

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية

وزارة التعليم و البحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

BIBLIOTHEQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVILE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

HALLE INDUSTRIELLE
EN CHARPENTE METALLIQUE

Proposé par :

L'E.N.C.C.

Etudié par :

Mr Y. Boumediene

Mr M. Zakane

Dirigé par :

Mr M. Chenaf

PROMOTION : JUIN 1985

Qu'il nous soit permis d'exprimer notre
gratitude la plus sincère à tous ceux
qui ont ménagé leurs efforts pour
nous apporter une aide précieuse
dans le cadre de l'élaboration de ce
projet de fin d'étude, et plus particu-
lièrement notre promoteur : M^r Chenaf.M

SOMMAIRE

INTRODUCTION

1 - ETUDE AU VENT	3 - 15
2 - ETUDE DE LA PANNE.	16 - 20
3 - PONT ROULANT.	21 - 26
4 - ETUDE DU PLANCHER.	27 - 34
5 - ETUDE AU SEISME	35 - 40
6 - ETUDE DU PORTIQUE	41 - 57
7 - CONTREVENTEMENT. ET. STABILITE	58 - 64
8 - ANCRAGE DES POTEAUX.	65 - 66
9 - ASSEMBLAGES	67 - 74
10 - FONDATIONS.	75 - 81

- Caractéristiques des matériaux - utilisés.

1° Acier

Nous utilisons de l'acier E24, dont la limite d'élasticité est de 2400 dan/cm^2 , son module d'élast. est de: $E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ dan/cm}^2$.

Les différents profils qu'on utilise pour la superstructure sont des HEA, des IPE, des UAP et des cornières à ailes égales

Pour les assemblages, nous employons des boulons à haute résistance (HR) du type HR8-8 avec $\sigma_e = 6400 \text{ dan/cm}^2$.

Pour la couverture (TN.40)

- Acier pour le ferrailage des fondations à haute adhérence $\sigma_{en} = 4200 \text{ dan/cm}^2$ pour des $\phi \leq 20 \text{ mm}$.

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_a &= 2/3 \cdot \sigma_{en} = 2800 \text{ dan/cm}^2 \text{ , sous SP}_1 \\ \bar{\sigma}_a &= \sigma_{en} = 4200 \text{ —} \text{—} \text{—} \text{—} \text{ , sous SP}_2 \end{aligned}$$

2° Béton

- Béton dosé à 350 kg/m^3
- ciment CPA 325
- contrôle atténué
- $\sigma_{i8} = 270 \text{ bars}$

- Contrainte admissible en compression simple

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}'_{b0} &= 1,5/6 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 270 = 67,5 \text{ bars (sous SP}_1) \\ \bar{\sigma}'_{b0} &= 3/2 \cdot 67,5 = 101,3 \text{ bars (sous SP}_2) \end{aligned}$$

- Contrainte admissible en flexion simple.

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}'_b &= 1,5/6 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 270 = 135 \text{ bars (sous SP}_1) \\ \bar{\sigma}'_b &= 3/2 \cdot 135 = 202,5 \text{ bars (sous SP}_2) \end{aligned}$$

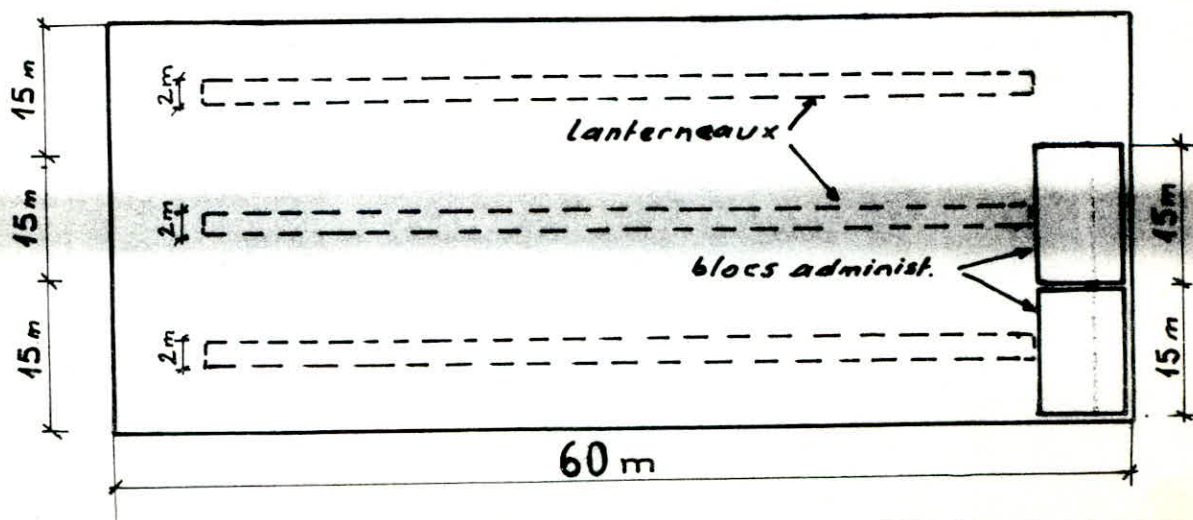
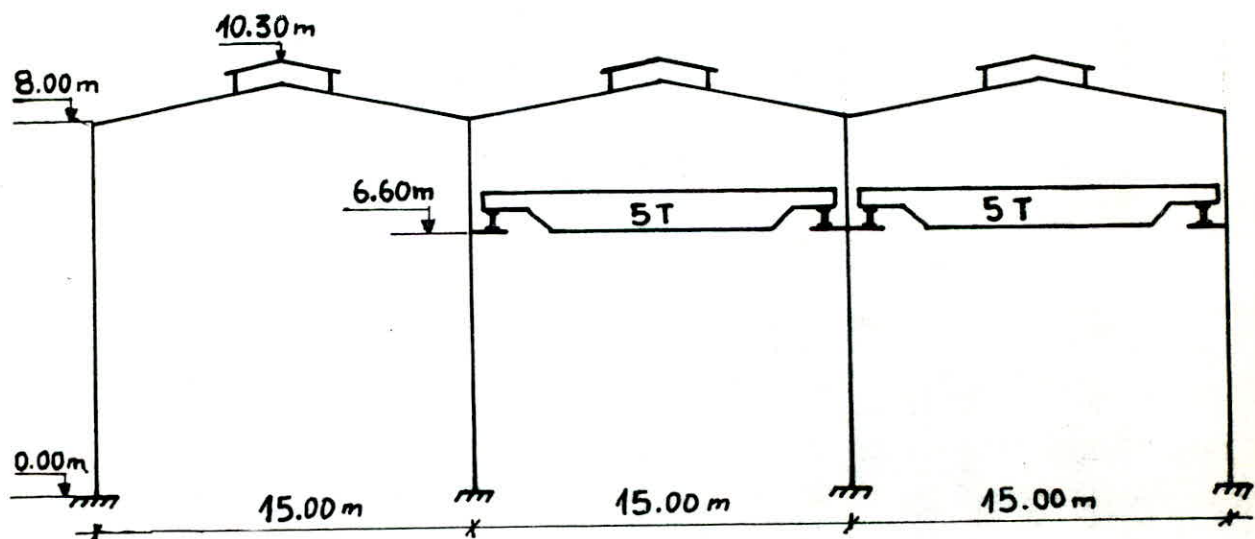
Contrainte de traction

$$\bar{\sigma}_b = 1,5/6 \cdot \theta \cdot \sigma_{i8} \quad \text{avec } \theta = 0,018 + 2,1/\sigma_{i8} = 0,026$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_b = 1,5/6 \cdot 1 \cdot 0,026 \cdot 270 = 5,9 \text{ dan/cm}^2$$

- Présentation de l'ouvrage -

- le présent projet consiste à l'étude et aux calculs des éléments résistants d'une halle industrielle en charpente métallique, à l'intérieur de ce même hangar on a deux blocs administratifs à ossature métallique. (R+1).
- L'édifice est à trois travées égales de 15 m chacune.
- les longs-pans vont à 60 m, une partie du comble est surmontée par des lanterneaux qui servent à l'éclairage.
- Deux ponts roulants de 5t pour le montage et le démontage circulant dans les deux travées de droite.
- Cette structure sera implantée dans la région de Setif, zone de moyenne sismicité.

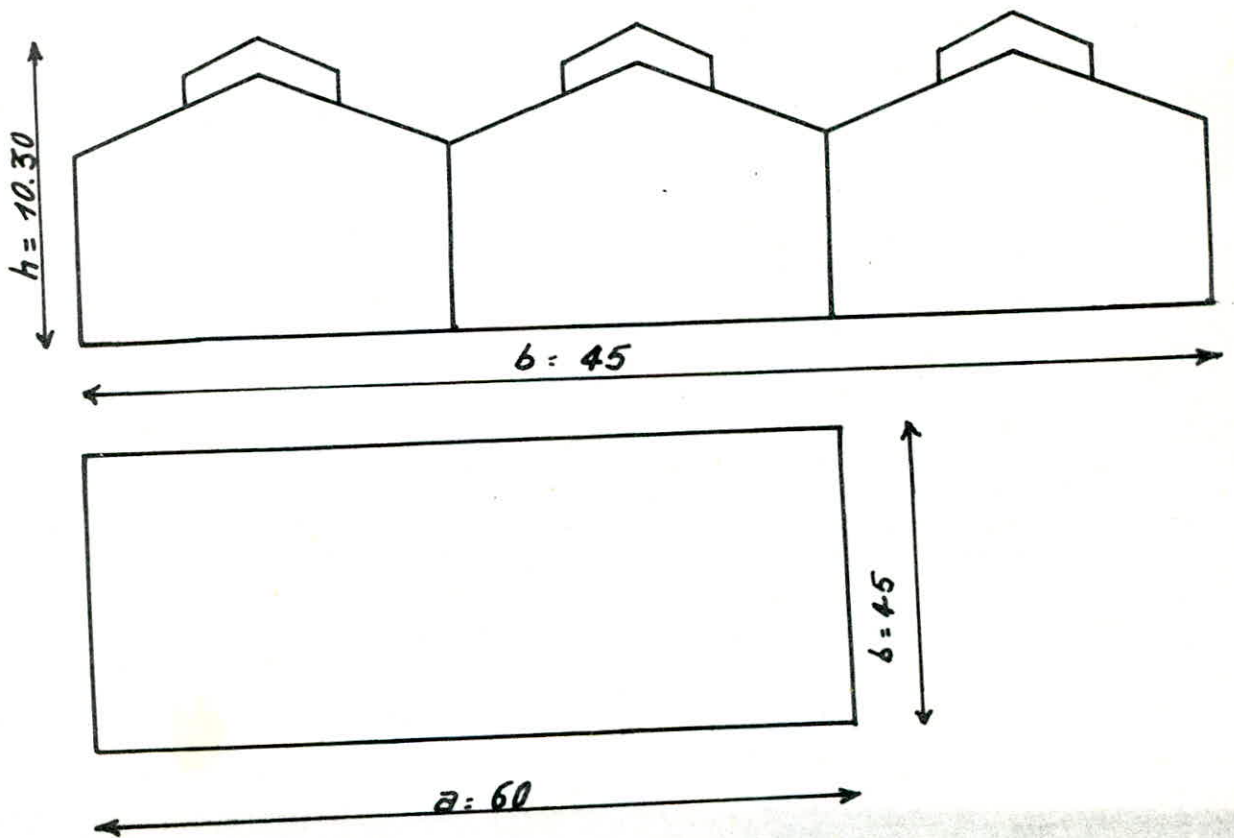


1

**ETUDE
AU
VENT**

-- ETUDE au Vent --

Conformément à la réglementation N.V 65 et annexes nous étudierons les différentes actions du vent qui agissent sur notre édifice. Nous avons une construction de forme prismatique à base quadrangulaire comme indiqué ci-dessous.



Caractéristiques : Longueur... $a = 60\text{m}$
 Largeur... $b = 45\text{m}$
 hauteur totale... $h = 10.30\text{m}$
 Pente des versants $\approx 20\%$ ($\alpha = 11,3^\circ$).

* Le lieu d'implantation de l'ouvrage est la région de Setif. Zone II, altitude : 1074m.

La pression dynamique de base :

$$Q_B = 70 \text{ daN/m}^2 \text{ (zone II - Alt: 1074)}$$

1. Pression dynamique de calcul.

$$Q_C = Q_B \cdot K_M \cdot K_S \cdot K_H \cdot S \cdot \beta$$

- Effet de masque $K_M = 1$.
- " de site $K_S = 1$ (site normal, zone II).
- " de la hauteur.

$$K_H = q_H / q_{10} = 2,5 \cdot \frac{H+18}{H+60} = 1$$
- Coef. de réduction tenant compte de la dimension de la surface frappée. (Fig RIII.2. NV 65).

$$a = 60 \text{ m}$$

$$H = 10,30 \text{ m} < 30 \text{ m} \rightarrow S = 0,75.$$
- Coef. dynamique $\beta = 1$.

$$Q_C = 70 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,75 \cdot 1 = 51,75 \text{ daN/m}^2$$

2. Coef. de Pression C.

$$C = C_e - C_i$$

C_e : actions extérieures
 C_i : " intérieures

* Rapports de dimensions.

$$a_a = h/a = 10,30/60 = 0,172$$

$$a_b = h/b = 10,30/45 = 0,229$$

Détermination graphique de γ_0 .

(art. 2,12 Fig RIII.5 P.89 N.V 65)

Vent normal à la gde face s_a : $\gamma_0 = 0,85$

" " " " pte " " s_b : $\gamma_0 = 0,85$

A. Actions extérieures : C_e

a. Parois verticales

- face au vent : $C_e = +0,8 \cdot \gamma_0$

- sous le vent : $C_e = -(1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,305$
pour les 2 directions.

b. Toitures multiples art: 3

* Vent normal aux génératrices.

($\perp s_a$) $\alpha = 11,3$, $\gamma_0 = 0,85 \rightarrow$

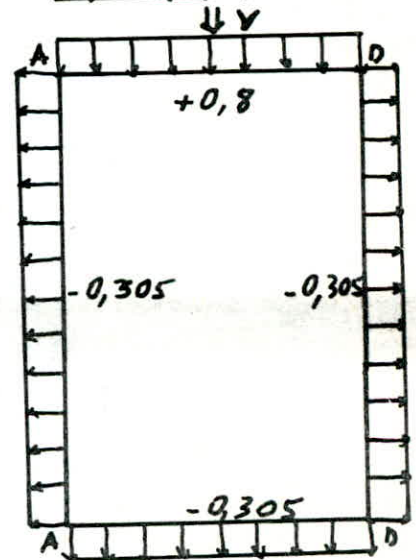
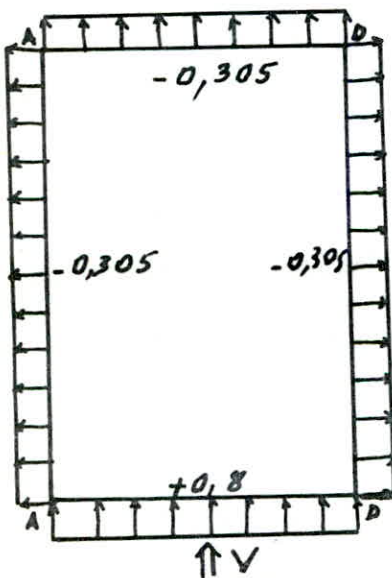
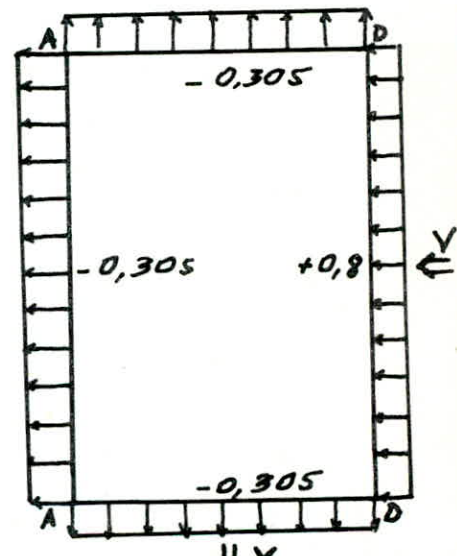
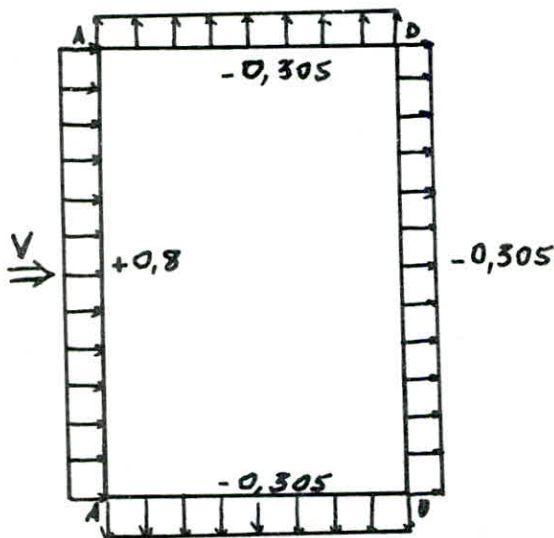
(Fig III.6 NV 65) → au vent $C_e = -0,3$
 sous le vent $C_e = -0,22$

Remarque: Pour les toitures intermédiaires et l'avant
 dernier versant le coef. C_e dans les parties
 abritées est le coef. précédent réduit
 de 25%. Pour la première toiture au
 vent et pour le dernier versant sous le
 vent le coef. correspond à celui d'une
 toiture unique.

