0,295 \end{cases}$

N_p : Effort dû au 1er étage. Moment dû à l'excentricité seulement.)

$\begin{cases} M = 16450 \text{ daNm} \\ N_{max} = 164541,5 \text{ daN} \end{cases}$

$$\frac{M}{W} = \frac{73385,73.10^2}{4790} = 1500\ daN/cm^2$$

$$\frac{N}{A} = \frac{154422,6.}{226,5} = 655\ daN/cm^2$$

$\sigma_K = 73360,1\ daN/cm^2 \rightarrow \mu = \frac{\sigma_K}{\sigma} = 112 \rightarrow K_1 = 1$

$$k_f = \frac{112,03}{110,7} = 1,015$$

$k_1\sigma + k_f\sigma_f = 655 + 1,015 + 1500 = 2180\ daN/cm^2 < \sigma_e.$

pour terminer la vérification du poteau on prendra une section située au dessus du plancher du 1er étage. L'éffort normal diminue mais l'élancement augmente. le Moment ne varie pas.

$M = 62428,34\ daNm.$

$N = 210824,6 - 53760,45 = 147064,15\ daN.$

$$\frac{M}{W} = \frac{62428,34.10^2}{4790} = 1303,3\ daN/cm^2$$

$$\frac{N}{A} = \frac{147064,15}{226,5} = 649\ daN/cm^2$$

$\lambda = \frac{1000}{25} = 40 \rightarrow \sigma_K = 12954\ daN/cm^2 \rightarrow \mu = \frac{12954}{649} = 19,5 \rightarrow K_1 = 1,02.$

$$k_f = \frac{19,53}{18,2} = 1,095$$

$k_f\sigma_f + k_1\sigma = 1,095 \times 1303,3 + 649 \times 1,02 = 1430 + 662 = 2092\ daN/cm^2 < \sigma_e.$

Couvre - joint des semelles :

$A_s = 150\ cm^2$; $A_a = A - A_s = 226{,}5 - 150 = 76{,}5\ cm^2$

$h = 59\ cm$

$$N_{cj,s} = \frac{148129 \times 150}{2 \times 226{,}5} + \frac{60061{,}45.10^2}{59} = 49{,}1.10^3 + 1{,}018.10^5 = 1{,}508.10^5\ daN.$$

$b_{c.j} = b_s = 300\ mm$

$e_{cj} \geqslant e_s = 25\ mm \rightarrow$ on prendra $e_{cj} = 25\ mm$.

Vérification de la résistance du couvre - joint : $\frac{N_{cj,s}}{b_{cj}.e_{cj}} = \frac{1{,}508.10^5}{2{,}5 \times 30} = 2015\ daN/cm^2 < \sigma_e$.

diamètre des boulons $\phi = 24\ mm$; diamètre des trous : $d = \phi + 2 = 26\ mm$.

les boulons travaillant au cisaillement simple et à la pression diamétrale.

$\frac{d}{e} = \frac{26}{25} < 6 \rightarrow$ la vérification à la pression diamétrale n'est pas nécessaire.

l'effort maximum admissible d'un boulon est : $T = \frac{\sigma_e . A_r}{1{,}54} = \frac{2400 \times 3{,}53}{1{,}54} = 5501{,}3\ daN$.

nombre de boulons : $n = \frac{N_{cj,s}}{T} =$

$n = \frac{1{,}508.10^5}{5{,}501.10^3} = 27{,}4$ on prendra $\underline{n = 28 \text{ boulons}}$ (7 files de 4)

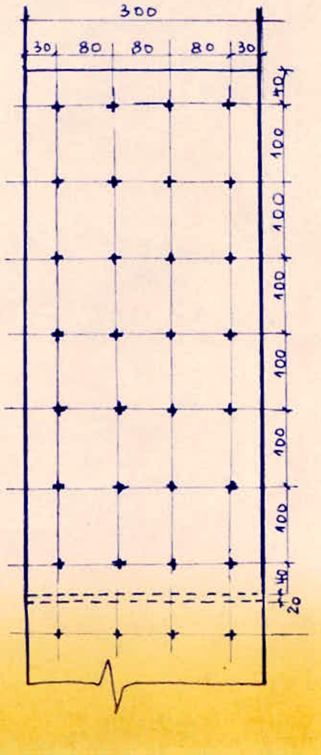
$3d \leqslant \delta \leqslant 7d \rightarrow 78 \leqslant \delta \leqslant 182\ mm \rightarrow$ on prendra $\delta = 80\ mm$. (ou 100 mm)

$1{,}5d \leqslant \delta_t \leqslant 2{,}5d \rightarrow 39 \leqslant \delta_t \leqslant 65\ mm \rightarrow$ on prendra $\delta_t = 30\ mm$.

$\frac{1{,}5d}{\frac{0{,}8T}{e\sigma_e}} \leqslant \delta_\ell \leqslant 2{,}5d \rightarrow \frac{39}{7} \leqslant \delta_\ell \leqslant 65\ mm \rightarrow$ on prendra $\delta_\ell = 40\ mm$.

Dimensions des couvre - joints :

<u>300 x 1400 x 25</u>



Couvre-joint de l'âme :

$$N_{cj,a} = \frac{164541,5 \times 76,5}{226,5} = 55573,6 \text{ daN.}$$

on prendra $b_{cj} = 500$ mm (pour tenir compte des congés de l'âme)

$$e_{cj} \geqslant \frac{55573,6}{50 \times 2 \times 2400} = 0,23 \text{ cm}$$

on prendra $e_{cj} = e_a = 14$ mm.

diamètre des boulons $\phi = 22$ mm $\rightarrow$ $d = 24$ mm.

$A_r = 3,03$ cm²

les boulons travaillent au double cisaillement et à la pression diamétrale.

$\frac{d}{e} = \frac{24}{13} < 3$ $\rightarrow$ la vérification à la pression diamétrale n'est pas nécessaire.

Effort maximum admissible par un boulon : $T = \frac{\sigma_e A_r}{1,54} = \frac{2400 \times 3,03}{1,54} = 4722,07$ daN.

nombre de boulons $n = \frac{N_{cj,a}}{T}$ $\frac{55573,6}{4722,07} = 11,77$

on prendra $n = 12$ boulons (3 files de 4)

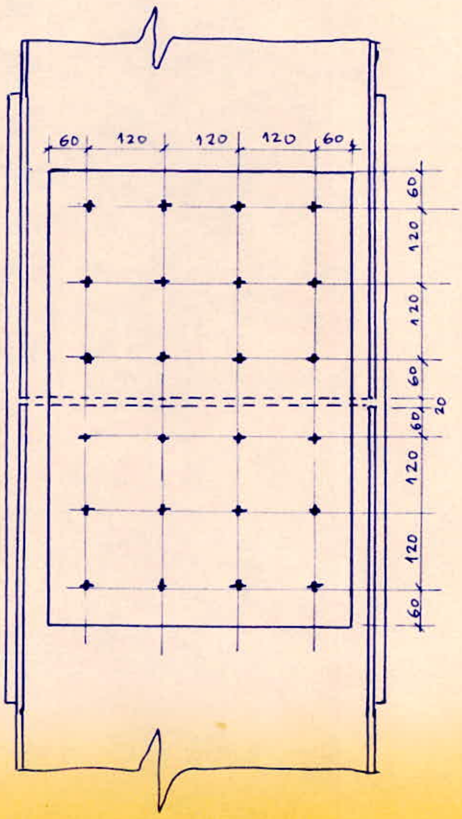
$72 \leq \delta \leq 168$ mm $\rightarrow$ $\delta = 120$ mm

$36 \leq \delta_t \leq 60$ mm $\rightarrow$ $\delta_t = 60$ mm

$36 \leq \delta_e \leq 60$ mm $\rightarrow$ $\delta_e = 60$ mm.

Dimensions des couvre-joints :

480 x 720 x 14.



Calcul de la Base du poteau.

les efforts à considérer dans le calcul de la base sont les efforts au niveau de la section II-II (voir pages 108-109-110).

le couple le plus défavorable est : $N = 210824{,}6$ daN

$M = 37889{,}75 + \frac{M_e}{2}$ } dans la combinaison $\frac{4}{3}G + \frac{17}{12}P + \frac{17}{12}V_n + \delta_E T$

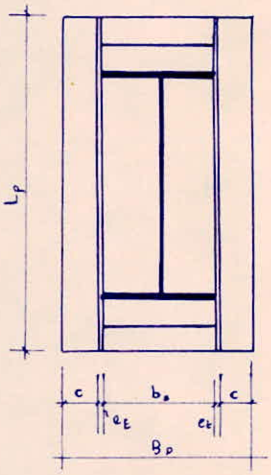
Me moment dû à l'excentricité du plancher du 1er étage.

$$M = 37889{,}75 + \frac{15859{,}33}{2} = 45819{,}42 \text{ daNm.}$$

$$\begin{cases} M = 45819{,}42 \text{ daNm} \\ N = 210824{,}6 \text{ daN} \end{cases}$$

massif de fondation, Béton dosé à 300 kg/m³ → $\sigma_m = 57$ daN/cm²

$\alpha = 1{,}2$: coefficient de pression localisées $\sigma'_m = \alpha\sigma_m = 1{,}2 \times 57 = 68{,}4$ daN/cm².



soit B_p et L_p les dimensions de la plaque d'assise

$B_p = b_s + 2c + 2e_t$

$c = 50$ mm ; $e_t = 16$ mm.

$B_p = 432$ mm.