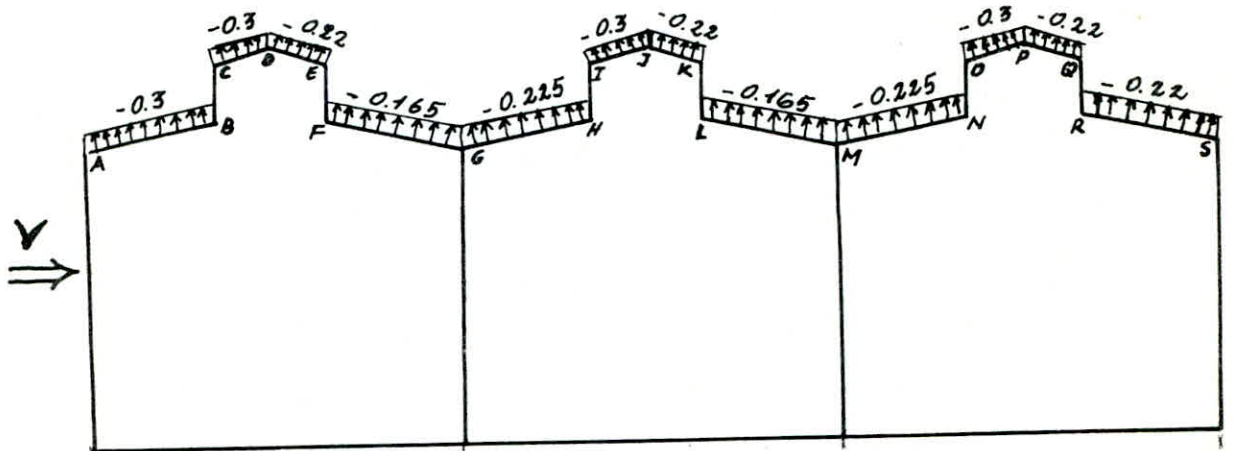
* vent parallèle aux génératrices:

$$\left. \begin{array}{l} d=0 \\ s_0=0,85 \end{array} \right\} \Rightarrow C_e = -0,28$$

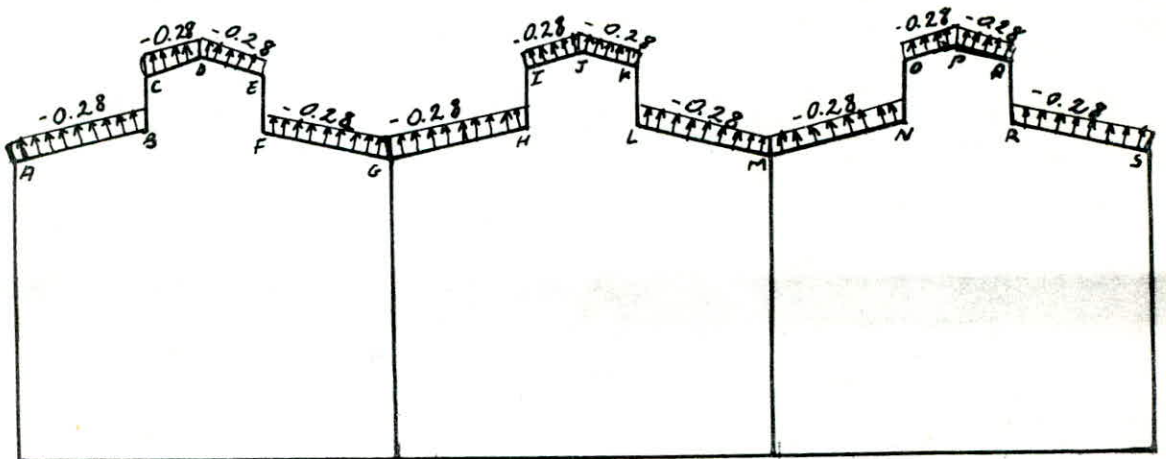
-- C_e sur les parois verticales ==



* Vent perpendiculaire aux génératrices



* Vent parallèle aux génératrices.



B. Actions intérieures :

1. Calcul des coef. de Permeabilité

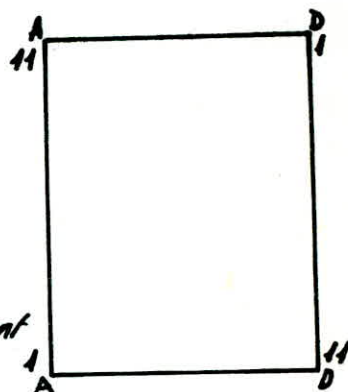
$$\mu = \frac{\text{Section ouverte dans la Paroi}}{\text{Section totale de la paroi}}$$

Façade : AD $\mu = 26,35\%$

Façade : DA $\mu = 8,3\%$

Façade : I-II $\mu = 11,16\%$

Façade : II-I $\mu = 7,44\%$

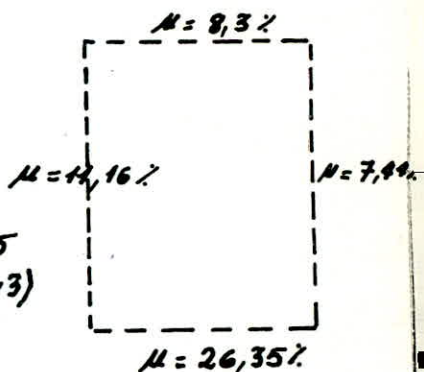


On a donc les 4 parois partiellement ouvertes ($5\% < \mu < 35\%$).

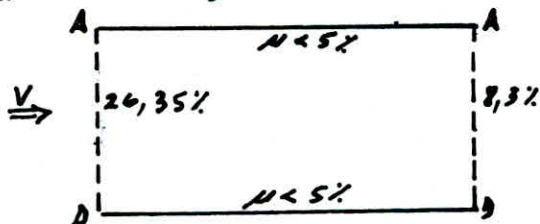
Ce cas n'est pas visé par les règlements N.V 65, on peut le remplacer par un cas plus défavorable.

en prenant 2 parois partiellement ouvertes (au vent et sous le vent) et 2 parois fermées (// au vent)

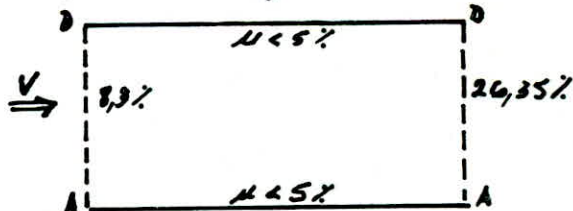
Ceci nous ramène à étudier les 4 cas qui suivent... selon N.V 65 (Annexe 5. P.243)



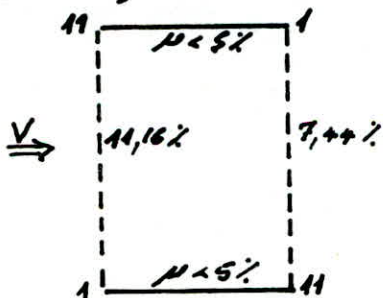
x 1^{er} cas: Façade p^{te} AD



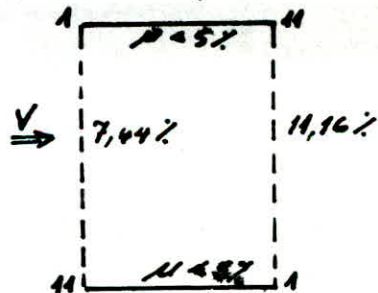
x 2^o cas: Faç. arrière. DA



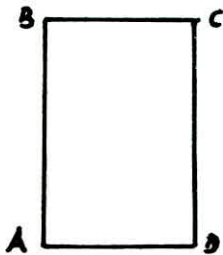
x 3^o cas: Façade I-II



x 4^o cas: Façade. II-I



Constructions fermées : ($\mu < 5\%$)



Sur les parois AB, BC, CD et DA
on applique :

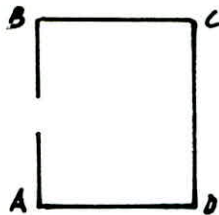
soit une surpression

$$C_i = 0,6(1,8 - 1,3\%) = +0,417$$

soit une dépression

$$C_i = -0,6(1,3\% - 0,8) = -0,183$$

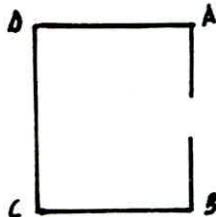
Constructions ouvertes comportant une paroi ouverte



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

Parois BC, CD, DA $C_i = +0,8$

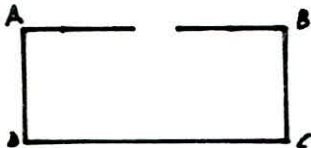
Paroi AB : $C_i = -0,6(1,3\% - 0,8) = -0,183$



2. Paroi ouverte, ss le vent, normale au vent

BC, CD, AD : $C_i = -(1,3\% - 0,8) = -0,305$

AB : $C_i = 0,6(1,8 - 1,3\%) = +0,417$

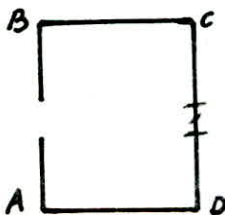


3. Paroi ouverte, ss le vent et // au vent

BC, CD, DA : $C_i = -(1,3\% - 0,8) = -0,305$

AB : $C_i = 0,6(1,8 - 1,3\%) = +0,417$

Constructions ouvertes comportant 2 parois opposées ouvertes

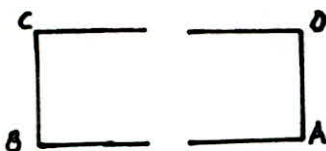


1. Parois ouvertes normales au vent.

Sur AB, BC, CD et DA on applique

soit une surpression ... $C_i = +0,417$

soit une dépression ... $C_i = -0,183$



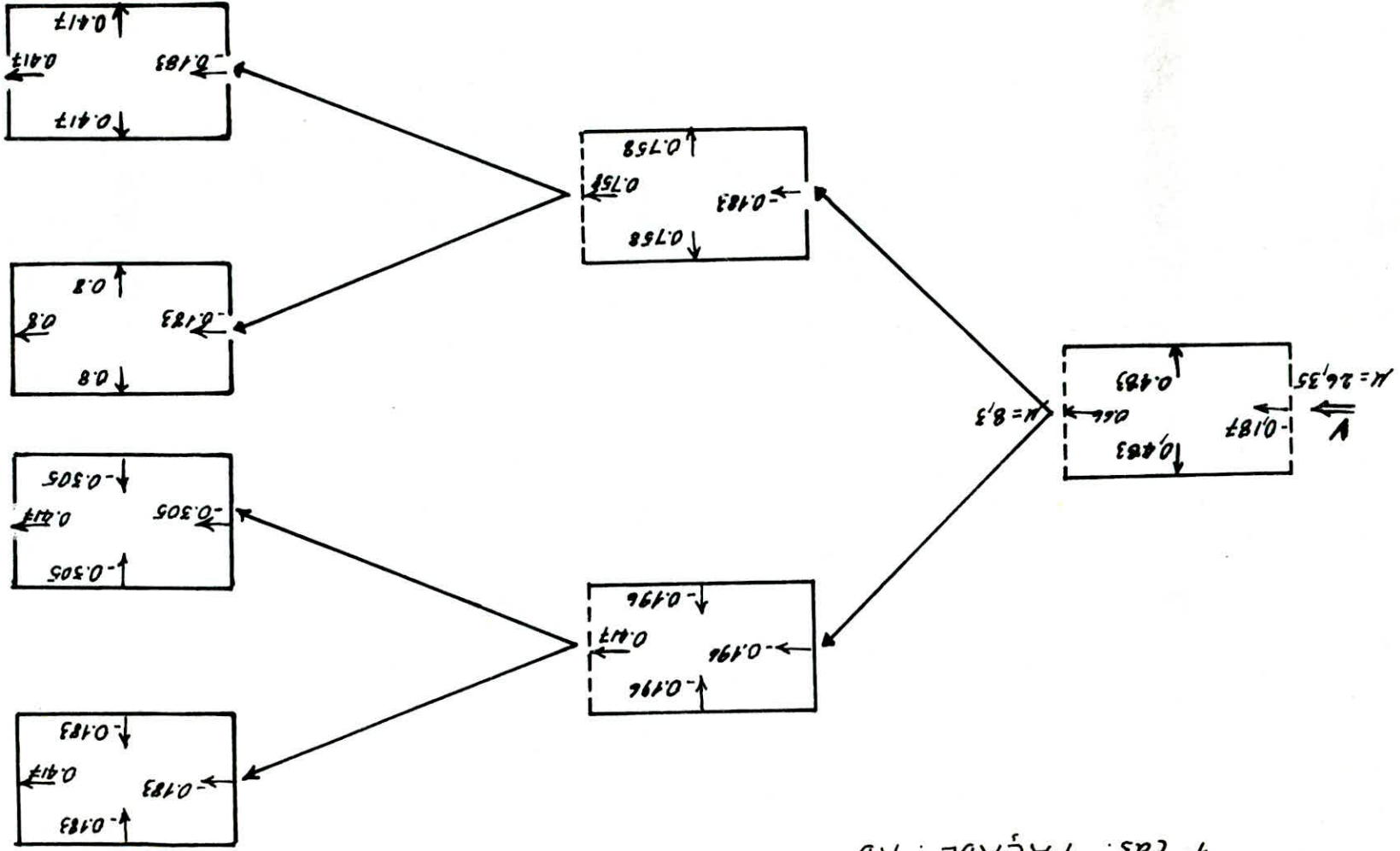
2. Parois ouvertes // au vent.

Sur AB, BC, CD et DA on applique

soit une surp. $C_i = +0,417$

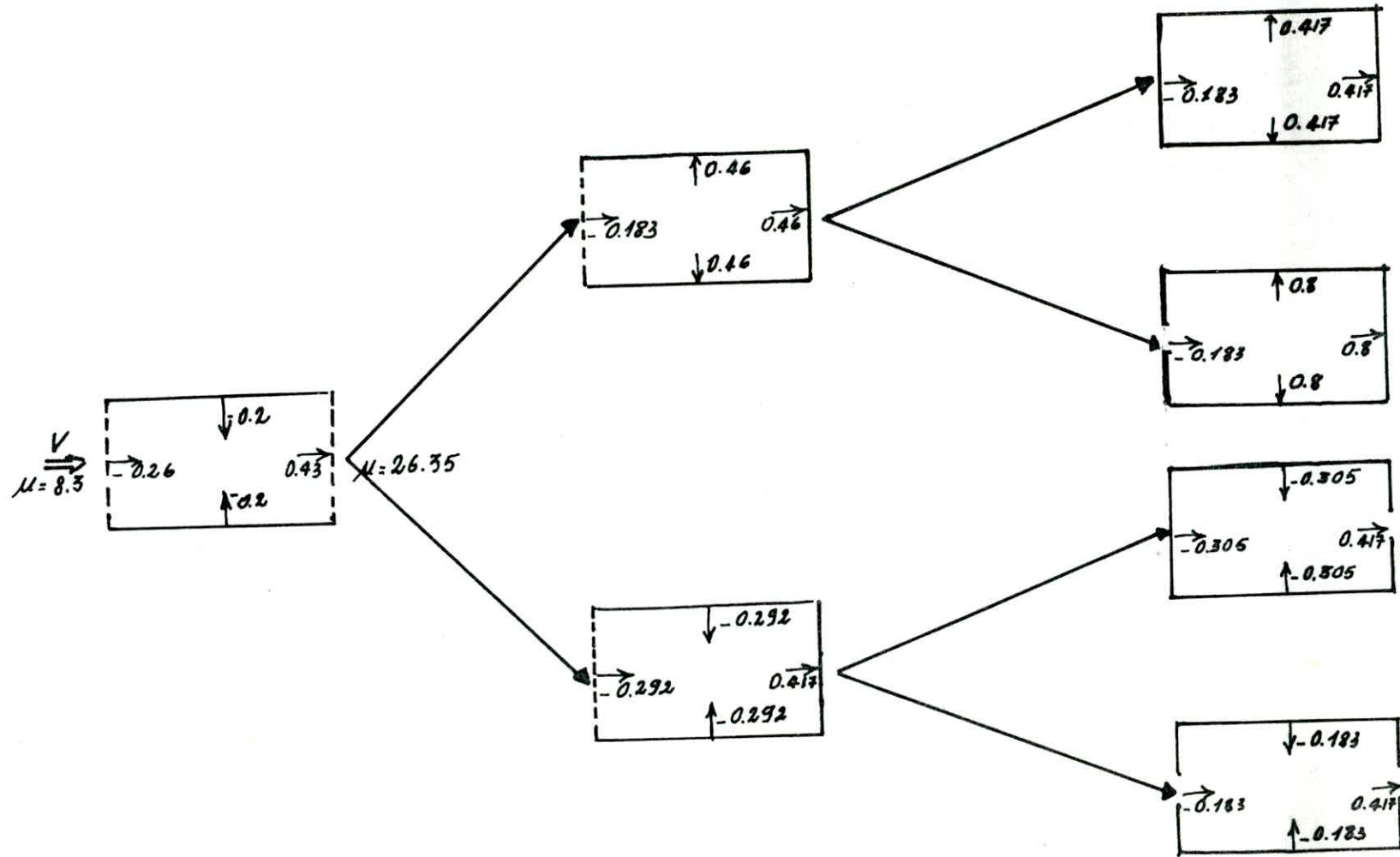
soit une depr. $C_i = -0,183$

1^o CAS. FAÇADE AD



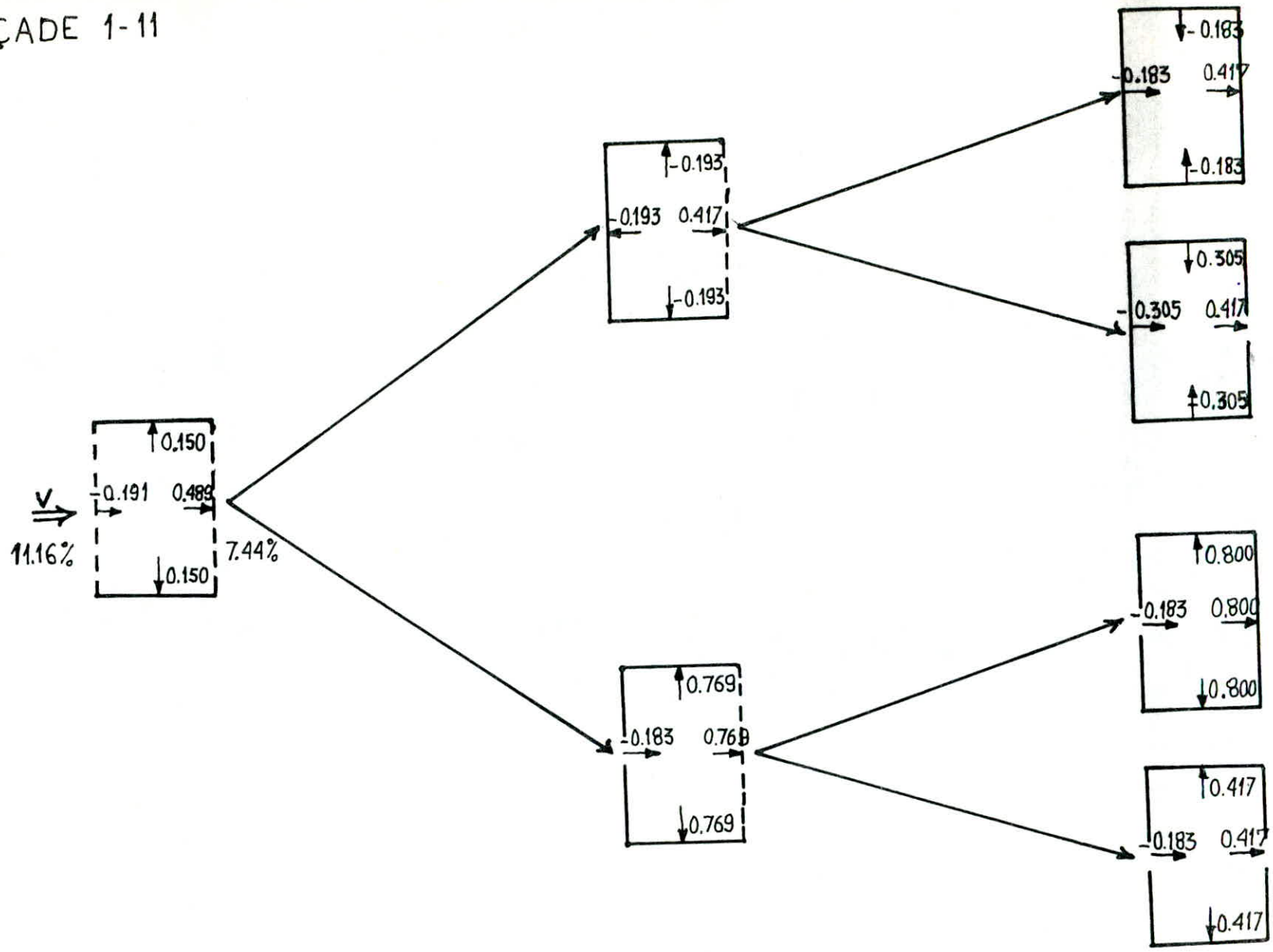
2º cas. FAÇADE DA

10



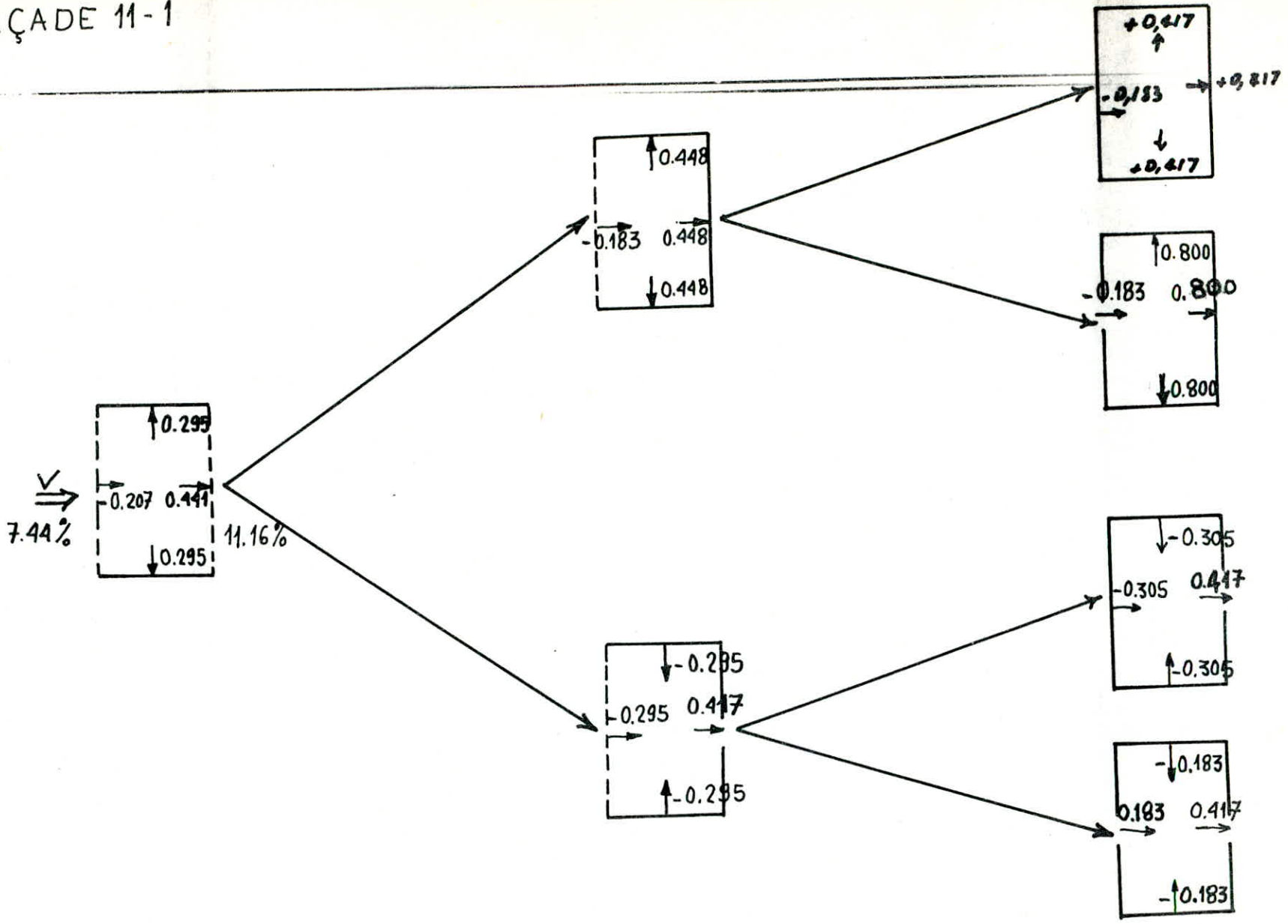
FAÇADE 1-11

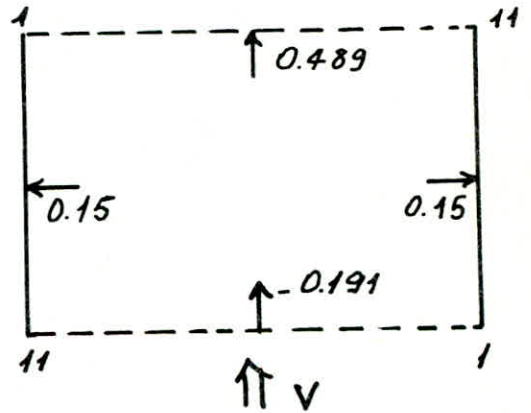
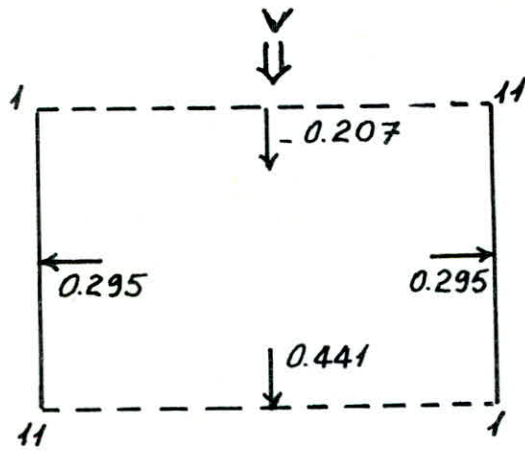
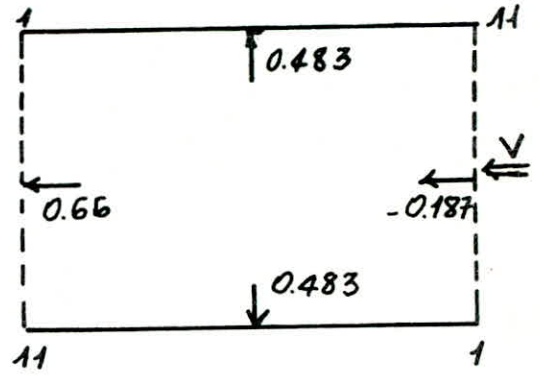
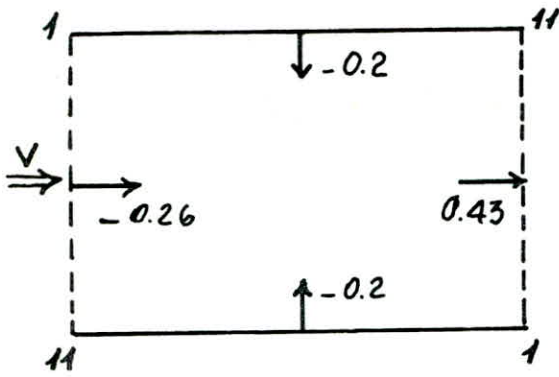
11



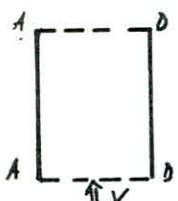
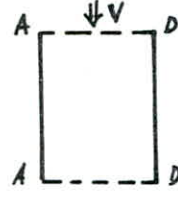
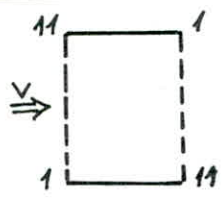
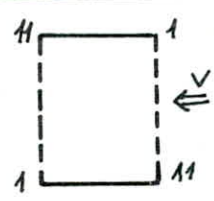
FAÇADA 11-1

12





		Versants de Toitures			
		AB - CD IJ - OP	DE - JK PQ - RS	FG - LM	GH - MN
FAÇADE A.D au Vent	Ce	-0.280	-0.280	-0.280	-0.280
	Ci	+0.66	+0.66	+0.66	+0.66
	Ce - Ci	-0.94	-0.94	-0.94	-0.94
FAÇADE DA au Vent	Ce	-0.280	-0.280	-0.280	-0.280
	Ci	+0.43	+0.43	+0.43	+0.43
	Ce - Ci	-0.710	-0.710	-0.710	-0.710
FAÇADE A.M au Vent	Ce	-0.3	-0.22	-0.165	-0.225
	Ci	+0.15	+0.15	+0.15	+0.15
	Ce - Ci	-0.45	-0.37	-0.315	-0.375
FAÇADE H.1 au Vent	Ce	-0.22	-0.3	-0.225	-0.165
	Ci	+0.295	+0.295	+0.295	+0.295
	Ce - Ci	-0.515	-0.595	-0.52	-0.46

	COEFF.	PAROIS ~			
		AD	DA	1.11	11.1
	C_e	+ 0.8	- 0.305	- 0.305	- 0.305
	C_i	- 0.187	+ 0.66	+ 0.483	+ 0.483
	$C_e - C_i$	+ 0.987	- 0.965	- 0.788	- 0.788
	C_e	- 0.305	+ 0.8	- 0.305	- 0.305
	C_i	+ 0.43	- 0.26	- 0.2	- 0.2
	$C_e - C_i$	- 0.735	+ 1.06	- 0.105	- 0.105
	C_e	- 0.305	- 0.305	+ 0.8	- 0.305
	C_i	+ 0.15	+ 0.15	- 0.191	+ 0.489
	$C_e - C_i$	- 0.455	- 0.455	+ 0.991	- 0.794
	C_e	- 0.305	- 0.305	- 0.305	+ 0.8
	C_i	+ 0.295	+ 0.295	+ 0.441	- 0.207
	$C_e - C_i$	- 0.6	- 0.6	- 0.746	+ 1.007

2

**ETUDE
DE
LA PINNE**

ÉTUDE DE LA PANNE.