$A_p = B_p L_p$: section de la plaque

$W_p = \frac{B_p L_p^2}{6}$. module de résistance de la plaque.

on doit avoir $\frac{N}{A_p} + \frac{M}{W_p} \leq \sigma'_m$

ou $\frac{N}{B_p L_p} + \frac{6M}{B_p L_p^2} \leq \sigma'_m \rightarrow L_p = \frac{N}{2B_p\sigma'_m} + \sqrt{\left(\frac{N}{2B_p\sigma'_m}\right)^2 + \frac{6M}{B_p\sigma'_m}}$

$$L_p = \frac{210824{,}6}{2 \times 43{,}2 \times 68{,}4} + \sqrt{\left(\frac{210824{,}6}{2 \times 43{,}2 \times 68{,}4}\right)^2 + 6\,\frac{45819{,}4 \cdot 10^2}{43{,}2 \times 68{,}4}} = 3{,}56 \cdot 10 + 10^2\sqrt{1{,}057} = 138{,}5 \text{ cm}$$

$L_p = 138{,}5$ cm.

on prendra : $B_p = 50$ cm

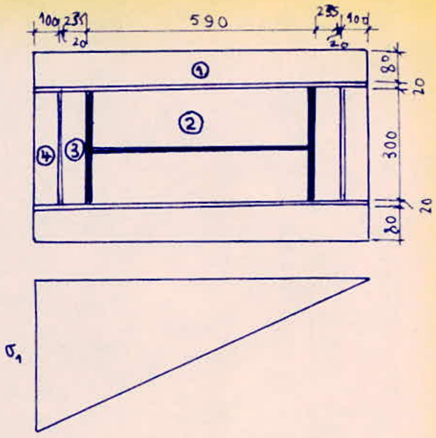
$L_p = 130$ cm.

d'où les contraintes $\sigma_{1,2}$ dans le massif de fondation : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{A_p} \pm \frac{M}{W_p}$

$\sigma_1 = 64{,}96$ daN/cm² $< \sigma'_m$

$\sigma_2 = 0$

on a alors un diagramme triangulaire.



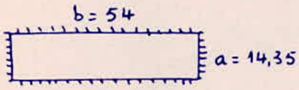
la plaque d'assise travaille à la flexion due à la pression σ'_m ($\sigma_2 < \sigma'_m < \sigma_1$). la plaque est partagée en plaques élementaires. on évalue le moment fléchissant dans chacune de ces plaques.

- plaque ①: plaque encastrée sur un côté.

$M_1 = \dfrac{q_m \cdot \overline{8}^2}{2}$ $\qquad q_{m_1} = \sigma_1 \times 1 = 64,96$ daN cm

$M_1 = \dfrac{64,96 \times 64}{2} = 2078,72$ daN cm.

- plaque ②

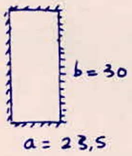


$\dfrac{b}{a} = \dfrac{54}{14,35} = 3,76 > 2$ on calcule comme une plaque articulée : $M_2 = \dfrac{q_{m_2} \cdot a^2}{8}$

$q_{m_2} = \sigma_1 \times 1 \cdot \dfrac{130 - 38,5}{130} = 48,2$ daN cm

$M_2 = \dfrac{48,2 \times \overline{14,35}^2}{8} = 1240,55$ daN cm

- plaque ③

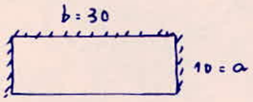


$\dfrac{b}{a} = \dfrac{30}{23,5} = 1,278 \rightarrow \alpha = 0,067$

$M_3 = \alpha q_{m_3} \cdot a^2 = 0,067\, q_{m_3} \cdot \bar{a}^2$ $\qquad q_{m_3} = \dfrac{130 - 12}{130} \times 64,96 \times 1 =$

$M_3 = 0,067 \times 58,96 \times \overline{23,5}^2 = 2170$ daN.cm. $\qquad q_m = 58,96$ daN/cm

- plaque ④



$\dfrac{a}{b} = \dfrac{10}{30} = 0,33 < 0,5$ on calcule la plaque comme une console. $M_4 = \dfrac{q_{m_4} \times a^2}{2}$ $\qquad q_{m_4} = \sigma_1 \times 1 = 64,96$ daN.cm.

$M_4 = \dfrac{64,96 \times \overline{10}^2}{2} = 3248$ daN cm.

on détermine l'épaisseur de la plaque avec le maximum de M_1, M_2, M_3, M_4, soit M_4

$\dfrac{M_4}{W_p} \leq \sigma_e$ $\qquad W_p = \dfrac{e_p^2 \times 1}{6}$

$e_p \geq \sqrt{\dfrac{M \cdot 6}{\sigma_e}} = \sqrt{\dfrac{6 \times 3248}{2400}} = \sqrt{8,12} = 2,85$ cm

on prendra $\underline{e_p = 30 \text{ mm}}$.

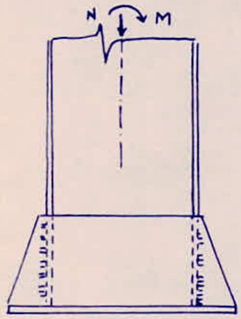
d'où les dimensions de la plaque d'assise: $\underline{50 \times 130 \times 30}$

- Calcul des goussets (traverses).

les goussets répartissent la charge transmise par le fût sur la plaque d'assise et assurent l'ancrage du poteau.

on prend $a_t = 20\,mm$ (épaisseur des goussets).

la hauteur se détermine par la condition de fixation contre le poteau (résistance des cordons de soudure) ou la condition de résistance du gousset lui-même.



le gousset est calculé comme une poutre sur 2 appuis sous l'action de la charge triangulaire.

on peut faire une petite approximation (dans le sens de la sécurité) en supposant que la charge $q_m = \frac{B_p}{2} \cdot \sigma_1$ est répartie uniformément sur la partie en console.

$$q_m = \sigma_1 \cdot \frac{B_p}{2} = 64,96 \times 25 \text{ daN cm}$$

$$M = \frac{64,96 \times 25 \times \overline{33,0}^2}{2} = 884268 \text{ daN cm.}$$

$$\frac{M}{W} \le \sigma_e \rightarrow \frac{6M}{h_t^2 \cdot e} \le \sigma_e$$

hauteur du gousset : $h_t \geq \sqrt{\frac{6M}{e\sigma_e}} = \sqrt{\frac{884268 \times 6}{2400 \times 2}} = 33,25 \text{ cm.}$

- Vérification des cordons de soudure: ils sont calculés à $\frac{M}{2h} + \frac{N}{4}$ (4 cordons)

$$\frac{M}{2h} + \frac{N}{4} = \frac{45819,42}{2 \times 0,59} + \frac{210824,6}{4} = 91536,13 \text{ daN.}$$

$a_{max} = 1,2 \times 20 = 24\,mm$

$a_{min} = 8\,mm$

$$a = 18\,mm \rightarrow \alpha a = 15,2\,mm \rightarrow l_c = \frac{91536,16}{0,75 \times 1,52 \times 2400} = 33,45 \text{ cm.}$$

la hauteur du gousset sera donc: $h_t = l_c + 2a = 33,45 + 3,6 \# 37\,cm$

c'est donc les cordons de soudure qui détermine la hauteur des traverses.

D'où les dimensions : 370 x 1300 x 20

- Calcul des boulons d'ancrage.

les boulons d'ancrage sont calculés avec M_{max} et N_{min} (sollicitations les plus défavorables:

$$\left.\begin{aligned} M_{max} &= 46639,54 \text{ daN m} + \frac{M_e}{2} \\ N_{corr\,(min)} &= 69136,02 \end{aligned}\right\} \text{dans } G + W_n + T.$$

donc le moment d'excentricité est dû à G seulement :

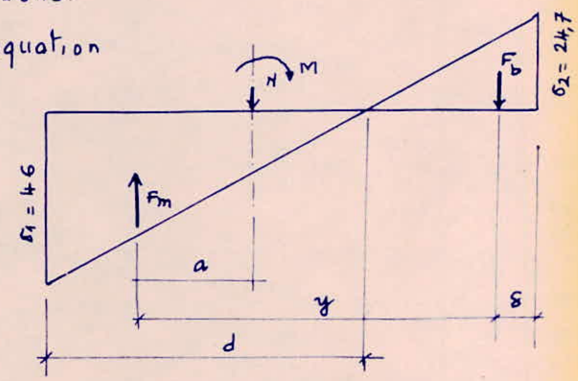
$$M_e = 588,76 \times 36 \times 0,295 = 6252,62 \text{ daNm}$$

$$\begin{cases} M_{max} = 49765,85 \text{ daNm.} \\ N = 69136,02 \text{ daN.} \end{cases}$$

$$\sigma_1 = \frac{69136,02}{50 \times 130} + \frac{6 \times 49765,85 \; 10^2}{50 \times 130^2} = 10,64 + 35,34 \simeq 46 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{69136,02}{50 \times 130} - \frac{6 \times 49765,85 \cdot 10^2}{50 \times 130^2} = 10,64 - 35,34 = -24,7 \text{ daN/cm}^2$$

soit F_b l'effort d'arrachement appliqué aux boulons.
on peut calculer cet effort à l'aide de l'équation d'équilibre



y : distance du centre de gravité de l'épure de compression à l'axe du boulon

$$y = L_p - \frac{d}{3} - \delta$$

$\delta = 100$ mm

$$a = \frac{L_p}{2} - \frac{d}{3} \quad ; \quad d = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} L_p = \frac{46}{46 + 24,7} \cdot 130 = 84,5 \text{ cm}$$

$$a = 65 - \frac{84,5}{3} = 65 - 28,1 = 37,9 \text{ cm}$$

$$y = 130 - 28,1 - 10 = 92,9 \text{ cm.}$$

$$F_b \cdot y + N \cdot a = M \rightarrow F_b = \frac{M - N a}{y} \quad \frac{49765,85 - 69136,02 \times 0,379}{0,929}$$

L'effort d'arrachement des boulons est $F_b = 25300$ daN.

Comme on a 2 boulons l'effort qui correspond à un boulon sera $N = \frac{F_b}{2} = 12650$ daN.

on doit avoir $1,25 \frac{N}{A_r} \leq \sigma_e \rightarrow A_r \geq \frac{1,25 \times 12650}{2400} = 6,58 \text{ cm}^2$

En supposant que $A_r \simeq 0,8 A \rightarrow A = 8,24 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi = 32$ mm.

Diamètre du boulon $\phi = 32$ mm.

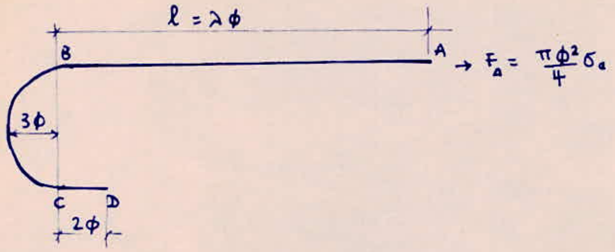
- longueur de la tige d'ancrage.

on prend un ancrage courbe. $\bar{\tau}_d = 2 \Psi_a^2 \bar{\sigma}_b = 10,4 \text{ daN/cm}^2$

$\Psi_a = 1$ pour les ronds lisses

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de référence du béton ($\bar{\sigma}_b = 5,2 \text{ daN/cm}^2$)

rayon de courbure $R = 3\phi$



on calculera d'après le règlement CCBA68.

$F_B = F_A - \pi\phi^2\lambda\bar{\tau}_d$

$F_C = \chi F_B - \chi'\phi\pi . 3\phi\,\bar{\tau}_d = 0{,}28 F_B - 1{,}79 \times 3\pi\phi^2\bar{\tau}_d$ $\left.\begin{matrix}\chi = 0{,}28\\ \chi' = 1{,}79\end{matrix}\right\}$ courbure à 180°

$F_D = F_C - 2\pi\phi^2\,\bar{\tau}_d$

on veut que $F_D = 0$

$0{,}28\,F_B - 5{,}37\pi\phi^2\,\bar{\tau}_d - 2\pi\phi^2\bar{\tau}_d = 0$

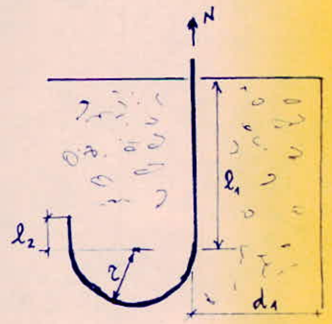
$0{,}28\left(\frac{\pi\phi^2}{4}\sigma_e - \pi\phi^2\lambda\bar{\tau}_d\right) - 7{,}37\pi\phi^2\,\bar{\tau}_d = 0$

$$\lambda = \frac{\sigma_e}{4\bar{\tau}_d} - \frac{7{,}37}{0{,}28} = 46{,}2 - 26{,}2 = 20$$

$$\ell = \lambda\phi = 20 \times 3{,}2 = 64\,cm \rightarrow \ell = 64\,cm.$$

les règles CM66 donnent une formule empirique:

$$N = 0{,}1\left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right)\frac{\phi}{\left(1+\frac{\phi}{d_1}\right)^2}\left(\ell_1 + 6{,}4\,r + 3{,}5\,\ell_2\right)$$



N: effort appliqué à la barre.

g_c: dosage en ciment ; ϕ: diamètre de la barre

d_1: plus petite distance de la barre à la paroi, ou à une autre barre

$d_1 \simeq 400\,mm$; $N = 12650\,daN$; $g_c = 300\,kg/m^3$

$r = 3\phi = 3 \times 32 = 96\,mm$; $\ell_2 = 2\phi = 64\,mm$.

$$N = 0{,}1\left(1 + \frac{7 \times 300}{1000}\right)\frac{32}{\left(1+\frac{32}{400}\right)^2}\left(\ell_1 + 614{,}4 + 224\right) = 12650$$

$\rightarrow \ell_1 = 652\,mm = 65{,}2\,cm$; on obtient donc le même résultat que celui qui est donné par les règles BA68.

<u>on prendra $\ell = 70\,cm$.</u>

7_CALCUL du CONTREVENTEMENT

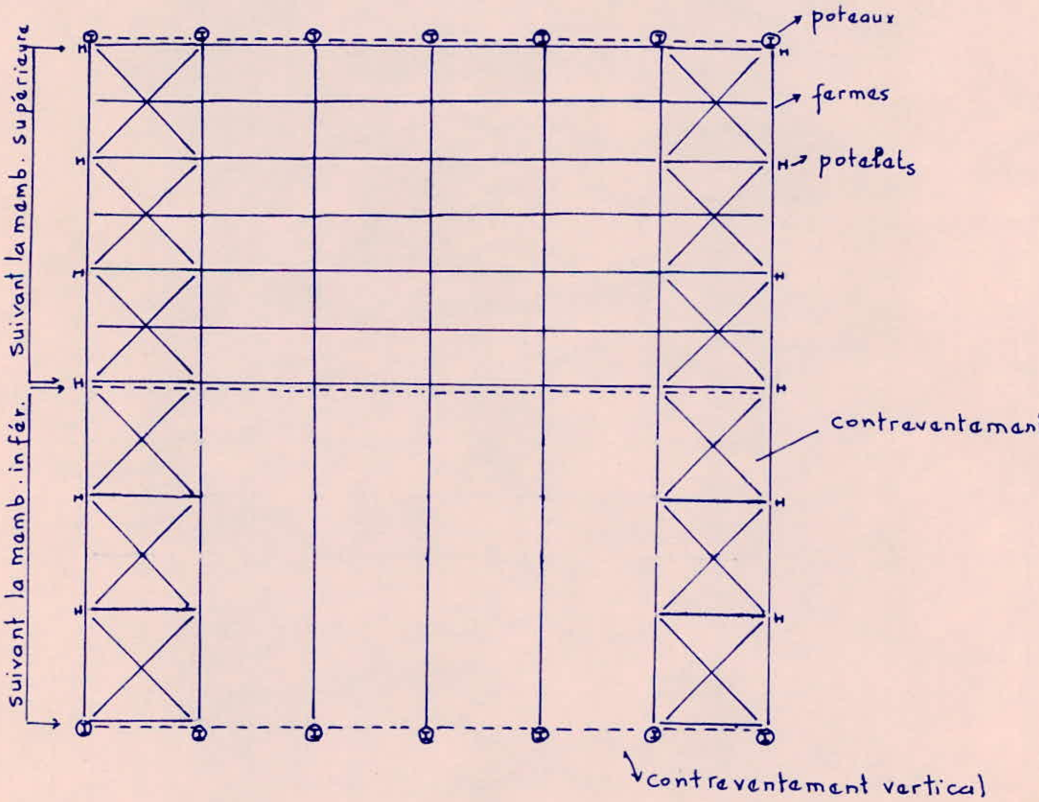
- Dans le sens transversal le contreventement est assuré par les portiques encastrés au niveau des fondations.

Dans le sens longitudinal on aura trois types de contreventements :

1/- Contreventements verticaux entre fermes : destinés à assurer la position des fermes dans le plan vertical (surtout pendant le montage). On prendra des contreventements aux droits des appuis et un au milieu. Ce qui est suffisant car la longueur du palais n'est pas très importante.

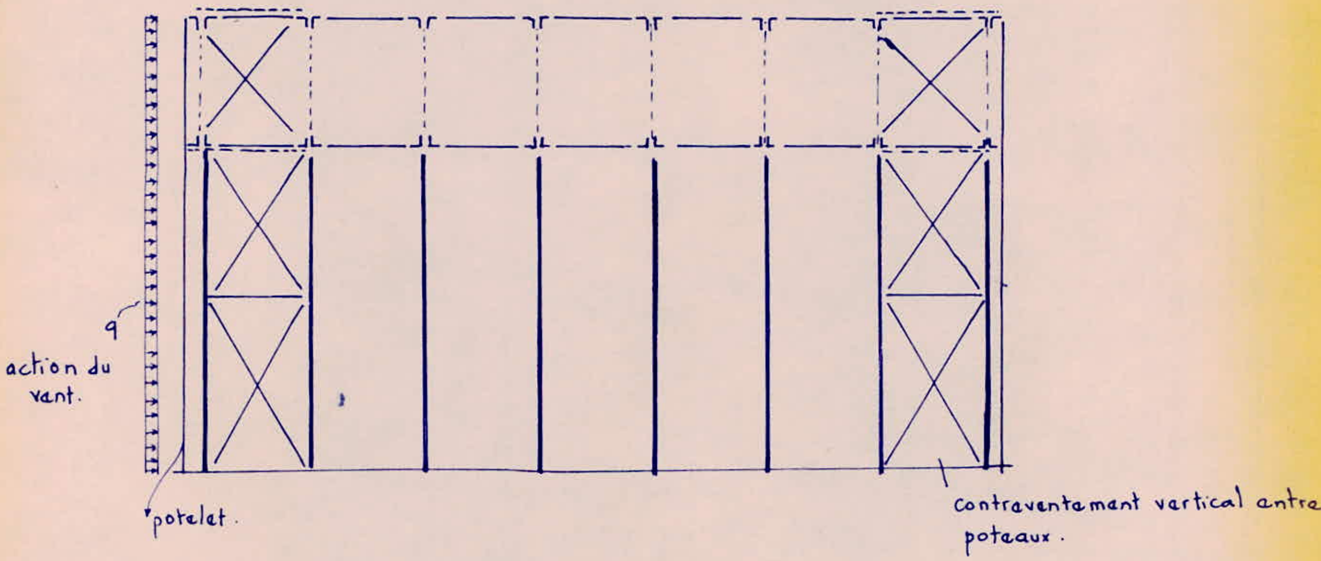
2/- Contreventements horizontaux entre fermes (transversaux) : destinés à transmettre la poussée du vent aux poteaux par l'intermédiaire des potelets espacés de 6m.