Evaluation des charges

1. charges permanentes.

entaxe des pannes	1.2 m
Poids propre	20 dan/ml
Poids de la couverture + éléments divers	15 dan/m ²

$$C_p = 20 + 1,2 \cdot 15 = 38 \text{ dan/ml.}$$

2. surcharges climatiques

neige normale	$90 \cdot 1,2 = 108 \frac{\text{dan}}{\text{ml}}$
neige extrême	$5/3 \cdot 108 = 180 \frac{\text{dan}}{\text{ml}}$

Vent sur les toitures

$$V_n = (C_e - C_i) \cdot Q_c = -0,94 \times 51,1 = -48 \text{ dan/ml}^2$$

$$\Rightarrow V_n = -48 \cdot 1,2 = -57,6 \text{ dan/ml.}$$

Vent normal $V_n = -57,6 \text{ dan/ml.}$

Vent extrême $V_e = 1,75 \cdot V_n = 101 \text{ dan/ml.}$

On effectue le calcul de la panne selon la combinaison la plus défavorable.

$$4/3 \cdot C_p + 3/2 \cdot N_n = 213 \text{ dan/ml}$$

$$C_p + N_e = 218 \text{ —||—}$$

$$C_p + 3/2 \cdot V_n = -48,4 \text{ —||—}$$

$$C_p + V_e = -63 \text{ —||—}$$

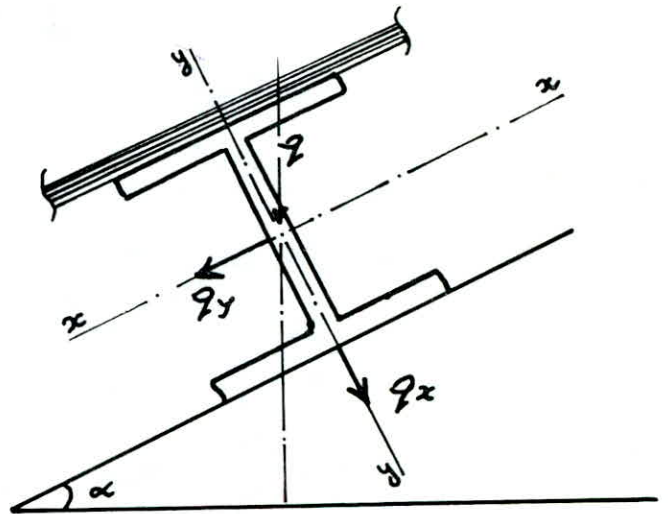
Soit la combinaison $(C_p + N_e)$ à prendre pour le calcul.

$$q = 218 \text{ dan/ml.}$$

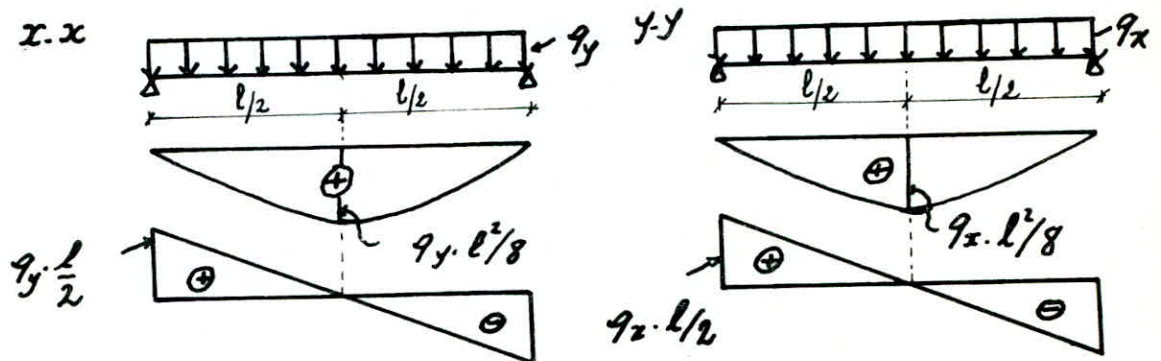
la Pente est de : $\alpha = 11,3^\circ$

$$q_x = q \cdot \cos \alpha = 214 \text{ dan/ml.}$$

$$q_y = q \cdot \sin \alpha = 43 \text{ ---}$$



Calcul des efforts M, T



$$M_{x \max} = q_x \cdot l^2 / 8 = 214 \cdot 6^2 / 8 = 963 \text{ dan.m}$$

$$M_{y \max} = q_y \cdot l^2 / 8 = 194 \text{ dan.m}$$

$$T_{x \max} = q_x \cdot l / 2 = 642 \text{ dan.}$$

$$T_{y \max} = q_y \cdot l / 2 = 129 \text{ ---}$$

Dimensionnement de la panne.

$$\sigma = M_x / w_{x \text{ nec}} + M_y / w_{y \text{ nec}} \leq \sigma_e$$

$$\eta = w_x / w_y.$$

$$w_{x \text{ nec}} \geq M_x (1 + \eta \cdot M_y / M_x) / \sigma_e.$$

$$\text{soit } \eta = 7.$$

$$w_{x \text{ nec}} \geq 96,7 \text{ cm}^3, \text{ Nous choisissons un IPE 160 } (w_x = 109 \text{ cm}^3)$$

$$C_p = 15,8 + 1,2 \cdot 15 = 33,8 \text{ dan/ml.}$$

$$q = 213,8 \text{ dan/ml.}$$

$$q_x = 209,7 \text{ ---}$$

$$q_y = 41,9 \text{ ---}$$

$$\begin{aligned} M_{0x} &= q_x \cdot l^2/8 = 943,7 \text{ dan.m} & T_x &= q_x \cdot l/2 = 629 \text{ dan} \\ M_{0y} &= q_y \cdot l^2/8 = 188,6 \text{ —''—} & T_y &= q_y \cdot l/2 = 126 \text{ —''—} \end{aligned}$$

* Vérifications

1. Vérification à la résistance.

$$\sigma = M_{0x}/W_x + M_{0y}/W_y = 1995,12 < \sigma_e \text{ (Vérifié)}$$

2. Vérification au cisaillement

$$\tau_{xx} = T_y \cdot S^{xy}/I_y \cdot 2e_s \quad \text{avec } S^{xy} = 2 \cdot \frac{(b-2a)}{2} e_s \left(\frac{b-2a}{4} + \frac{ea}{4} \right)$$

$$\tau_{yy} = T_x \cdot S^{xz}/I_x \cdot 2e_a \quad S^{xz} = 61,9 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow \begin{aligned} \tau_{xx} &= 15,45 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e/4,54 \\ \tau_{yy} &= 89,6 \text{ —''—} < \text{—''—} \end{aligned} \quad (\text{Vérifiées})$$

3. Vérification à la rigidité.

$$\text{Flèche admissible : } \bar{f} = l/200 = 3 \text{ cm}$$

On effectue le calcul de la flèche sans pondérer les charges et suivant la réglementation en vigueur

$$q' = q_p + N_n = 141,8 \text{ dan/ml}$$

$$q'_x = q' \cdot \cos \alpha = 139 \text{ —''—}$$

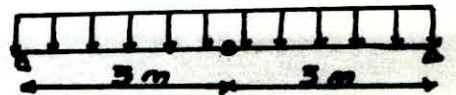
$$q'_y = q' \cdot \sin \alpha = 27,8 \text{ —''—}$$

$$f_x = 5 q'_x \cdot l^4 / 384 \cdot E \cdot I_x = 1,29 \text{ cm} < \bar{f} \text{ (Vérifiée)}$$

$$f_y = 5 \cdot q'_y \cdot l^4 / 384 \cdot E \cdot I_y = 3,27 \text{ cm} > \bar{f}$$

$f_y > \bar{f}$, on doit mettre des liernes afin de diminuer la longueur de flambement, elles sont disposées à mi-travée

$$f_y = \frac{0,0052 \cdot q'_y \cdot (l/2)^4}{E \cdot I_y}$$



$$= 0,081 \text{ cm} < \bar{f} = 1,5 \text{ cm} \text{ (Vérifiée)}$$

4. Vérification au déversement

La panne est maintenue latéralement à la membrure supérieure par les fixations

- des couvertures, empêchant tout déplacement latéral de cette membrure, tandis que les efforts de soulèvement dus au vent entraînant pratiquement dans tous les cas des efforts de compression dans la membrure inférieure des pannes (Fléxion de la Panne) il en résulte ce qu'on appelle la phénoména de deversement.

* Vérification Préliminaire

$$d_f = 3,5 \cdot l / b = 3,5 \cdot 300 / 8,2 = 128$$

$$\rightarrow k_y = 2,785 \quad (\text{Tab. 1 p. 211 CM 66})$$

$$q'' = c_p + v_e = 33,8 - 101 = -67,2 \text{ dan/ml}$$

$$\sigma_F = q'' \cdot l^2 / 8 \cdot w_x = 67,2 \cdot 6^2 \cdot 10^2 / 8 \cdot 109 = 297,4 \frac{\text{dan}}{\text{cm}^2}$$

$$k_y \cdot \sigma_F = 792,6 < \sigma_e \quad (\text{Vérifiée})$$

Pas risque de deversement.

- Calcul des liernes

les liernes agissent comme des appuis dans le plan des versants, elles doivent reprendre les réactions d'appuis, en outre ces liernes doivent s'opposer aussi à la rotation de la panne. On a un encastrement de la couverture sur la panne, de plus la couverture n'est pas fragile on admet qu'il n'y a pas rotation de la Panne.

$$q_y = 27,8 \text{ dan}$$

$$M_{\text{max}} = q_y \cdot l^2 / 8$$

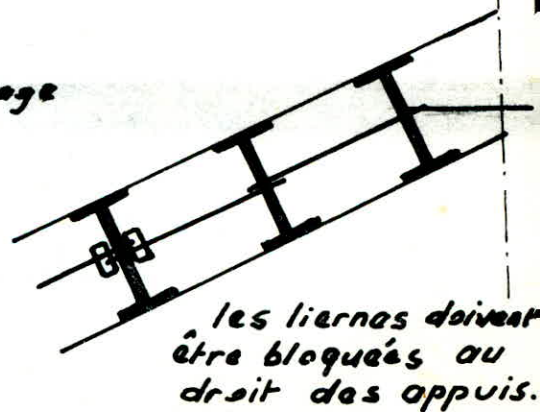
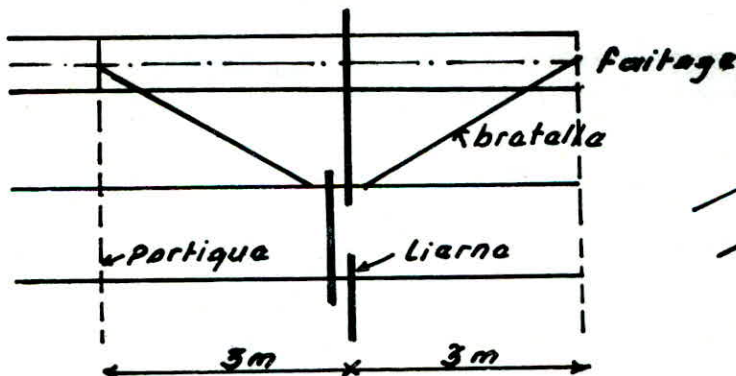
$$R_A = 1,25 q_y \cdot l$$

$$= 1,25 \cdot 27,8 \cdot 3 = 104,25 \text{ dan}$$

$$\sigma = F / A_r \leq \sigma_e \Rightarrow A_r \geq F / \sigma_e$$

$$A_r \geq 104,25 / 2400 = 0,043 \text{ cm}^2$$

nous choisissons des ronds $\phi 10$



les liernes doivent être bloqués au droit des appuis.

Comme les liernes sont nécessaires afin de diminuer la longueur de flambement et f_y soit inférieure à \bar{f} , De plus M_y diminue car la panne est sur trois appuis dans le sens x , Dans ce cas on effectue le calcul de la panne avec un profilé moins important, soit l'IPE 140 ---

$$C_p = 12,9 + 1,2 \cdot 15 = 30,9 \text{ dan/ml}$$

$$q = 203 \text{ dan/ml}$$

$$q_x = 199 \text{ --- " ---}$$

$$q_y = 40 \text{ --- " ---}$$

$$M_x = q_x \cdot l^2 / 8 = 895,5 \text{ dan.m}$$

$$M_y = q_y \cdot l^2 / 8 = 45 \text{ dan.m} \quad (l = 3 \text{ m})$$

$$T_x = q_x \cdot l / 2 = 597 \text{ dan}$$

$$T_y = q_y \cdot l / 2 = 60 \text{ --- " ---}$$

Vérifications

- à la résistance :

$$\sigma = M_x / W_x + M_y / W_y = 1524,3 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_a$$

- au cisaillement :

$$\tau_{xx} = T_y \cdot S^{yy} / I_{yy} \cdot 2ea = 7,8 \text{ dan/cm}^2 < \tau_a / 1,54$$

$$\tau_{yy} = T_x \cdot S^{xx} / I_{xx} \cdot 2ea = 51,9 \text{ dan/cm}^2 < \tau_a / 1,54$$

$$\text{avec } S^{yy} = 2(b - 2a)es \left(\frac{b-a}{4} + g'u \right) = 8 \text{ cm}^3$$

$$S^{xx} = 44,2 \text{ cm}^3$$

- à la rigidité :

$$q' = C_p + N_n = 138,9 \text{ dan/ml}$$

$$q'_x = 136 \text{ dan/ml}$$

$$q'_y = 27 \text{ --- " ---}$$

$$f_x = 5 \cdot q'_x \cdot l^4 / 384 \cdot EI_x = 2,02 \text{ cm} < \bar{f} = 3 \text{ cm}$$

$$f_y = 0,0052 \cdot q'_y \cdot l^4 / E \cdot I_y = 0,15 \text{ cm} < \bar{f} = 1,5 \text{ cm}$$

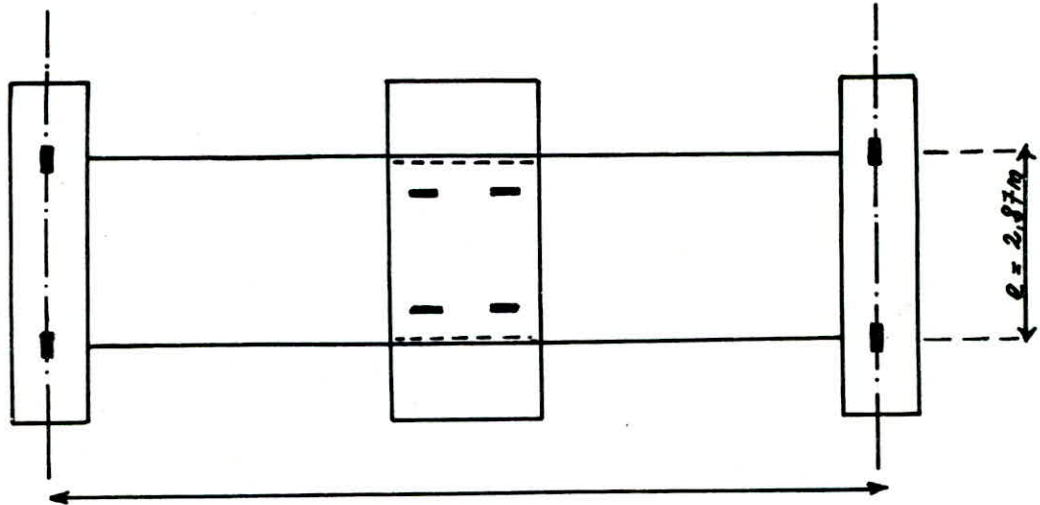
conclusion : Nous prenons comme panne un "IPE 140"

3

**PONT
ROULANT**

-- PONT ROULANT --

On a deux (02) ponts roulants identiques dont la capacité levante est de cinq (05) tonnes; ils circulent indépendamment sur deux chemins de roulement



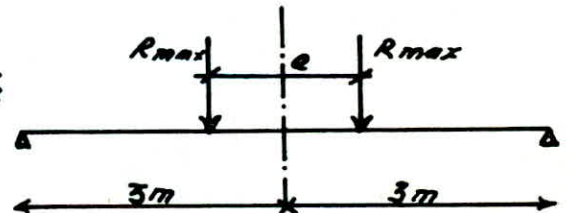
- * Caractéristiques du pont roulant : (05 tonnes)
 $R_{max} = 3710 \text{ dan}$ $H_L = 640 \text{ dan}$
 $R_{min} = 1230 \text{ dan}$ $H_l = 540 \text{ dan}$
 La flèche admissible est : $f = l/750$

I Calcul de la poutre de roulement

schéma statique de la poutre de roulement

= Détermination des efforts max.