3/ Contreventements verticaux entre poteaux : pour la stabilité d'ensemble et la transmission des effets du vent aux fondations. On prendra un contreventement dans chaque travée de rive.



En plan.

En élévation :

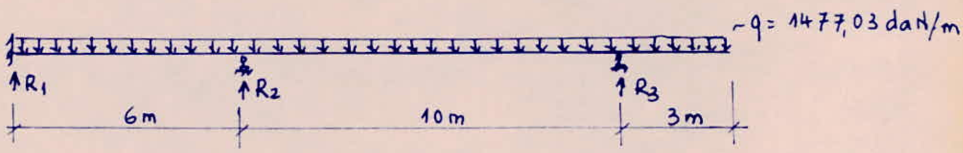


Calcul : les contreventements verticaux entre fermes ne se calculant pas. on prendra des treillis en croix et des entretoises constitués par des cornières :

mambrures (pour les travées de rive) 2L 140x140x13

Entretoises et diagonales : L 70x70x8

- contreventements horizontaux : on considère la ferme constituée par les membrures inférieures de la ferme principale et les barres de triangulation tendues. les forces sollicitant cette ferme sont les réaction des potelets eux mêmes calculés comme des poutres continues sous l'action du vent.

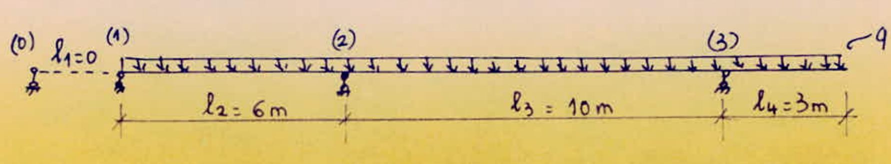


c'est la réaction R_3 qui nous intéresse pour le calcul du contreventement horizontal.
le vent le plus défavorable est le vent 2-b en extrême (voir calculs des effets du vent)

$p = 190,73$ daN/m² les potelets étant espacés de 6m on aura

$q = \frac{3}{2} \cdot 190,75 \times 6 = 1477,03$ daN/m

On applique le théorème des 3 moments pour calculer le potelet :



appui ① : $M_0 l_1 + 2M_1(l_1+l_2) + M_2 l_2 = -6EI\left(\omega_1^{g(P)} + \omega_1^{d(P)}\right) = -6EI\left(0 + \frac{q l_2^3}{24EI}\right)$

$$\rightarrow \quad 2M_1 + M_2 = -9q$$

appui ② $M_1 l_2 + 2M_2(l_2+l_3) + M_3 l_3 = -6EI\left(\omega_2^{g(P)} + \omega_2^{d(P)}\right) = -6EI\left(\frac{q l_2^3}{24EI} + \frac{q l_3^3}{24EI}\right)$

$$6M_1 + 32M_2 + 10M_3 = -\left(\frac{q l_2^3}{4} + \frac{q l_3^3}{4}\right) = -q\left(\frac{216}{4} + \frac{1000}{4}\right) = -304q.$$

$$M_3 = -q\frac{l_4^2}{2} = -\frac{9}{2}q \quad \rightarrow \quad 6M_1 + 32M_2 - 45q = -304q$$

$$\begin{cases} 6M_1 + 32M_2 = -259q \\ 2M_1 + M_2 = -9q \end{cases}$$

De là on tire : $M_1 = -\frac{1}{2}q.\bar{l}^2$. $\quad M_2 = -8q.\bar{l}^2$ et $M_3 = -\frac{9}{2}q.\bar{l}^2$.

$M_1 = -738,5$ daNm; $\quad M_2 = -11816$ daNm. ; $M_3 = -6646,5$ daNm.

on peut dimensionner les potelets en supposant qu'ils sont constitués par des IPE

$$W \geq \frac{M_{max}}{\sigma_e} = \frac{11816.10^2}{2400} = 498,25\ cm^2 \rightarrow \underline{IPE\ 300 \rightarrow W = 557\ cm^3}.$$

calcul de R_3 (réaction qui nous intéresse)

$$R_3^d = 1477 \times 3 = 4431\ daN.$$

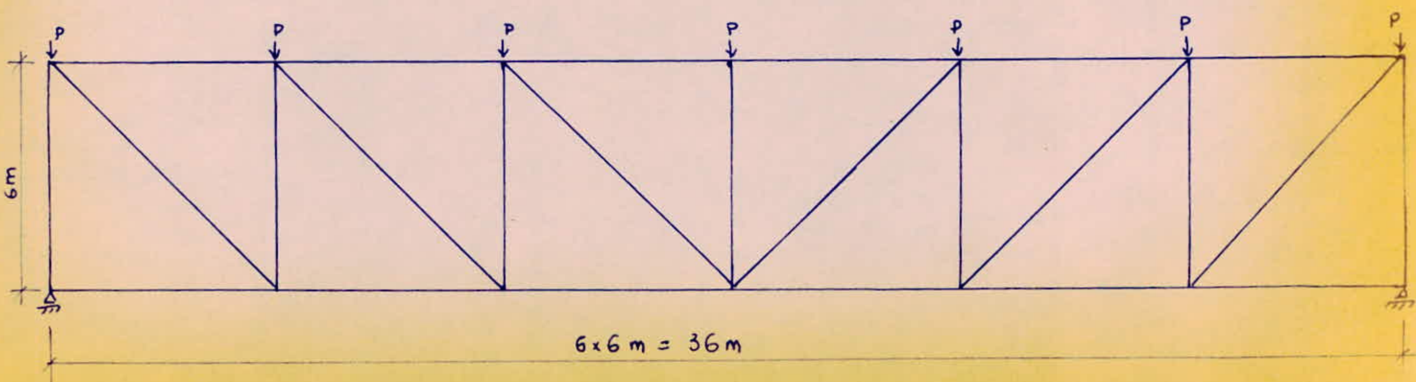
$$R_3^g = \frac{q l_3}{2} + \frac{M_1 - M_2}{l_3} = 7385 - 5169,5 = 2215,5\ daN.$$

$$R_3 = R_3^g + R_3^d = 2215,5 + 4431 = 6646,5\ daN.$$

$$\underline{R_3 = 6646,5\ daN}$$

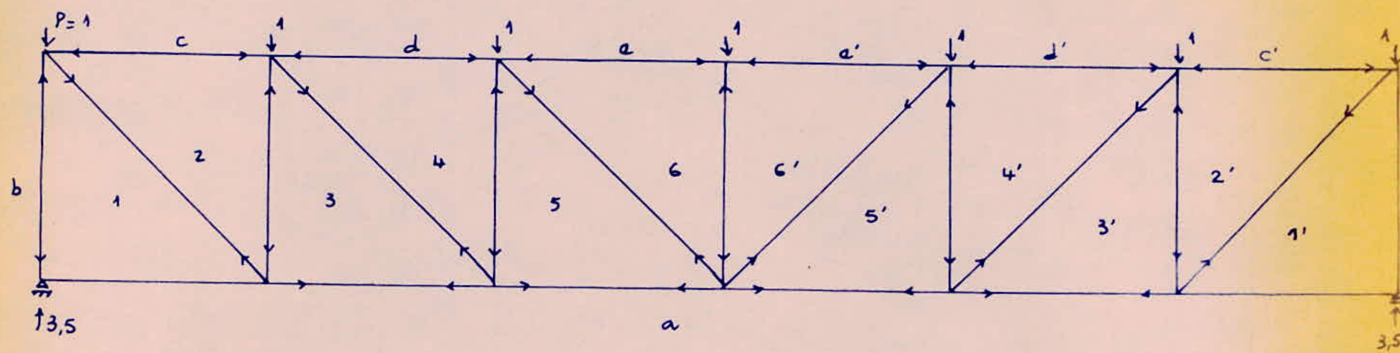
c'est cette charge qui se trouvera au niveau de chaque noeud de la ferme de contreventement horizontal.

on considère la ferme avec les membrures et les barres de triangulation tendues.



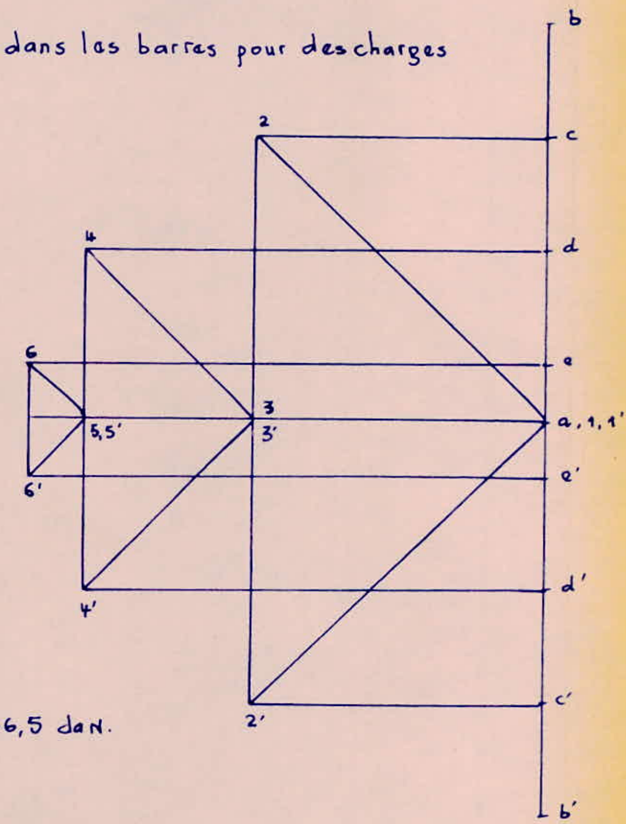
$P = R_3 = 6646,5$ daN.