A l'aide du théorème de Barré nous déterminons la position des charges donnant les efforts max (N_{max} , T_{max})



1. Moment Fléchissant max : M_{max}

$$R = R_A + R_B = 3710 + 3710 = 7420 \text{ dan}$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow$$

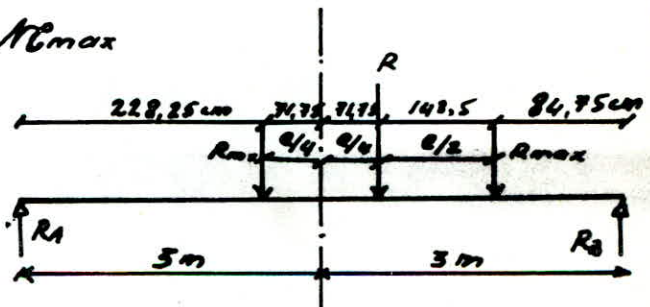
$$R_A = -R \left(\frac{l}{2} - \frac{e}{4} \right) / l$$

$$R_A = 7420 \left(\frac{600}{2} - \frac{287}{4} \right) / 600$$

$$= + 2823 \text{ dan}$$

$$R_B = 7420 \left(300 + \frac{287}{4} \right) / 600 = 4597 \text{ dan}$$

$$M_{max} = R_A \left(\frac{l}{2} - \frac{e}{4} \right) = 644350 \text{ dan.cm}$$



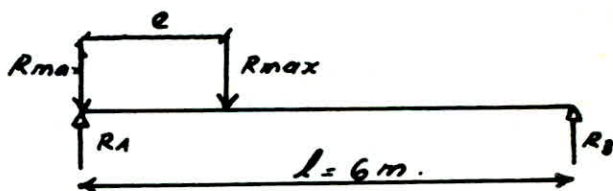
2. Effort tranchant max

$$\sum M_0/B = 0$$

$$R_A = R_{max} (2l - e) / l$$

$$= 5645 \text{ dan}$$

$$T_{max} = R_A = 5645 \text{ dan.}$$

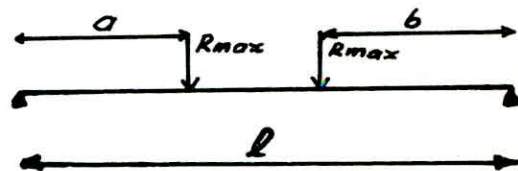


Prédimensionnement de la poutre de roulement

Pour une charge concentrée située à une distance c de l'appui.

(CM 66, P. 266).

$$f = ql^2 c (3 - 4c^2/b^2) / 48EI$$



$$f_{tot} = f_1 + f_2$$

$$f_1 = R_{max} \cdot l^2 \cdot a (3 - 4a^2/l^2) / 48EI$$

$$f_2 = R_{max} \cdot l^2 \cdot b (3 - 4b^2/l^2) / 48EI$$

$$f_1 + f_2 = \frac{R_{max}}{48EI} [(3l^2 - 4a^2) \cdot a + (3l^2 - 4b^2) \cdot b] < \bar{f}_t$$

$$I \geq R_{max} [(3l^2 - 4a^2) \cdot a + (3l^2 - 4b^2) \cdot b] / 48E \bar{f}_t$$

$$a = 228,25 \text{ cm}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^6$$

$$b = 84,75 \text{ —}$$

$$\bar{f} = l/750 = 0,8 \text{ cm}$$

$$l = 600,00 \text{ —}$$

$$R_{max} = 3710 \text{ dan}$$

$$\Rightarrow I \geq 13251,82 \text{ cm}^4$$

on choisit un HEA 280 ...

$$I_x = 13670 \text{ cm}^4$$

$$S_{xx} = 556 \text{ cm}^3$$

$$W_x = 1010 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_{s1} = M_{max} / W_x = 638 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e \text{ vérifiée}$$

$$\tau_{s1} = T_{max} \cdot S_{xx} / I_x \cdot e_a = 287 < \tau_e / 1,54 \text{ vérifiée}$$

Poids propre $P = 76,4 \text{ dan/ml}$

— du rail : 32 dan/ml

$$\Rightarrow G = 76,4 + 32 = 108,4 \text{ dan/ml}$$

$$M_{max} = G \cdot l^2 / 8 = 488 \text{ dan.cm}$$

$$T_{max} = G \cdot l / 2 = 325 \text{ dan.}$$

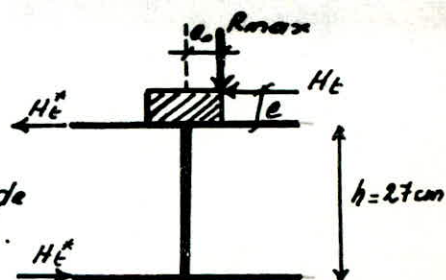
$$\sigma_p = M_{max} / W_x = 48,32 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

$$\tau_p = T_{max} \cdot S^* / I_x \cdot e_a = 16,52 \text{ dan/cm}^2 < \tau_e / 1,54$$

Charges horizontales

1. charges transversales

l'excentricité de $R_{max} \Rightarrow$ moment de torsion M_{dt} .



$$N_{Gt} = R_{max} \cdot e_0 + H_t \cdot c$$

$$= 3710 \cdot 1,5 + 640 \cdot 6,5 = 9725 \text{ dan} \cdot \text{cm}$$

$$H_t^* = H_t + N_{Gt}/h = 640 + 9725/27 = 1000 \text{ dan}$$

$$N_{Gmax} = H_t^* \cdot h = 1000 \cdot 27 = 27000 \text{ dan} \cdot \text{cm}$$

$$T_{max} = H_t^* (2l - e) / l = 1000 (2 \cdot 600 - 287) / 600 = 1522 \text{ dan}$$

* Dimensionnement de la poutre de freinage.

- La poutre prend appui sur 02 poteaux successifs

Poids propre : 20 dan/ml

-||- de la moitié de la passerelle : 100 dan/ml.

$$q = 120 \text{ dan/ml}$$

$$N_{Gmax} = q l^2 / 8 = 540 \text{ dan} \cdot \text{cm}$$

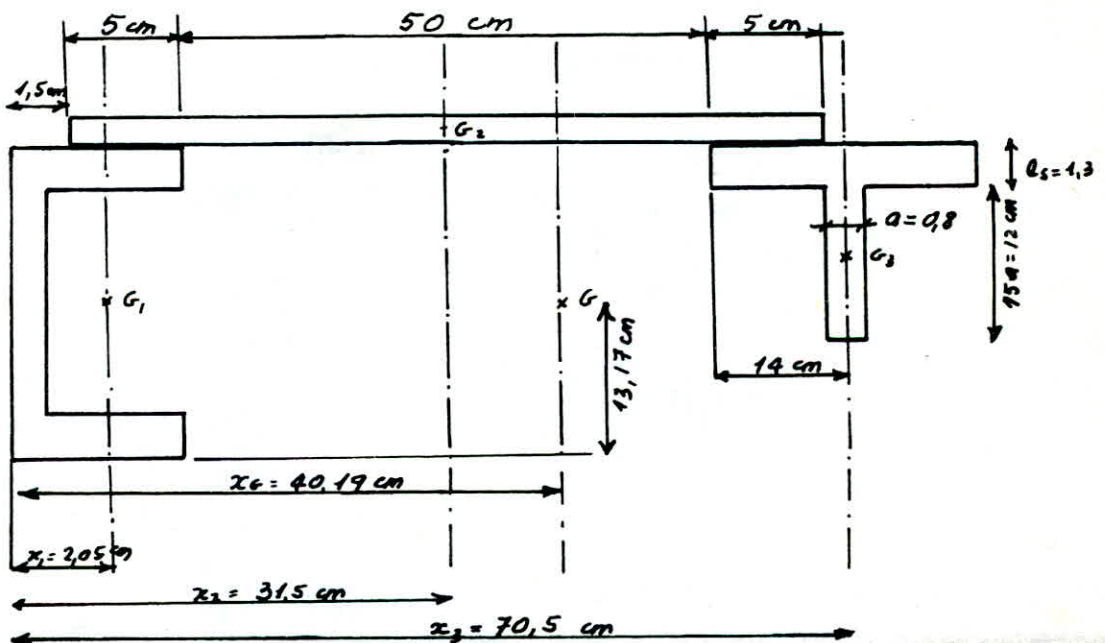
* Prédimensionnement de la poutre de freinage à la flèche

$$f = 5 \cdot q \cdot l^4 / 384 EI \leq \bar{f} = l / 300$$

$$\Leftrightarrow I \geq 5 q l^4 / 384 \cdot E \cdot \bar{f}$$

$$\Leftrightarrow I \geq 482 \text{ cm}^4$$

- on choisit un UAP 150 ($I_x = 797 \text{ cm}^4$)



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

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

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

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

$$x_3 = 70,5 \text{ cm}$$

$$A_3 = 28 \cdot 1,3 + 0,8^2 \cdot 12 = 46 \text{ cm}^2$$

$$x_G = (x_1 \cdot A_1 + x_2 \cdot A_2 + x_3 \cdot A_3) / (A_1 + A_2 + A_3) = 40,19 \text{ cm}$$

$$I_1 = A_1 (x_G - x_1)^2 = 33311,7 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = A_2 (x_G - x_2)^2 = 4530,97 \text{ cm}^4$$

$$I_3 = A_3 (x_3 - x_G)^2 = 42260 \text{ cm}^4$$

$$\begin{aligned}
 J_1 &= J_{x_1} + I_1 = 93,3 + 33311,7 \\
 J_2 &= J_{x_2} + I_2 = \frac{1}{12} \cdot 1,60^3 + 4530,97 \\
 J_3 &= J_{x_3} + I_3 = 13354 + 42260
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 J_y &= J_1 + J_2 + J_3 = 111550 \text{ cm}^4 \\
 W_y &= J_y / x_G = 2776 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

Vérif. au cisaillement pour la poutre de freinage sous l'effort transversal $H_t^* \rightarrow T_{\max}^{**}$

$$\tau_{pf} = T_{\max}^{**} \cdot S^{IV} / e \cdot I_y = 21,36 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e / 1,54$$

avec $S^{IV} = 22,9 \cdot (40,19 - 2,05) + (40,19 - 1,5)^2 / 2$.

$$\sigma_{s_2} = M_{\max} / W_y = 27000 / 2776 = 9,73 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

$$\tau_{s_2} = T \cdot S^{IV} / e_s \cdot J_y = 41,45 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e / 1,54$$

(avec $S^{IV} = 28 \cdot 1,3 \cdot 30,37$)

Charge horizontale longitudinale

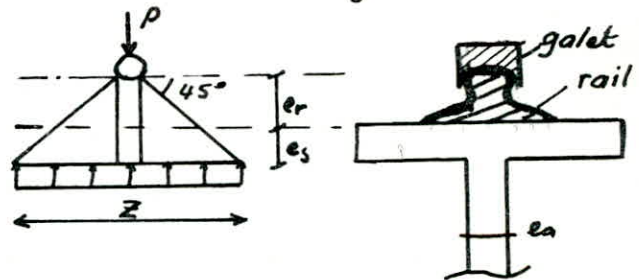
$$H_L = 540 \text{ dan}$$

$$\sigma_{s_3} = H_L / A_s + 15e_a = 12,25 \text{ dan/cm}^2$$

$$\tau_{s_3} = 0 \text{ (car } \sigma_{s_3} \text{ est une contrainte de compr. simple)}$$

Contraintes secondaires dues aux charges localisées.

$$\begin{aligned}
 a &= 50 \text{ mm} \\
 e_s &= 13 \text{ mm} \\
 e_r &= 65 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



$$Z = a + 2(e_r + e_s) = 206 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_y &= \psi_f \cdot P / Z \cdot e_a & P &= 3/2 \cdot R_{\max} = 5565 \text{ dan} \\
 & & \psi_f &: \text{coef. de fatigue} = 1,15 \\
 & & & \text{(Recommandation C.T.I.C.M)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_y &= 395 \text{ dan/cm}^2 \\
 \sigma_y &= 0,2 \cdot \sigma_y = 79 \text{ dan/cm}^2
 \end{aligned}$$

Vérifications :

1. vérif. à la résistance

$$\begin{aligned}
 4/3 \cdot \psi_1 \cdot \sigma_p + 3/2 (\psi_1 \cdot \sigma_{s_1} + \sigma_{s_2} + \sigma_{s_3}) &= 1252,2 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e \\
 \text{avec } \psi_2 &: \text{coef. de choc} = 1,1 \\
 \psi &: \text{coef. dynamique} = 1,2
 \end{aligned}$$

Vérif. de la pression localisée.

$$\sigma_y = 395 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e.$$

Vérif. du cisaillement : $4/3 \cdot \psi_2 \cdot \tau_p + 3/2 \cdot (\psi_2 \tau_{s1} + \tau_{s2} + \tau_{s3}) \leq \tau_e / 1,54$
 $= 603 \text{ dan/cm}^2 < \tau_e / 1,54$

Contraintes multiples :

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

$$\sigma_x = \psi_2 \tau_p + \psi_2 \cdot \tau_{s1} + \tau_{s2} + \tau_{s3} = 809 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_y = 395 \text{ dan/cm}^2$$

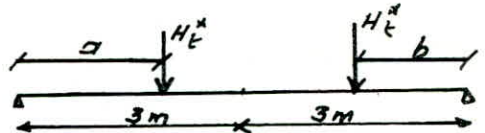
$$\tau = \psi_2 \cdot \tau_p + \psi_2 \cdot \tau_{s1} + \tau_{s2} + \tau_{s3} = 390 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma = (809^2 + 395^2 - 809 \cdot 395 + 3 \cdot 390^2)^{1/2}$$

$$\sigma = 973 \text{ dan/cm}^2 < 1,2 \sigma_e \text{ Vérif.}$$

* Vérif. de la flèche horizontale.

- Détermination de N_{max} selon le théorème de Barré.



$$f = H_E^* [(3l^2 - 4a^2)a + (3l^2 - 4b^2)b] / 48EI$$

$$= 0,2 \text{ cm} < \bar{f} \quad (\bar{f} = l/2000 = 0,3 \text{ cm})$$

* Vérif. au voilement

- Condition de non voilement de l'âme.

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

$$\sigma = 12,52 \text{ dan/cm}^2$$

$$\tau = 6,03$$

$$34,33 < 16507$$

pas risque de voilement, les raidisseurs sont inutiles mais il est recommandé de mettre des raidisseurs au droit des appuis et des charges on adoptera des raidisseurs à l'appui et en travée distants de 1,5 m.

Etude des raidisseurs :

à l'appui : $h_a = 247 \text{ mm}$

largeur des raidisseurs

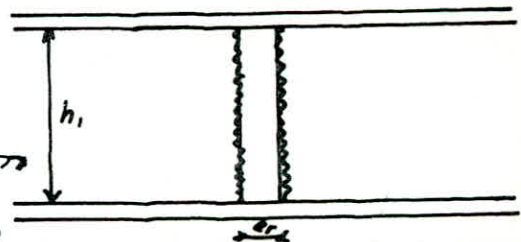
$$b_r \geq h_a / 30 + 40 = 48,5 \text{ mm}$$

soit $b_r = 135 \text{ mm}$

$$e_r = 10 \text{ mm}$$

$$B_r \geq 180$$

$$B_r = 200 \text{ mm}$$



condition de non écrasement

$$T / (e_r \cdot B_r) < 1,5 \sigma_e$$

$$T = 4/3 \cdot \psi_2 \cdot T_p + 3/2 \cdot 4 \cdot T_{s1} = 11069 \text{ dan}$$

$$T / (e_r \cdot B_r) = 95 < 1,5 \cdot \sigma_e$$

on adoptera les mêmes raidisseurs en travée

Vérif. des cordons de soudures

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

- on a des cordons latéraux, on doit vérifier

$$T / 0,75 \cdot a_x \cdot \sum l_i < \sigma_a$$

$$533 < \sigma_a \quad \text{avec } \sum l_i = 49,4 \text{ cm}$$

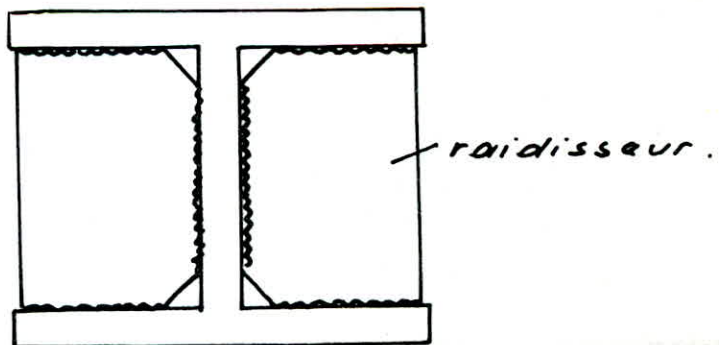
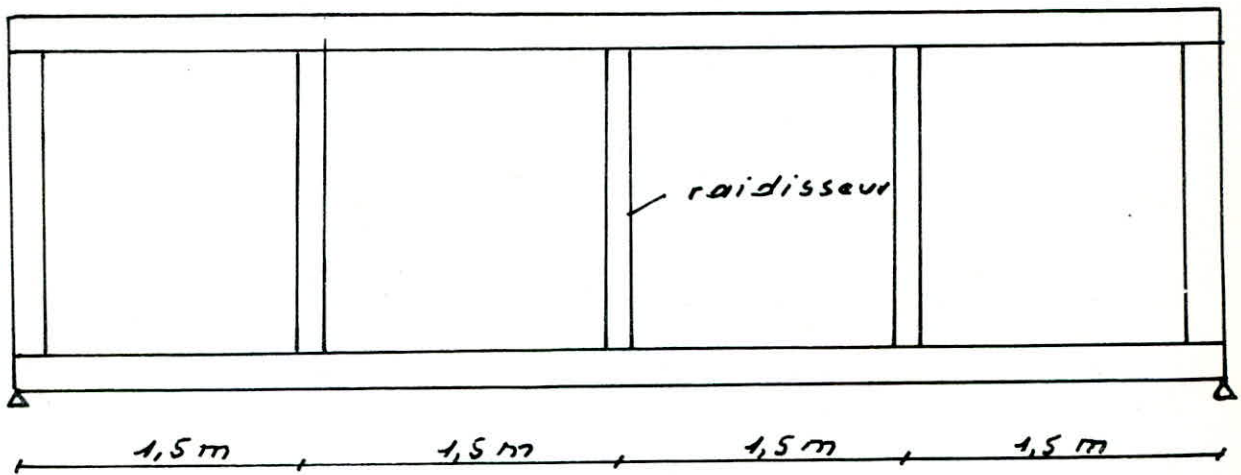
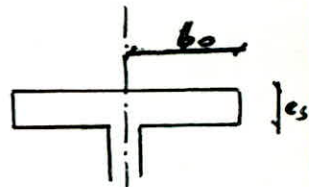
Vérif. de la contrainte critique :