Diagramme de Crémona pour des charges unités appliquées aux noeuds.



D'où les coefficients de Crémona: (efforts dans les barres pour des charges unitaires).

S1 : +2,5	M1 : + 3,5
S2 : +4	M2 : + 2,5
S3 : +4,5	M3 : + 1,5
	M4 : + 1
I1 : 0	D1 : - 3,535
I2 : -2,5	D2 : - 2,121
I3 : -4	D3 : -0,707



(ferme symétrique on etudie une partie seulement).

on multiplie ces coefficients par P = 6646,5 daN.

on obtient les efforts dans les barres;

Memb. sup.	Memb. inf.	Montants	diagonales
S1 :+16616,25	I1 : 0	M1 : 23262,75	D1 :-23495,4
S2 :+26586	I2 : -16616,25	M2 : +16616,25	D2 :-14097,2
S3 : +29909,25	I3 : -26586	M3 : 9969,75	D3 :-4699
		M4 :+6646,5	

on peut négliger les efforts dans les membrures (qui sont les membrures des fermes principales)
d'une part : parce qu'ils sont faibles devant les charges verticales
d'autre part : quand le vent souffle il y a soulèvement de la toiture dont on n'a pas tenu compte dans le calcul des fermes principales.

<u>section des barres de triangulation :</u>

- Diagonales : on prend la plus sollicitée soit D1 : on la calcule et on conserve la section trouvée pour les autres diagonales (même les diagonales comprimées)

pour D1 : $N = 23495,4$ daN (traction)

$$\frac{N}{A} \leq \sigma_e \rightarrow A \geqslant \frac{N}{\sigma_e} = \frac{23495,4}{2400} = 9,79\,cm^2 \rightarrow L\ 70 \times 70 \times 8$$

$$A = 10,6\,cm^2 \rightarrow \sigma = 2220\ daN/cm^2$$

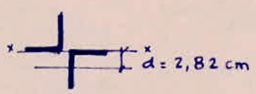
Diagonales : L $70 \times 70 \times 8$ → $A = 10,6\,cm^2$ ($i_x = 2,12 \rightarrow \lambda = 400 = \lambda_{max}$)

- Montants : même chose on calcule plus sollicité.

pour M_1 : $N = 23262,75$ daN.

$$\lambda_{max} = 200 \qquad i_x = \frac{\ell}{\lambda} = \frac{600}{200} = 3$$

on prend :



2L $100 \times 100 \times 10$

$$I = 2(177 + 19,2 \times \overline{2,82}^2) = 658\ cm^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{658}{2 \times 19,2}} = 4,14$$

$$\lambda = 145 \rightarrow k = 3,46$$

$$k\sigma = k\frac{N}{A} = 3,46\ \frac{23262,75}{38,4} = 2080\ daN/cm^2.$$

Montants : 2 ⅃ $100 \times 100 \times 10$ → $A = 38,4\,cm^2$ ($\lambda = 145 < \lambda_{max} = 200$)

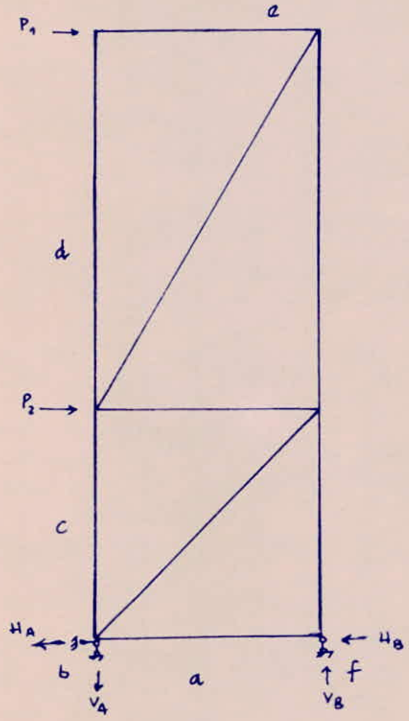
- Contreventements verticaux entre poteaux : Reçoivent les réactions R_2 et R_3 des potelets.
on considère la ferme constituée par les membrures (poteaux) et les barres de triangulation tendues.

les charges qui agissent sur les nœuds sont $P_1 = 3,5\,R_3$ et $P_2 = 3,5\,R_2$.

$$P_1 = 3,5 \times 6646,5 = 23262,75\ daN.$$

$$P_2 = 3,5 \times 18831,7 = 66000\ daN.$$

schéma de calcul :



on calcule les réactions aux appuis . on trouve

$V_A = V_B = P_2 + P_1 \cdot \frac{16}{6}$

$V_A = V_B = 66000 + \frac{8}{3}\, 23262,75$

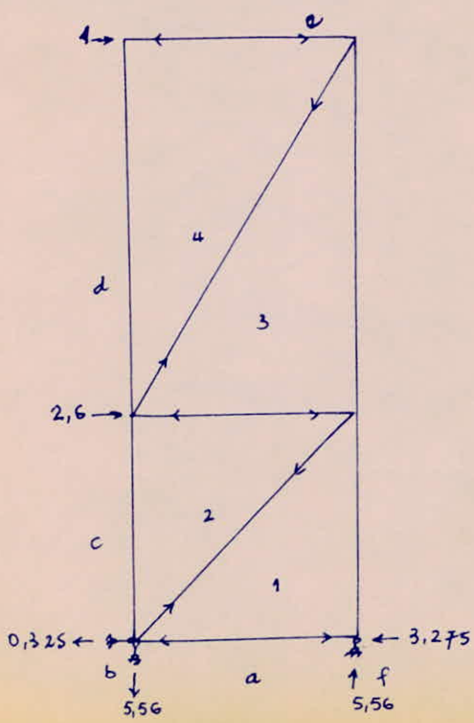
$V_A = V_B = 128030$ daN.

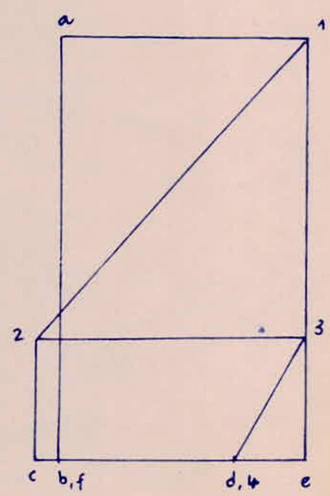
$H_A = \frac{2}{16} P_2 = 8250$ daN.

$H_B = \frac{14}{16} P_2 + P_1 = 81072,75$ daN

diagramme de crémona pour des charges unitaires : on prend $P_1 = 1$

→ $V_A = V_B = 5,56$; $H_A = 0,325$; $H_B = 3,275$ $P_2 = 2,6$





M1 : 3,275

M2 : 3,6

M3 : 1

D1 : 5,4

D2 : 1,8

dimensionnement des barres :

Diagonales : : $N = 5,4 \times 23262,75 = 125618,9$ daN.

$$\frac{N}{A} \leq \sigma_e \rightarrow A \geqslant \frac{N}{\sigma_e} = \frac{125618,9}{2400} = 52,25 \text{ cm}^2.$$

pour $\underline{D1 : L\ 180 \times 180 \times 18 \rightarrow A = 62,1 \text{ cm}^2}$

pour D2 : $N = 1,8 \times 23262,75 = 41872,6$ daN.

$$\frac{N}{A} \leq \sigma_e \rightarrow A \geqslant \frac{41872,6}{2400} = 17,75 \text{ cm}^2 \rightarrow L\ 100 \times 100 \times 10$$

$$\underline{D2 : L\ 100 \times 100 \times 10 \rightarrow A = 19,2 \text{ cm}^2}.$$

Montants : on prendra les mêmes montants ;

pour M2 : $N = 3,6 \times 23262,75 = 83755,2$ daN. (compression).

2L 140 x 140 x 13

$$I = 2(638 + 35 \times \overline{3,92}^2) = 2200 \text{ cm}^4$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{2200}{70} = 5,7$$

$$\lambda = \frac{\ell}{i_x} = \frac{600}{5,7} = 104 \rightarrow k = 2,003$$

$$K\sigma = \frac{KN}{A} = 2,003 \times \frac{83755,2}{70} = 2390 \text{ daN/cm}^2$$

$\underline{\text{pour les montants : } 2L\ 140 \times 140 \times 13 \quad (A = 70 \text{ cm}^2)}$

8. CALCUL des DALLES

I/ Calcul de la dalle de la toiture-terrasse :

cette dalle est appuyée sur 2 côtés seulement (les solives). l'espacement des solives est de 3m. la flexion est prépondérante suivant les côtés libres c'est à dire pour une portée de 3m.

On calculera donc la dalle comme une poutre continue de largeur unité ($b_o = 1m = 100cm$)

h_t : hauteur de la dalle : cette hauteur a été prise pour limiter la flèche ; $h_t = \frac{1}{30} \ell = \frac{300}{30} = 10cm$

$h_t = 10cm$.

la combinaison la plus défavorable des charges et surcharges : $S_1 = G + 1,2P$

$G = 488,5 \ daN/m^2$

$P = 500 \ daN/m^2$

$G + 1,2P = 1088,5 \ daN/m^2$.

En prenant une bande de largeur 100cm, la charge uniformément répartie sera :

$q = 1088,5 \ daN/m$.

le Moment isostatique $M_o = q\frac{\ell^2}{8} = \frac{1088,5 \times 3^2}{8} = 1224,56 \ daNm$.

on prend : Moment en travées : $M_t = 0,75 M_o = 0,75 \times 1224,56 = 918,42 \ daNm$

Moment sur appuis : $M_a = 0,4 M_o = 0,4 \times 1224,56 = 489,82 \ daNm$.