$$\sigma_{cr} = 81 (100 e_s / b_0)$$

$$b_0 = 14 \text{ cm}$$

$$e_s = 1,3 \text{ cm}$$

$$\sigma_{cr} = 752,15 < \sigma_a$$



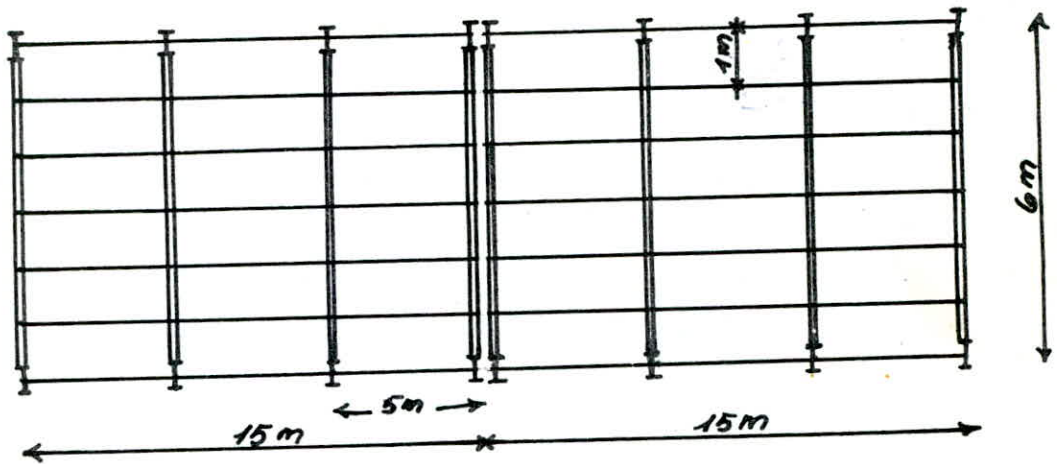
4

**ETUDE
DU
PLANC'HER**

-- ETUDE DU PLANCHER -- (administratif)

Le bâtiment administratif se trouve à l'intérieur de la halle, c'est un (R+1) avec plancher mixte.

L'entraxe des poutres 5m
 —)) — —)) — Poutrelles (solives) 1m



Evaluation des charges.

1. Charges permanentes.

Carrelage (2cm)	2000. 0,02	40	dan
Sable (3cm)	1800. 0,03	54	"
Dalle en béton (8cm)	2500. 0,08	200	"
Ossature métallique (TN40)		20	"
Faux plafond Placoplatre		28	"
Mortier de pose (2cm)		40	"
Cloisons		75	"

457 dan/m²

2. Surcharges d'exploitation

salles et bureaux $P = 500 \text{ dan/m}^2$

Prédimensionnement de la solive.

Poids propre de la solive = 20 dan/ml

C_p : sur la solive $457.1 + 20 = 477 \text{ dan/ml}$

La solive est encastree à ses deux extremités, elle travaille en flexion simple.

$$q = 4/3 \cdot C_p + 3/2 P = 1386 \text{ dan/ml}$$

Prémensionnement à la flèche.

$$q' = c_p + p = 477 + 500 = 977 \text{ dan/ml.}$$

Poutre biencastée : la flèche est $f = 5q' \cdot l^4 / 384EI$
 La flèche admissible $\bar{f} = l/300 = 500/300 = 1,67 \text{ cm}$

$$f \leq \bar{f} \Rightarrow I \geq 5q' \cdot l^4 / 384E \cdot \bar{f}$$

$$I \geq 453 \text{ cm}^4$$

On choisit un IPE 180

Vérifications.

1. Vérif. à la résistance

$$c_p = 457 + 18,8 = 475,8 \text{ dan/ml}$$

$$q = 4/3 \cdot c_p + 2/3 \cdot p = 1384,4 \text{ dan/ml}$$

$$M_{\max} = q \cdot l^2 / 12 = 2884,17 \text{ dan. m}$$

$$\sigma_p = M_{\max} / w_x = 1975,5 < \sigma_a \text{ (Vérifiée)}$$

2. Vérif. au cisaillement.

$$T_y = q \cdot l / 2 = 3461 \text{ dan}$$

$$\tau_y = T_y \cdot S^* / I_x \cdot a = 413 \text{ dan/cm}^2 < \tau_a / 1,54 \text{ (Vérifiée)}$$

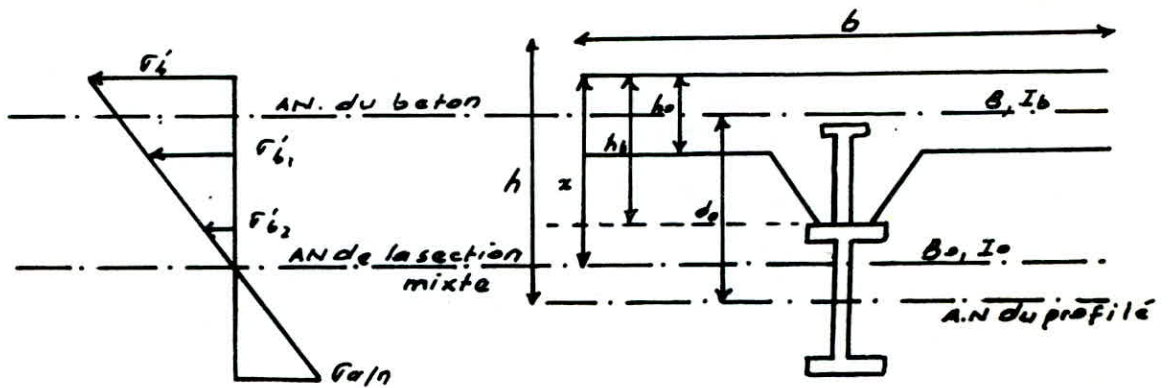
3. Vérif. à la rigidité.

$$q' = c_p + p = 975,8 \text{ dan/ml.}$$

$$f = q' \cdot l^4 / 384EI = 0,57 \text{ cm} < \bar{f}$$

4. Vérif. au déversement.

les deux semelles sont solidarisées
 par les louches constituant le plancher.
 il n'y a pas risque de déversement.



$$\begin{aligned}
 h &= h_0/2 + d_0 \\
 B &= b h_0 \\
 B_0 &= B + nA \\
 I_b &= \frac{1}{2} \cdot b h_0^3
 \end{aligned}$$

On a deux cas possibles qui peuvent se présenter pour la détermination de la position de l'axe neutre de la partie composite.

1. Si $B/nA \leq 2(h-h_0)/h_0$ l'axe neutre passe au dessous de la section du béton seul (dalle)

$$\rightarrow x = h_0/2 + \frac{d_0 \cdot nA}{B_0}$$

2. Si $B/nA > 2(h-h_0)/h_0$ l'axe neutre passe dans la dalle.

$$\rightarrow x = \frac{2h}{1 + \sqrt{1 + 2bh/nA}}$$

Application numérique :

$$\begin{aligned}
 h_0 &= 8 \text{ cm} \\
 h_p &= 18 \text{ cm (IPE 180)} \\
 \text{hauteur des nervures} &= 4 \text{ cm} \\
 d_0 &= h_0/2 + 4 + h_p/2 = 17 \text{ cm} \\
 h &= h_0/2 + d_0 = 21 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

b : largeur de la dalle collaborante.

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

$$b = \min \begin{cases} 50 \text{ cm} \\ 50 \text{ cm} \\ 75 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow b = 50 \text{ cm}$$

largeur moyenne de la nervure du béton (renformis) 8 cm
 les nervures du platelage sont orientées parallèlement aux portées pour $b = 50 \text{ cm}$.

$$\begin{array}{l} B/nA = 1,116 \\ 2(h-h_0)/h_0 = 3,25 \end{array} \quad / \Rightarrow \quad \begin{array}{l} B/nA < 2(h-h_0)/h_0 \\ \text{l'A.N tombe au dessous de} \\ \text{la dalle.} \end{array}$$

$$x = 12,88 \text{ cm}$$

Les constructions mixtes (Acier-béton) sont généralement employées lorsque les poutres des planchers métalliques supportant des dalles en B.A.

Il est indispensable d'assurer que les éléments en acier et en béton travaillent solidairement et qu'aucun glissement n'est possible au droit de leur jonction.

La transmission des forces de glissement de la poutrelle vers le béton se fait par des connecteurs ces derniers doivent assurer une solidarité aussi efficace que possible entre la solive et le B.A. En outre, ces connecteurs doivent s'opposer au soulèvement de la dalle et surtout résister à son glissement.

Comme il existe un renformis, il est nécessaire de s'opposer également à une dissolidarisation du béton du renformis de celui de la dalle en utilisant des connecteurs assez hauts pour qu'ils soient correctement ancrés dans la dalle.

On distingue plusieurs types de connecteurs parmi lesquels on a :

- Goujon à tête cylindrique de capacité

$$Q = 42 \cdot d \cdot \sqrt{d \cdot \sigma_j}$$

(d: diamètre du Goujon)

- Cornière dont : $Q = 40(2 + \sqrt{a}) \cdot \sqrt{d \cdot \sigma_j}$

(d: épaisseur de l'aile)

Espacement des connecteurs (Art. 3.32 CTICM)

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

$$t_c \leq 10 \cdot h_0 = 80 \text{ cm}$$

Soient des Goujons à tête cylindrique à utiliser

$$Q = 42 \cdot d \cdot \sqrt{d \cdot \sigma_j} \quad (\text{CTICM Art 3.4.22})$$

- d [cm]

- Q [dan]

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

Cette relation n'est valable que si :

$$1 < d < 3,2 \text{ cm}$$

$$h > 4d$$

$$0,6d \leq t_c \leq d$$

,

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

Soit un goujon :

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

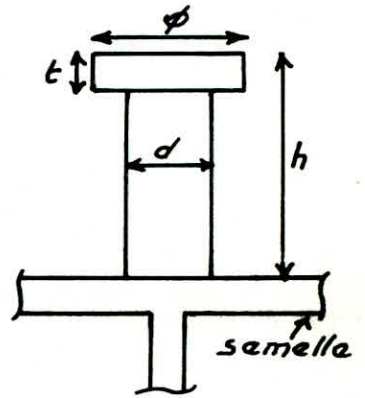
$$t = 1,2 \text{ cm}$$

$$h = 6 \text{ cm}$$

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

$$\bar{Q} = 42 \cdot 1,6 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 270}$$

$$= 1397 \text{ dan}$$



Action de l'effort tranchant (T)

(CTICM. art 2.41)

L'effort tranchant provoque un effort de glissement (dalle - solive) par unité de longueur.

$$T_i = T \cdot S^* / I \quad x > h_0$$

$S^* = d_0 \cdot n \cdot A \cdot B / B_0$ Moment statique / à l'A.N d'une partie de la section mixte située d'un côté de la ligne de contact (Acier - Béton)

$I_0 = I_b + nIA + S^* \cdot d_0$ Moment d'inertie de la section homogénéisée / à l'A.N de la section mixte.

$I_b = bV_0^3/3 + bV_0'^3/3 + (w \cdot e^3/12 + 4 \cdot 8 \cdot V_0'^2)$ Moment d'inertie de la section du béton (y compris le renformis)

I_a : Moment d'inertie du profilé.

$$A = 23,9 \text{ cm}^2$$

$$I_b = 50 \cdot 7,56^3/3 + 50 \cdot 4,44^3/3 + 8 \cdot 4^3/12 + 8 \cdot 4 \cdot 4,44^2$$

$$= 9334 \text{ cm}^4$$

$$B = 432 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 791 \text{ cm}^2$$

$$I_a = 1317 \text{ cm}^4$$

$$S^* = 17 \cdot 15 \cdot 23,9 \cdot 432 / 791 = 3328,5 \text{ cm}^3$$

$$I_0 = 85674 \text{ cm}^4$$

$$T_i = T S^* / I_0 \quad \text{avec } T = q \cdot l / 2,4$$

$$q = (G + 1,2P) b = 529 \text{ dan/ml} \rightarrow T = 1102 \text{ dan}$$

l'effort de glissement : $T_i = 42,81 \text{ dan/ml}$
soit un espacement de 25 cm entre les goujons
 $t = 25 \text{ cm}$.

L'effort pour un goujon est de $42,81 \cdot 25 = 1070 \text{ dan}$
 $< \bar{Q}$

Donc pas de glissement entre la dalle et la solive

* Vérification au cisaillement

(âme de la solive) IPE 180

$$q = (G + 1,2P) \cdot b$$

$$= (457 + 1,2 \cdot 500) \cdot 1 = 1057 \text{ dan/ml}$$

$$T_{\max} = q \cdot l/2 = 2643 \text{ dan}$$

la contrainte tangentielle engendrée par T est

$$\tau_{\max} = T_{\max} \cdot S^* \cdot A_a^b / I_{xx} \cdot e_a \cdot A_a^b$$

$$A_a^b = 14,6 \cdot 0,53 = 7,74 \text{ cm}^2$$

on dispose de 2 boulons $\phi 16$

$$\rightarrow A_a^b = A_a^b - 2\phi a = 5,94 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{\max} = 411 \text{ dan/cm}^2 < \tau_e / 1,52 \quad (\text{Vérifié})$$

* Vérifications des contraintes dans la section mixte

1. Contrainte dans le béton

$$\sigma_b' = M_b \cdot x / I_0$$

M: moment d'encastrement

$$M_b = q \cdot l^2 / 12 = 2202 \text{ dan.m}$$

$$x = 12,88 \text{ cm}$$

$$\sigma_b' = 2202 \cdot 10^4 \cdot 12,88 / 85674 = 33,1 < 3/4 \cdot \sigma_b \quad (\sigma_b = 135)$$

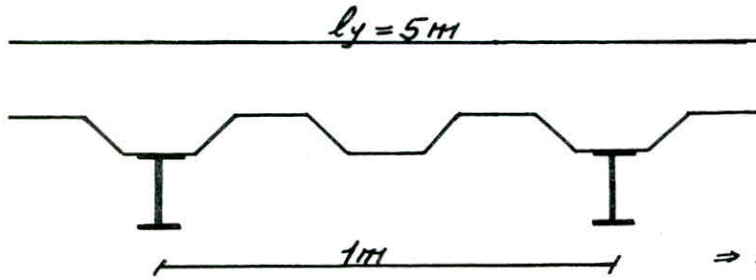
2. Contrainte dans la semelle supérieure de la solive.

$$\sigma_a = n \cdot M(x - h_b) / I_0 = 34 \text{ dan/cm}^2 < 7/8 \sigma_a \quad (\text{Vérifié})$$

3. Contrainte dans la semelle inférieure de la solive.

$$\sigma_a = n \cdot M(h_t - x) / I_0 = 660 \text{ dan/cm}^2 < 2/4 \sigma_a \quad (\text{Vérifié})$$

ETUDE DU PANNEAU DE DALLE .



$$l_x = 1m$$

$$l_y = 5m$$

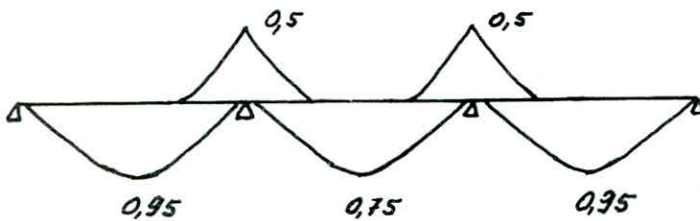
$$\beta = l_x / l_y = 0,2 < 0,4$$

⇒ la dalle travaille dans le sens l_x .

$$q_x = C_p + 1,2 \cdot S = 457 + 1,2 \cdot 500$$

$$= 1057 \text{ dan/ml}$$

$$M_{0x} = q_x \cdot l_x^2 / 8 = 132,13 \text{ dan.m}$$



travée de rive :

$$M_{0x} = 0,95 \cdot 132,13 = 125,5 \text{ dan.m}$$

travée intermédiaire :

$$M_{0x} = 0,75 \cdot 132,13 = 99,1 \text{ dan.m}$$

$$M_{0x} = 0,5 \cdot 132,13 = 66,1 \text{ dan.m}$$

$$h_t = 8 \text{ cm} \Rightarrow \phi \leq h_t / 10 = 8 \text{ mm}$$

Ferraillage :

$$\text{travée : } A_t = M_{0x} / (3 \cdot \sigma_a) = 1,024 \text{ cm}^2 \quad (\beta = 7/8 \cdot 5)$$

$$4T6 = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appui : } A_a = M_{0x} / (3 \cdot \sigma_a) = 0,54 \text{ cm}^2$$

soient 4T6 .

Appui de rive :

$$M_{0x} = 0,15 \cdot M_{0x} \Rightarrow A = M_{0x} / (3 \cdot \sigma_a) = 0,16 \text{ cm}^2$$

$$2T6 \quad (0,56 \text{ cm}^2 / \text{ml})$$

Panneau intermédiaire

$$A = M_{0x} / (3 \cdot \sigma_a) = 0,81 \text{ cm}^2 \quad (4T6 = 1,13 \text{ cm}^2)$$

Appui : 2T6

Sens y :

P. rive	$A_y = A_x / 4 = 0,26$	2T6
inter	$A_t / 4 = 0,20$	2T6

Condition de non fragilité

$$A_z/bh = (2-9)/2 \cdot 0,69 \cdot \bar{\sigma}_b / \sigma_{en} = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{x_1} = 1,13 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{x_2} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Vérif. de T

$$T = q \cdot l/2 = 528,5 \text{ dan}$$

$$\bar{\sigma} = T/b \cdot z = 1,21 \text{ dan/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b$$

⇒ pas d'armatures transversales

Vérif. à la fissuration

$$k = 1,5 \cdot 10^6$$

$$\eta = 1,6$$

$$\bar{\omega}_f = A/B_f = A/2bd = 1,13/2 \cdot 2 \cdot 100 = 2,8 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6/5 \cdot 2,8 \cdot 10^{-3} / (10 \cdot 2,8 \cdot 10^3 + 1) = 1307 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \left(k \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b / \phi \right)^{1/2} = 2,4 \cdot \left(1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9/6 \right)^{1/2} = 3687 \frac{\text{dan}}{\text{cm}^2}$$

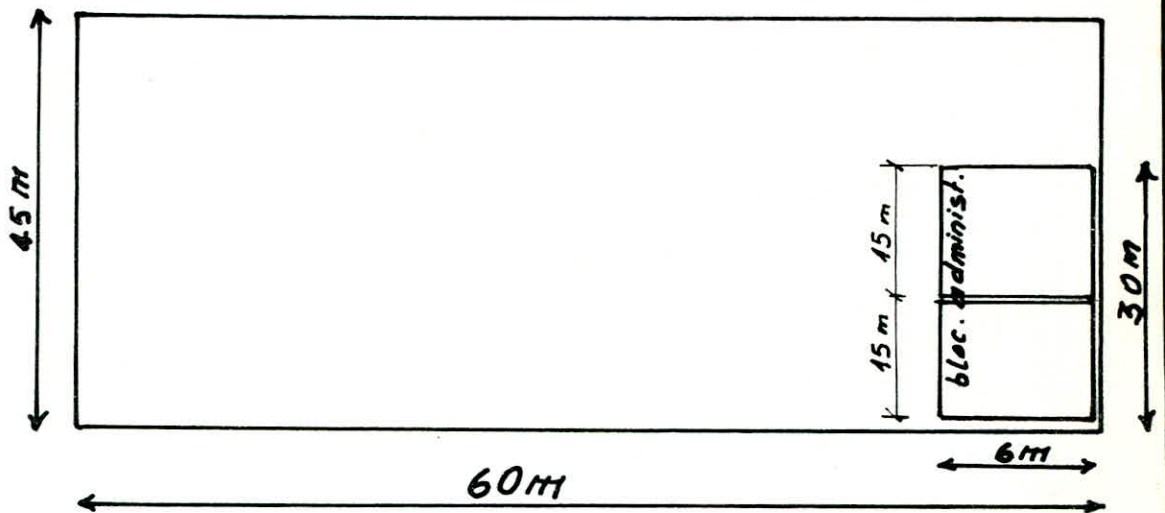
$$\sigma_a = \min \left(\begin{array}{l} 2/3 \cdot \sigma_{en} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right) = 2800 \text{ dan/cm}^2$$

5

**ETUDE
AU
S'EISME**

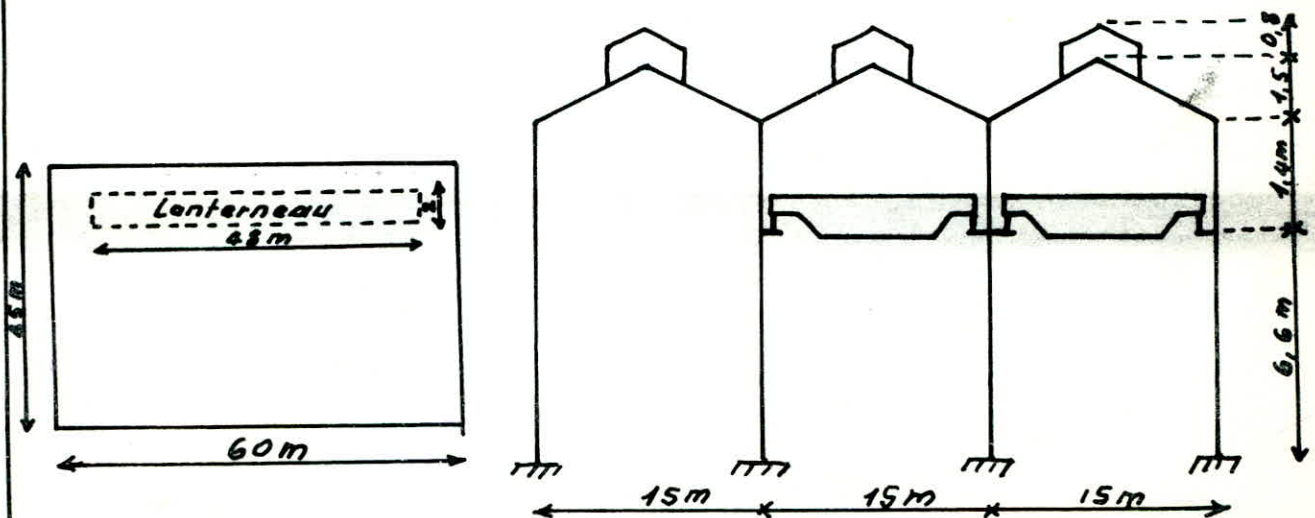
== ETUDE SISMIQUE ==

Cette étude va être faite conformément à la réglementation parasismique Algérienne en vigueur (RPAB1) Dans ce chapitre nous déterminons les forces qui vont agir sur la structure lors d'un séisme. Notre édifice est composé d'une halle et d'un bloc administratif indépendant à l'intérieur de ce même hangar. Nous étudierons séparément les deux blocs.



I. Étude sismique de la halle

- Portique à trois travées égales avec des lanternes qui surmontent une partie du comble.



* Action Sismique

- Formule sismique minimum (Formule de base)

Toute structure sera conçue et bâtie pour ne pas être détruite par les forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément suivant les axes principaux de l'édifice, conformément à la formule :

$$V = ABDQW$$

A: Coefficient d'accélération des zones qui dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

Notre halle est à usage industriel

→ groupe 2 (RPA 81)

zone sismique: II (setif). RPA 81 annexe 2

$$\Rightarrow A = 0.15$$

D: facteur d'amplification dynamique moyen il dépend de la nature du sol et des dimensions de la structure.

Calcul de la période: $T = 0.09H/\sqrt{L}$

H: hauteur du bâtiment ($H = 10.30 \text{ m}$)

L: dimension du bat. dans le sens de l'action sismique

- sens longitudinal: $L = 60 \text{ m} \rightarrow T = 0.1196 \text{ s}$

- sens transversal: $L = 45 \text{ m} \rightarrow T = 0.1382 \text{ s}$

On a un sol ferme (Fig. 4 RPA 81)

- sens long. $D = 2$

- sens trans. $D = 2$

B: facteur de comportement de la structure. il dépend du type de la structure et de la nature de ses contreventements. notre édifice est à Portique autostable

$$B = 0.25 \text{ (Tab. 2 P. 35 RPA 81)}$$

Q: facteur de qualité.

Le facteur de qualité du système de contreventement d'une structure est fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système, de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation et de la qualité du contrôle pendant la construction. la valeur est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1} P_q$$

P_q : la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q . Ces critères ainsi que les valeurs de P_q correspondant sont données par le tableau 3 RPA 81. P 39

- 1- Conditions mini des files Porteuses (non observée) $P_1 = 0,1$
- 2- Surabondance en Plan (non observée) $P_2 = 0,1$
- 3- Symétrie en Plan (observée) $P_3 = 0$
- 4- Régularité en élévation (observée) $P_4 = 0$
- 5- Contrôle de la qualité des matériaux (observée) $P_5 = 0$
- 6- Contrôle de la qualité de la construction - II - $P_6 = 0$

$$\sum_{q=1}^6 P_q = 0,2 \rightarrow Q = 1 + 0,2 = 1,2$$

* Calcul du Poids total de la structure: W

1- Pds de la structure principale

TN 40 : 12.60. (6,5.6)	28080
Pannes : 15,8. 60. 36	34128
Traverses (HEA 450) 140.11. 45	69300
Poteaux " " 140. 8. 4. 11	49280
Potelets (HEA 220) 59,5. 12. 11	6666
Lisses (IPE 200) 22,4 (2.60.3 + 45.3)	11088
bardage (TN 40) 12 [8.60.2 + (45.8 - 7.6.5)]	13320
Maçonnerie (4000 dan/m ³) 60.1. 400	24000
Poids de la structure principale : $W_s = 235862 \text{ dan}$	
Poids revenant à un Portique $W_{sp} = W_s / 11$	
$= 21442 \text{ dan}$	

2- Poids des trois lanterneaux

* Poids d'1 lanterneau.

TN 40 (12.1,3.48). 2	1498
Pannes 15,8. 48. 4	3084
Traverses (IPE 160) 15,8. 2. 9	284,5
Pieds droits (IPE 160) 15,8. 0,8. 9. 2 ...	227,5
Vitrage (20 dan/m ² , d = 1,2 m) ...	1536

$$W_L = 6630 \text{ dan}$$

Poids des 3 lanterneaux

$$W_{L_3} = 3.6630 = 19890 \text{ dan}$$

Pds du Lant. revenant à 1 Portique

$$W_{Lp} = 19890 / 9 = 2210 \text{ dan}$$

Poids total revenant à un portique.

$$W_p = W_{sp} + W_{Lp} = 21442 + 2210 = 23652 \text{ dan}$$

Voies de roulements : On a deux ponts roulants circulant sur deux voies différentes.

- Poutre de roulement (HEA 280) + rails : $108,4. 42. 2 = 9106$
- Pont + chariot : $2 (R_{max} + R_{min}) - N \cdot 2 (1230 + 3710) - 5000$
 $= 4880 \text{ dan}$
- Poutre de freinage UAP 150 + Passerelle : $(17,9 + 46,8). 42. 2$
 5434 dan
- Surcharge : 5000 dan.

Poids revenant à un Portique.

$$W_p = (9106 + 4880 + 5434) / 8 = 2428 \text{ dan}$$

la surcharge revenant au portique est :

$$W_{p2} = 2428 \cdot 2 + 10000 = 14856 \text{ (2 ponts roulants)}$$

niveau pont roulant :

$$W = W_p + W_{p2} = 23652 + 14856 = 38508 \text{ dan}$$

$$V = A B D Q W = 0,15 \cdot 0,25 \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot 38508 = 3466 \text{ dan}$$

Distribution des forces latérales (art. 3.33 RPA 81)

$$V = F_t + \sum F_i \quad T < 0,7s \Rightarrow F_t = 0 \Rightarrow V = \sum F_i$$

la partie restante de l'effort horizontal total V est distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_k = V \cdot W_k \cdot h_k / \sum W_i \cdot h_i$$

niveau traverse

$$F_1 = V \cdot W_1 \cdot h_1 / (W_1 \cdot h_1 + W_2 \cdot h_2)$$

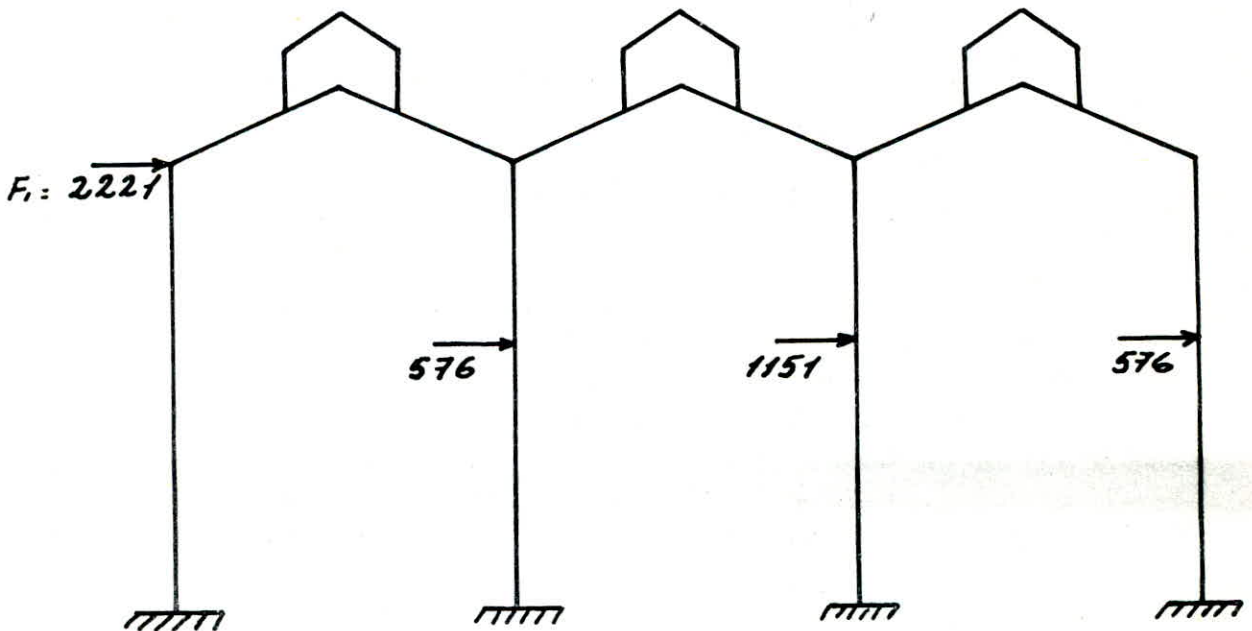
$$= 3466 \cdot 23652 \cdot 8 / (23652 \cdot 8 + 14856 \cdot 6,6)$$

$$F_1 = 2221 \text{ dan}$$

niveau Pont roulant.

$$F_2 = V \cdot W_2 \cdot h_2 / (W_1 \cdot h_1 + W_2 \cdot h_2)$$

$$= 1151 \text{ dan.}$$



Bloc administratif Evaluation des charges.

niveau: 1	Traverse (sablière) IPE 160: 15,8.10.6 ... 948
	Pds propre poteau HEA. 260 68,2.8.3,5...1909,6
	Plafond + étanchéité (suspendu) 20.15.6...1800
	Couverture des parois (panneaux) 30.3,8.15.2...3420

8078 dan

Surcharge (100 dan/m²)
100.15.6 = 9000 dan.