Calcul des sections d'acier :

hauteur utile de la dalle $h = 8,5cm$

béton dosé à $350 kg/m^3$, contrôle atténué : $\bar{\sigma}'_b = 135 \ daN/cm^2$

acier : treillis soudé H.R. $\sigma_{en} = 4410 \ daN/cm^2$ $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2940 \ daN/cm^2$.

$\frac{b_o h}{100} = 8,5 cm^2$ $\frac{\bar{\sigma}_a}{n} = \frac{2940}{15} = 196 \ daN/cm^2$.

$\frac{b_o h^2}{100} = 72,25 cm^3$

* en travée : $\mu_a = \dfrac{M}{\frac{b_o h^2}{100} \frac{\bar{\sigma}_a}{n}} = \dfrac{918,42 \cdot 10^2}{72,25 \times 196} = 6,484$.

section d'acier : $A = \frac{a_n}{n} \cdot \frac{b_o h}{100}$

contrainte de compression du béton : $\sigma'_b = \eta \frac{\bar{\sigma}_a}{n}$

Les coefficients a_n et η sont donnés par des tableaux en fonction de μ.

$$a_n = 7,243$$

$$\eta = 0,46$$

$$\sigma'_b = \eta \frac{\bar{\sigma}_a}{n} = 0,46 . 196 = 90.1 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ daN/cm}^2.$$

$$A = \frac{7,243}{15} . 8,5 = 4,11 \text{ cm}^2$$

Dans l'autre sens (sens de la plus grande portée) on placera le quart de cette section.

sens x → $A_x = 4,11$ cm² ; sens y → $A_y = 1,03$ cm² → treillis en $\phi 8$ à maille 100×300

($A_x = 5,026$ cm², $A_y = 1,675$ cm²)

pourcentage critique : $\omega_{cr} = 0,0011$ → section d'acier minimum $A_{cr} = 0,0011 \times 100 \times 10 = 1,1$ cm²

on a bien $A > A_{cr}$. Les sections A_x et A_y sont calculées par mètre de largeur.

* <u>En appuis</u> : $M = 489,82$ daNm

$$\mu_a = \frac{489,82 . 10^2}{72,25 \times 196} = 3,459 \rightarrow a_n = 3,78 \quad \eta = 0,31$$

$$\sigma'_b = \eta \frac{\bar{\sigma}_a}{n} = 0,31 \times 196 = 60,8 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma}_a .$$

section d'acier $A = \frac{3,78}{15} \times 8,5 = 2,14 \text{ cm}^2$

sens x → $A_x = 2,14$ cm² ; sens y → $A_y = \frac{A_x}{4} = 0,53$ cm² → treillis en $\phi 6$ à maille 100×300

($A_x = 2,827$ cm² et $A_y = 0,942$ cm²)

$$A_{cr} = 0,5 \times 4,11 = 2,055 \text{ cm}^2 < 2,827 \text{ cm}^2.$$

Effort tranchant : $T_{max} = q \frac{l}{2} = \frac{1088,5 \times 3}{2} = 1632,75$ daN.

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b_0 z} \quad \text{avec} \quad z = \frac{7}{8} h = 7,44 \text{ cm}$$

$$\tau_{max} = \frac{1632,75}{100 \times 7,44} = 2,2 \text{ daN/cm}^2$$

$$1,15 \, \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 5,8 = 6,67 \text{ daN/cm}^2.$$

on a $\tau_b < 1,15 \, \bar{\sigma}_b$ on n'a pas besoin d'armatures transversales à condition qu'il n'y ait pas reprise de bétonnage.

II/ Calcul de la dalle du 1er étage :

On fait le même calcul que précédemment étant donné qu'on a la même type de dalle (dalle appuyée sur 2 côtés, flexion prépondérante suivant les côtés libres).

la distance entre les poutres mixtes : $\ell = 6m$ = portée de la dalle.

on fixe la hauteur pour limiter la flèche : $h_t = \frac{1}{30}\ell = \frac{600}{30} = 20$ cm.

$G = 528{,}5$ daN/m²

$P = 500$ daN/m².

En prenant une bande de largeur unité : $q = (G+1{,}2P)\times 1 = 1128{,}5$ daN/m.

$$M_o = \frac{1128{,}5 \times 36}{8} = 5075 \text{ daN m}$$

Moments en travées : $M_{tx} = 0{,}75 \times 5075 = 3806{,}25$ daN.m

Moments sur appuis : $M_{ax} = 0{,}4 \times 5075 = 2030$ daN.m

hauteur utile de la dalle : $h = 18$ cm

$\frac{b_o h}{100} = 18 \text{ cm}^2$; $\frac{b_o h^2}{100} = 324 \text{ cm}^3$.

Section d'acier :

* En travées :

$$\mu_a = \frac{3806{,}25 \times 10^2}{324 \times 196} = 5{,}99 \rightarrow a_n = 6{,}69 \quad \eta = 0{,}43$$

$\sigma'_b = 0{,}43 \times 196 = 84{,}28$ daN/cm² $< \bar{\sigma}'_b = 135$ daN/cm².

$$A_x = \frac{6{,}69}{15} \times 18 = 8{,}4 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{A_x}{4} = 2{,}1 \text{ cm}^2$$

→ traillis en $\phi 9$ maille 75×300
($A_x = 8{,}482$ cm²/m et $A_y = 2{,}121$ cm²/m)

* Sur appuis :

$$\mu_a = \frac{2030 \cdot 10^2}{324 \times 196} = 3{,}19 \rightarrow a_n = 3{,}5 \quad \eta = 0{,}3$$

$\sigma'_b = 0{,}3 \times 196 = 58{,}8$ daN/cm² $< \bar{\sigma}'_b$.

$$A_x = \frac{3{,}5 \times 18}{15} = 4{,}20 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{A_x}{4} = 1{,}05 \text{ cm}^2$$

→ traillis $\phi 6$ à maille 100×300
($A_x = 5{,}02$ cm²/m et $A_y = 1{,}675$ cm²/m)

On vérifie dans les 2 cas que $A_x > A_{cr}$.

Effort tranchant : $T_{max} = q\frac{l}{2} = \frac{1128,5 \times 6}{2} = 3385,5$ daN.

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{3385,5}{100 \times \frac{7}{8} 18} = 2,15 \text{ daN/cm}^2$$

$\tau_b = 2,15 \text{ daN/cm}^2 < 1,15\ \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 5,8 = 6,67 \text{ daN/cm}^2$.

On n'a pas besoin d'armatures transversales s'il n'y a pas reprise de bétonnage.

9. CALCUL des FONDATIONS

Les efforts les plus défavorables à la base du poteau sont :

$M = 45819,4$ daN m

$N = 210824,6$ daN.

c'est à dire que ce sont les mêmes efforts qui nous ont permis de calculer la plaque d'assise.

Les dimensions de la plaque d'assise sont : $B_p = 50$ cm et $L_p = 130$ cm.

on a pris $\alpha = 1,2$ (coefficient de pression localisée)

les dimensions de la fondation B et L doivent être telles que $\frac{B_P}{B} = \frac{L_P}{L} = 0,98$

et $\frac{1}{B} + \frac{1}{L} \geq \frac{1}{H}$; H hauteur de la fondation

les valeurs de $\frac{B_P}{B}$ et $\frac{L_P}{L}$ sont donnés dans les règles CM66 en fonction de α.

pour $\alpha = 1,2$ on a $\frac{B_P}{B} = \frac{L_P}{L} = 0,98$

on doit donc avoir $B \geq 51$ cm

$L \geq 132,6$ cm.

Calcul : la contrainte admissible du sol est $\bar{\sigma}_s = 3$ bars.

Etant donné que les efforts tiennent compte des effets du vent cette contrainte doit être majorée de 33% $\rightarrow$ $\bar{\sigma}_s = 1,33 \times 3 \simeq 4$ bars.

les contraintes dans le sol sont : $\sigma_M = \frac{N}{A} + \frac{M}{W}$

$$\sigma_m = \frac{N}{A} - \frac{M}{W}$$

$A = B.L$ section de la fondation

$W = \frac{L.B^2}{12} \cdot \frac{2}{B} = \frac{L.B}{6}$

en posant $e_o = \frac{M}{N}$ (excentricité)

on a $\sigma_M = \frac{N}{A}\left(1 + \frac{6e_o}{L}\right)$ et $\sigma_m = \frac{N}{A}\left(1 - \frac{6e_o}{L}\right)$

En supposant une répartition trapézoïdale des contraintes dans le sol on doit avoir :

$$\frac{3\sigma_M + \sigma_m}{4} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\rightarrow \quad \frac{3N}{4A}\left(1 + \frac{6e_o}{L}\right) + \frac{N}{4A}\left(1 - 6\frac{e_o}{L}\right) \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow \frac{N}{4A}\left(4 + 12\frac{e_o}{L}\right) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\frac{N}{4B.L}\left(4 + 12\frac{e_o}{L}\right) \leq \bar{\sigma}_s \quad \rightarrow \quad B \geq \frac{N}{4\bar{\sigma}_s.L}\left(4 + 12\frac{e_o}{L}\right)$$

En prenant $L = 350\,cm$.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{4581942}{210824,6} = 21,73\,cm$$

on trouve $$B \geq \frac{210824,6}{4 \times 4 \times 350}\left(4 + 12\,\frac{21,73}{350}\right) = 178,6\,cm.$$

on prendra donc $L = 350\,cm$.

$B = 180\,cm$. (dimensions qui remplissent les conditions sur $\alpha = 1,2$)

avec ces nouvelles dimensions on trouve

$\sigma_M = 4,59\ daN/cm^2$

$\sigma_m = 2,01\ daN/cm^2$.

on retrouve bien une répartition trapézoïdale (supposition de départ)

on a $\sigma_M < 2\sigma_m$ on calculera donc la fondation par la méthode des bielles avec une charge fictive centrée $P' = A \cdot \dfrac{3\sigma_M + \sigma_m}{4}$

On prendra une fondation centrée du fait que le moment (qui est dû au vent) peu changer de signe.

La hauteur utile de la fondation est $h = h_t - d' \geq \dfrac{350 - 130}{4} = 55\,cm$.

la condition de non poinçonnement (formule de caquot valable pour des sols tels que $\bar{\sigma}_s > 2$ bars) donne.

$$h = h_t - d' \geq 1,44\sqrt{\frac{P'}{\sigma'_{b0}}}$$

$\sigma'_{b0} = 57\ daN/cm^2$

$$P' = 350 \times 180\ \frac{3 \times 4,59 + 2,01}{4} = 250062,7\ daN.$$

$$h \geq 1,44\sqrt{\frac{250062,7}{57}} = 95\,cm.$$

on prendra donc pour hauteur de la fondation $H = 100\,cm$. On ne pouvait pas prendre une hauteur plus petite telle que la hauteur donnée par la condition de rigidité du fait de l'ancrage des boulons (la longueur d'ancrage est : $\ell = 70\,cm$)

section d'acier : dans le sens du plus grand côté : $$A_1 = \frac{250062,7\,(350 - 130)}{8 \times 95 \times 2750} = 26,32\,cm^2$$

dans le sens du petit côté : $$A_2 = \frac{250062,7\,(180 - 50)}{8 \times 95 \times 2750} = 15,56\,cm^2$$

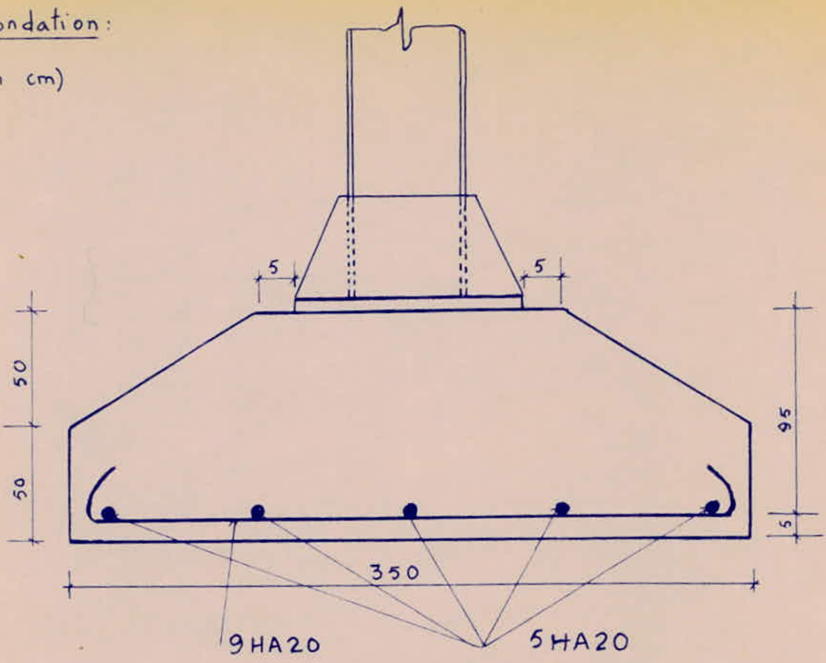
on prendra $9\phi 20 \rightarrow A_1 = 28,27\,cm^2$

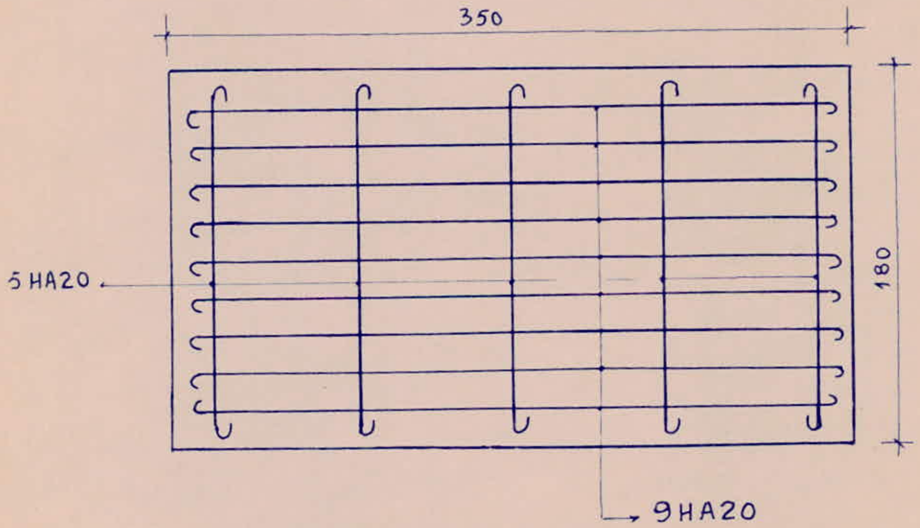
$5\phi 20 \rightarrow A_2 = 15,70\,cm^2$.

(les sections d'aciers sont données par la méthode des bielles par la formule $A = \dfrac{P(L-a)}{8(h_t - d')\bar{\sigma}_a}$)

Feraillage de la fondation :

(côtes en cm)





10. VERIFICATION au SEISME

On fait la vérification au seisme d'après " les Recommandations provisoires applicables aux bâtiments à édifier dans les régions sujettes aux seismes" (SEISMICITE EN ALGÉRIE : document du ministère des Travaux publics)

1/ Principes et Bases de calcul de la stabilité :

La construction qu'on a rentre dans le domaine de validité des recommandations à savoir :

- une forme en plan de la construction simple et habituelle.
- pas de singularité structurale marquante
- un contreventement ne présentant pas de variation de rigidité brutale en hauteur.

1- stabilité d'ensemble.

La vérification de stabilité d'ensemble d'un bâtiment vis à vis de l'action des seismes s'effectue en le supposant soumis, outre aux forces normales de pesanteur, à des systèmes de forces fictifs dont l'action est censé équivaloir à l'action sismique.

Ces systèmes fictifs dits " SYSTEMES EQUIVALENTS" résultent de la combinaison :

- des forces élémentaires horizontales
- des forces élémentaires verticales
- d'un système de couples de torsion d'ensemble d'axes verticaux (qui n'existe pas dans notre cas puisque la structure est symétrique)

Les forces horizontales et verticales s'exerçant au centre de l'élément de construction sont proportionnelles au poids des charges agissant sur l'élément. Les coefficients de proportionalité portent le nom de coefficients sismiques.

Pour les bâtiments courants les sollicitations sismiques prennent naissance à partir des charges ci-après :

- charges et surcharges permanentes solidaires de la construction
- 1/5 des surcharges d'exploitation sans dégression
- l'excédent sur 35 daN/m² de la surcharge de neige.

2 - Contraintes admissibles.

pour les fondations $[\bar{\sigma}_s'] = 0{,}75\ \bar{\sigma}_s$

pour les éléments de structure : $[\sigma] = 1{,}5\ \bar{\sigma}$ (pour l'acier ça sera $1{,}5\ \sigma_{en}$)

3. Simplifications admises :

- pour le calcul des coefficients sismiques et pour le calcul de stabilité d'ensemble, il est permis de considérer que les charges sont ramenées au niveau des planchers.

- La vérification aux sollicitations sismiques s'effectuera dans deux directions rectangulaires envisagées successivement longitudinale et transversale.

4 - Coefficients sismiques.

* coefficient longitudinal : $K_\ell = \alpha \beta_\ell \gamma \delta$
* coefficient transversal : $K_t = \alpha \beta_t \gamma \delta$
* coefficient vertical : $K_v = \max \{ K_\ell , K_t \}$; (divisé par $\sqrt{\alpha}$ si $\alpha > 1$)

- α : coefficient d'intensité : dépend de l'intensité sismique i_n. En supposant que le palais se situe à TIPAZA (Région d'Alger) Zône de faible intensité sismique $\rightarrow i_n = 7 \rightarrow$
$\alpha = 0,5$

- β_ℓ coefficient de réponse : $\beta = \dfrac{0,065}{\sqrt[3]{T}}$ $(0,05 \leq \beta \leq 0,10)$

T période d'oscillation propre ; pour un contreventement par ossature métallique :

$T = 0,10 \dfrac{H}{\sqrt{L}}$ H : hauteur de la construction

L : dimension longitudinale ou transversale.

- γ : coefficient de distribution : $\gamma(h) = h \dfrac{S}{I}$

S : moment statique par rapport à la base de la construction

I : moment d'inertie par rapport à la base de la construction

h : côte de l'élement calculé (varie de 0 à H).

γ est aussi donné par les formules : $\gamma_i = \dfrac{\sum_1^n d_i}{\sum_1^n d_i^2} . d_i$ avec $d_i = \dfrac{i}{n}$

ou $\gamma_i = \dfrac{3i}{2n+1}$

i : le rang de l'étage ; n : nombre total d'étages.

- δ : coefficient de fondation : donné dans l'annexe C des recommandations en fonction de la nature du sol et du type de fondation.

pour notre cas : $\left.\begin{array}{l}\text{- terrain de consistance moyenne} \\ \text{- Semelles superficielles}\end{array}\right\} \delta = 1,15$.

* α et δ sont les mêmes pour les 2 directions horizontales.
* γ varie avec la côte de l'élément ; il est le même pour tous les éléments situés dans un même

plan horizontal.

β est le même pour toute la structure mais il varie avec la direction étudiée.

5. Forces sismiques :

Forces horizontales : $P = K_t . Q$ et $P' = K_\ell Q$

avec $Q = G + 1/5\, P$. (pour la direction considérée, et l'élément considéré dans les calculs)

Forces verticales : $V = K_v . N$. N : effort axial sur le poteau.

II/ Calculs

direction longitudinale : $T_\ell = 0{,}10 \frac{H}{\sqrt{L}} = 0{,}10 \frac{20}{\sqrt{42}} = 0{,}31\, s$.

$\beta_\ell = \frac{0{,}065}{\sqrt[3]{T}} = \frac{0{,}065}{\sqrt[3]{0{,}31}} = 0{,}0958$

direction transversale : $T_t = 0{,}10 . \frac{20}{\sqrt{36}} = 0{,}33\, s \rightarrow \beta_t = 0{,}0939$

- au niveau du 1er étage : $\gamma_1 = \frac{3 \times 1}{2 \times 2 + 1} = 0{,}6$

- au niveau de la terrasse : $\gamma_2 = \frac{3 \times 2}{2 \times 2 + 1} = 1{,}2$.

d'où les coefficients sismiques

$$K_\ell = \begin{cases} \alpha \beta_\ell \gamma_1 \delta = 0{,}5 \times 0{,}0958 \times 0{,}6 \times 1{,}15 = 0{,}033 & (1^{er} \text{ étage}) \\ \alpha \beta_\ell \gamma_2 \delta = 0{,}5 \times 0{,}0958 \times 1{,}2 \times 1{,}15 = 0{,}066 & (\text{terrasse}) \end{cases}$$

$$K_t = \begin{cases} \alpha \beta_t \gamma_1 \delta = 0{,}5 \times 0{,}0939 \times 0{,}6 \times 1{,}15 = 0{,}0324 & (1^{er} \text{ étage}) \\ \alpha \beta_t \gamma_2 \delta = 0{,}5 \times 0{,}0939 \times 1{,}2 \times 1{,}15 = 0{,}06 & (\text{terrasse}) \end{cases}$$

$$K_v = K_\ell .$$

pour le 1er étage : $G_1 + \frac{1}{5} P = 588{,}76 + \frac{1}{5} 500 = 688{,}76\ daN/m^2$

pour le 2e étage $G_2 + \frac{1}{5} P = 580{,}15 + \frac{1}{5} 500 = 680{,}15\ daN/m^2$.

Pour les forces verticales il faut combiner les forces sismiques avec les forces de pesanteur.

* forces appliquées dans la direction transversale :

$P_1 = 688{,}76 \times 6 \times 36 \times 0{,}0324 = 4810\ daN$ (au niveau du 1er étage)

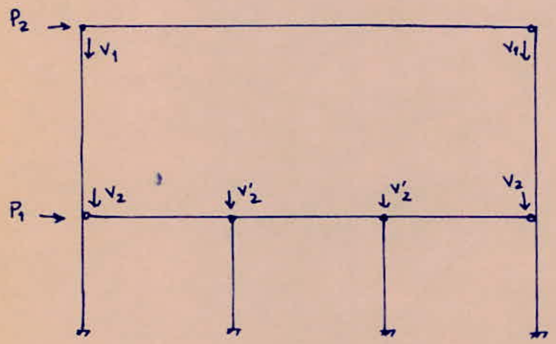
$P_2 = 680{,}15 \times 6 \times 36 \times 0{,}06 = 8810\ daN$ (au niveau de la terrasse)

Pour les forces verticales on prendra la combinaison la plus défavorable c'est à dire
$K_v(G + \frac{1}{5}P) + G + P$.
On suppose que c'est un effort de compression. Evidemment pour l'ancrage il faut prendre la combinaison $G + P - K_v(G + \frac{1}{5}P)$. c'est à dire que la force sismique a une direction ascendante.

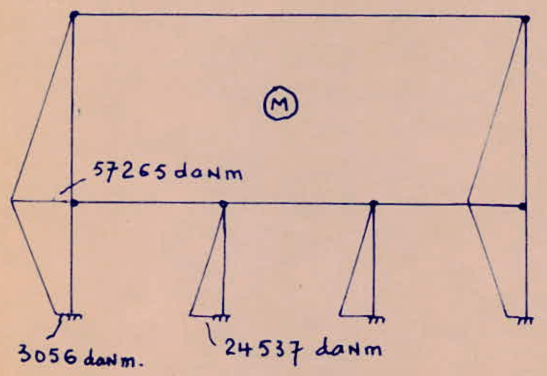
$$V_1 = 680,15 \times 18 \times 6 \times 0,066 + (1080,15) \times 18 \times 6 = 4840 + 117000 = 121840 \text{ daN.}$$

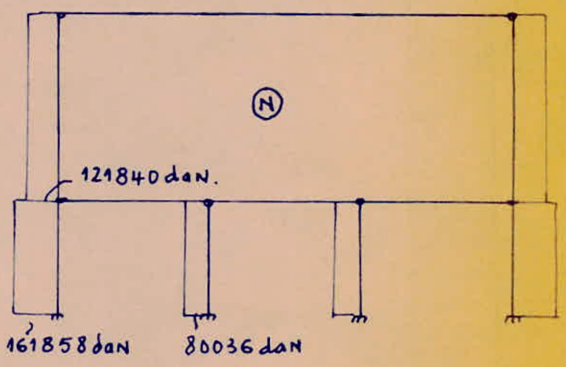
$$V_2 = 688,76 \times 6 \times 6 \times 0,033 + (1088,76) \times 6 \times 6 = 818 + 39200 = 40018 \text{ daN.}$$

$$V'_2 = 688,76 \times 6 \times 12 \times 0,033 + (1088,76) \times 6 \times 12 = 1636 + 78400 = 80036 \text{ daN.}$$



En décomposant le portique en éléments simples, par analogie avec l'étude des portiques du calcul statique on peut trouver les diagrammes des efforts.





Dans le diagramme des moments il n'est pas tenu compte du Moment dû à l'excentricité de la charge V_2 ;
Ce moment $M_e = N \cdot \frac{h}{2} = V_2 \cdot \frac{h}{2} = 40018 \times 0,295 = 12000$ daNm. (à la base des poteau de rive le moment dû à l'excentricité vaut $\frac{M_e}{2} = 6000$ daNm.
Dans une section située au dessous du plancher du 1[er] étage le couple le plus défavorable sera :

$$M = 69265 \text{ daNm}$$

$$N = 161858 \text{ daN.}$$

alors que le couple qui nous a permis de dimensionner le poteau était :

$$M = 62428{,}34 \text{ daNm}$$
$$N = 210824{,}6 \text{ daN.}$$

vérification de la résitance du poteau :

$$\frac{M}{W} = \frac{69265 \cdot 10^2}{4790} = 1445 \text{ daN/cm}^2$$

$$\frac{N}{A} = \frac{161858}{226{,}5} = 715 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_K = 73360{,}1 \text{ daN/cm}^2 \rightarrow \mu = 102 \rightarrow K_1 = 1 \qquad K_f = 1{,}022$$

$$K_1\sigma + K_f\sigma_f = 1445 \times 1{,}02 + 715 = 1480 + 715 = 2195 \text{ daN/cm}^2 < 1{,}5\,\sigma_e.$$

Donc l'effet du vent est plus défavorable dans ce cas.

* Dans le sens longitudinal les efforts du séisme sont repris par les contreventements (horizontaux entre fermes et verticaux entre poteaux). Il faut alors vérifier que ces contreventements résistent.

pour les contreventements horizontaux entre fermes :

$$P' = 680{,}15 \times 6 \times 21 \times 0{,}066 = 5650 \text{ daN}$$

c'est la charge appliquée aux nœuds de la ferme de contreventement.

or cette ferme a été calculée pour une charge $P = 6646{,}5$ daN (appliquée dans chaque nœud)

pour les contreventements verticaux entre poteaux :

au niveau du plancher du 1er étage $P'_1 = 688{,}76 \times 18 \times 21 \times 0{,}033 = 8600$ daN

au niveau du plancher de la terrasse $P'_2 = 680{,}15 \times 18 \times 21 \times 0{,}066 = 16950$ daN

ces contreventements ont été calculés pour des charges $P_1 = 66000$ daN et $P_2 = 23262{,}75$ daN

Finalement, comme les actions du vent et du séisme ne sont pas considérées simultanément la structure calculée résiste aux effets du séisme.

MONTAGE

Après avoir équipé le chantier de matériels, matériaux et de tout le nécessaire (poste de soudure, poste d'eau, poste d'électricité ----) comme il est indiqué dans la carte technologique, on Commence les travaux.

Nous allons donner un petit résumé en ce qui concerne l'ordre de montage des éléments.

- Fouilles et bétonnage des fondations
- assemblage des poteaux, des fermes.
- fixation des poteaux
- pose des contreventements verticaux entre poteaux.
- Montage des filets, à l'aide des 2 grues mobiles choisies.
- coulée de la dalle du 1er étage.
- Montage des fermes à l'aide des 2 grues (voir carte technologique)
  - on monte la première ferme qui sera retenue par des câbles pour libérer les grues.
  - On transporte la deuxième ferme et on la monte. On pose ensuite les contreventements entre les 2 fermes (horizontaux et verticaux).
  - Après avoir monté la 3ème ferme on fixe la première partie des solives (les solives seront donc assemblés en haut).
  - On continue ensuite avec les autres fermes.
  - Il est à signaler que chaque fois qu'une ferme est montée on pose tout de suite après les contreventements.
- Coulée de la dalle de la terrasse.
- Application de la précontrainte.
- Maconnerie des Murs -
- Revêtements des planchers et enduits des Murs