* $W = \text{Pds total de la structure} + 25\% \text{ charges d'exp.}$

$$W_1 = 8078 + 1/4 \cdot 9000 = 10328 \text{ dan}$$

niveau: 2.	Pds propre poteau (HEA.260): 68,2.8.3 = 1636,8 dan
	Solives 18,8.15.7 1974 —
	Traverses (IPE 300) 42,2.4.6 1012,8 —
	Couvertures 30.3.15.2 2700 —
	Plancher 457.15.6 41130 —

48454 dan

Surcharges d'exploitation (500 dan/m²)
500.15.6 = 45000 dan.

$$W_2 = 48454 + 1/4 \cdot 45000 = 59704 \text{ dan}$$

$$W_{\text{tot}} = W_1 + W_2 = 70032 \text{ dan.}$$

$$A = 0,15 \quad H = 6,5 \text{ m}$$

- sens longitudinal $L = 6 \text{ m} \quad T = 0,09 \cdot 6,5 / \sqrt{6} = 0,2395$
 - sens transversal $L = 30 \text{ m} \quad T = 0,09 \cdot 6,5 / \sqrt{30} = 0,1075$

dans les 2 sens $D = 2$
 $B = 0,25 \quad ; \quad Q = 1,2.$

$$V = ABDQW = 0,15 \cdot 0,25 \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot 70032 = 6303 \text{ dan.}$$

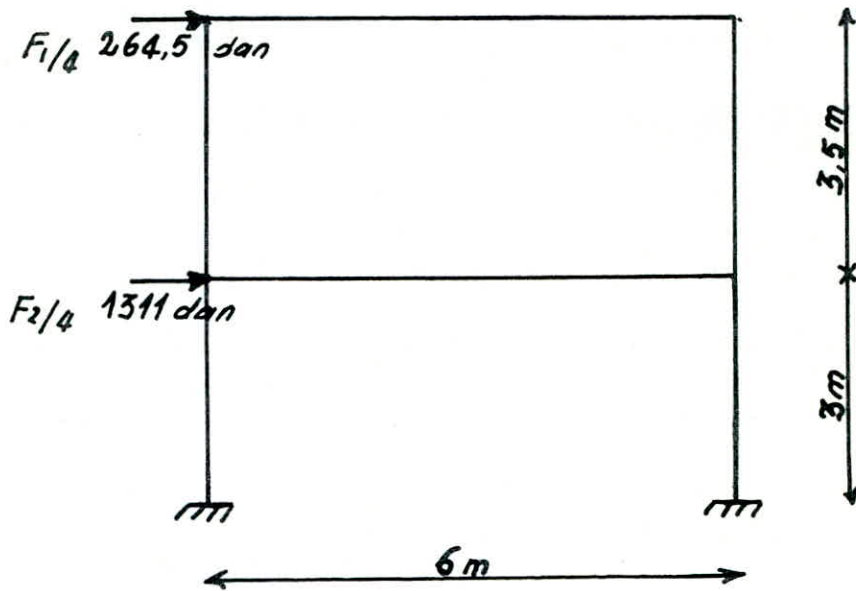
Distribution des forces latérales

$$T < 0,75 \Rightarrow F_t = 0$$

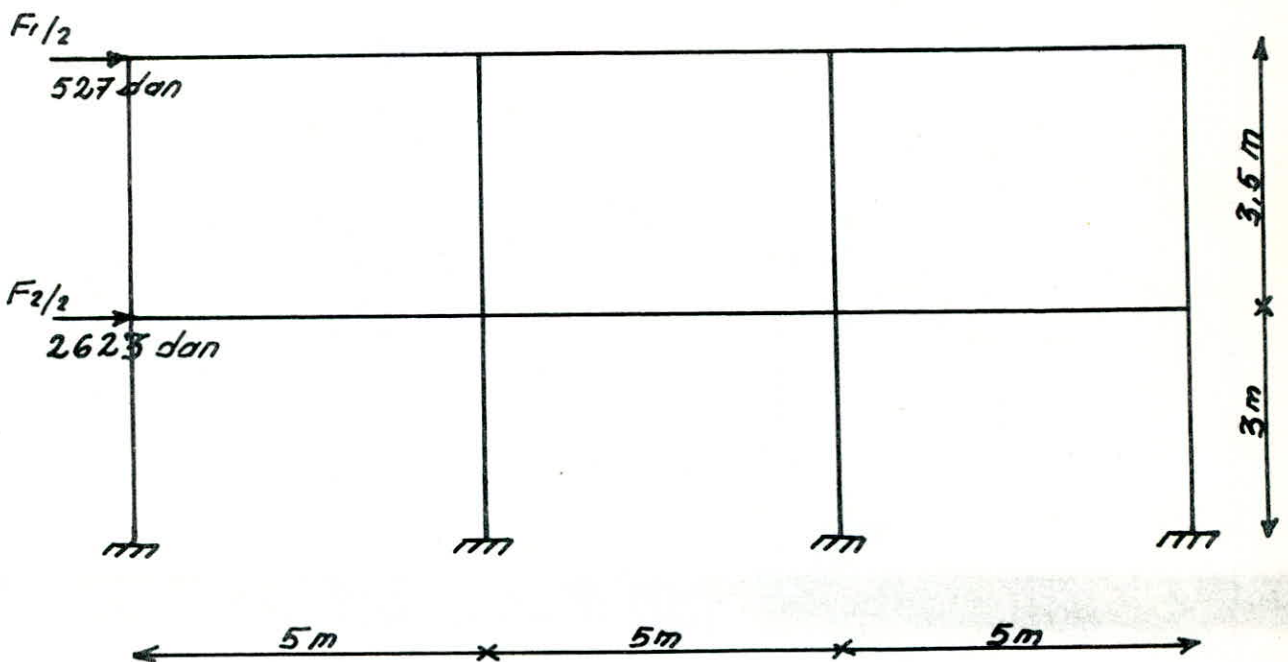
$$F_1 = 6303 \cdot 10328 \cdot 3,5 / (10328 \cdot 3,5 + 59704 \cdot 3) = 1058 \text{ dan}$$

$$F_2 = 6303 \cdot 59704 \cdot 3 / (10328 \cdot 3,5 + 59704 \cdot 3) = 5245 \text{ dan.}$$

- = Distribution des forces latérales = -
Sens longitudinal



Sens transversal.



6

**ETUDE
DU
PORTIQUE**

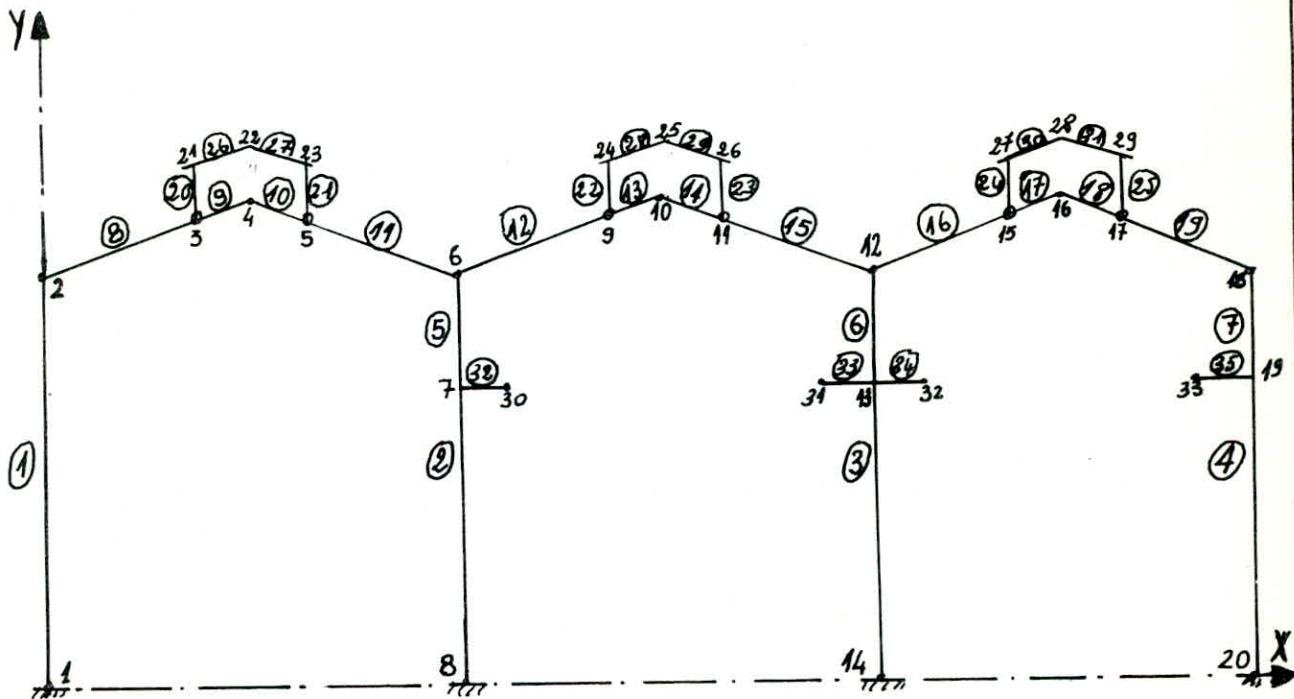
ETUDE DU PORTIQUE

la détermination des efforts (M, N, T) au niveau de chaque élément du portique de la structure principale, ainsi ceux des blocs administratifs a été faite par ordinateur sur passage d'un programme "Stress".

toute explication sur ce programme est portée sur l'annexe avec un exemple de programmation.

tous les poteaux sont encastrés à la base et en tête, vue la qualité du sol et de plus pour ne pas avoir de profils assez grands. les pieds des lanterneaux sont articulés à la base

schémas de calcul des deux portiques.



• : indique les nœuds

nombre de nœud : 33

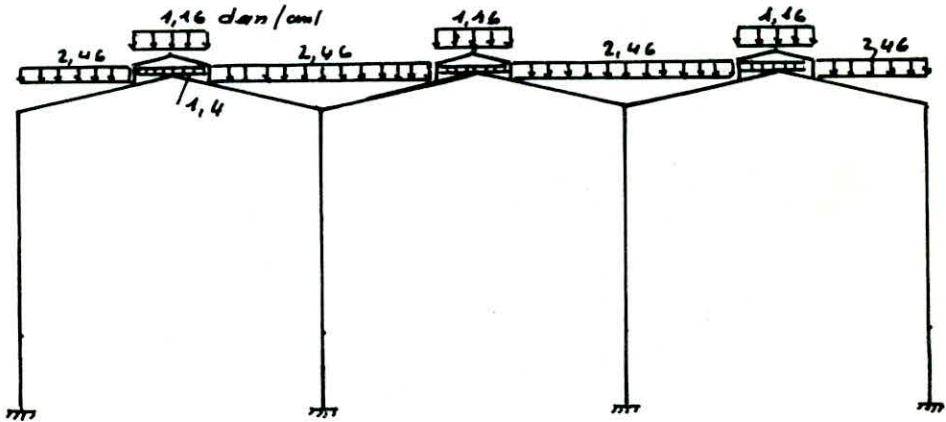
0 : indique les barres

nombre de barres : 35

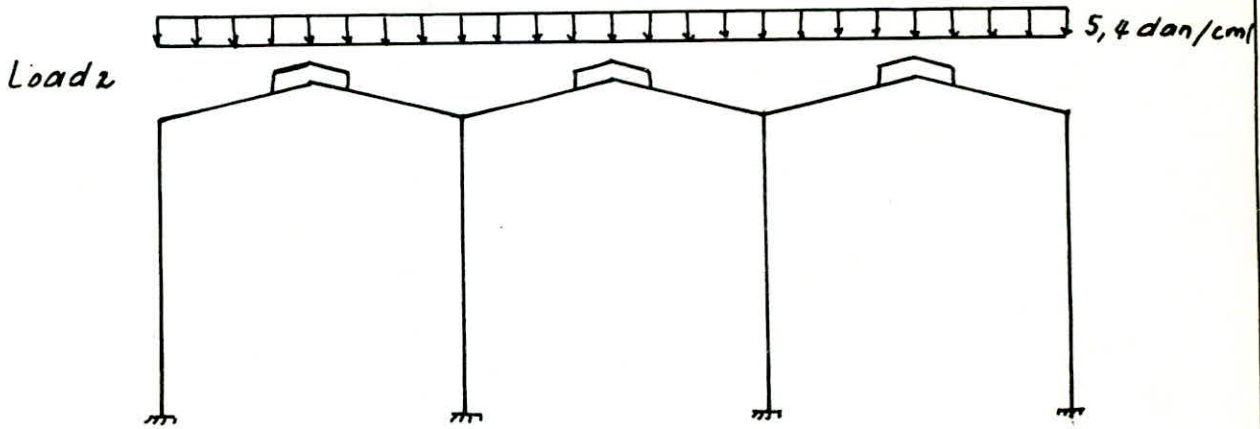
== ETUDE DU PORTIQUE ==

1. Charges permanentes
(Load 1)

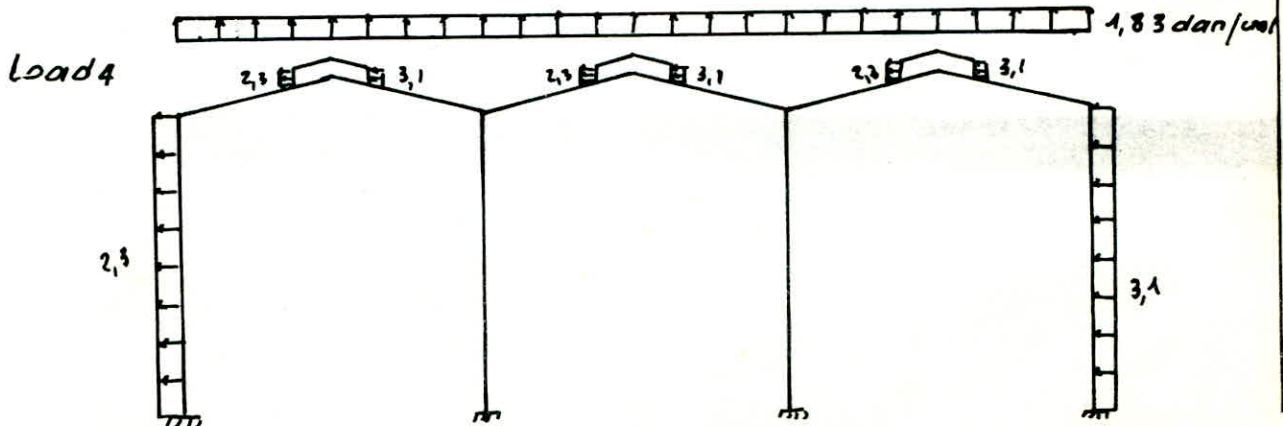
	lanterneau
traverse: 140 dan/ml.....	10,4 dan/ml
Panne : 15,8 ————	15,8 ————
Couverture: 15,6 = 248 ————	90 ————
	<hr/>
	246 dan/ml
	<hr/>
	116,2 dan/ml



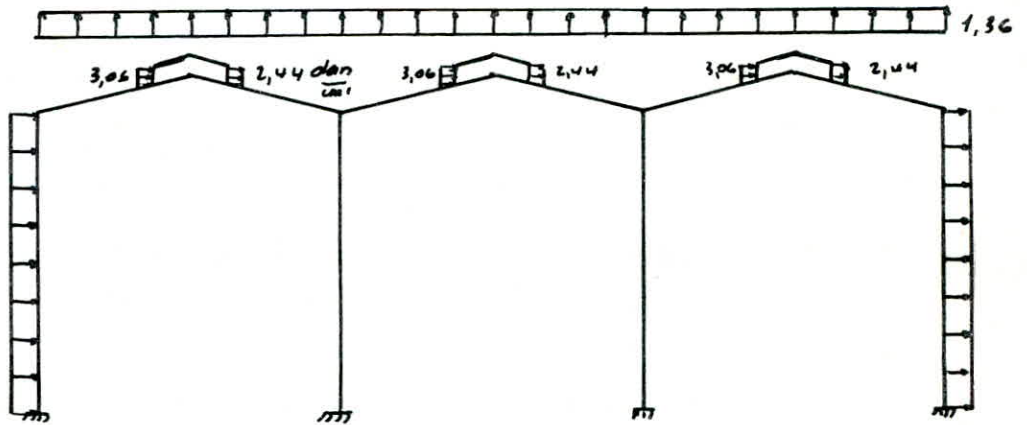
2. Neige normale : $q_n = 90.6 = 540 \text{ dan/ml}$



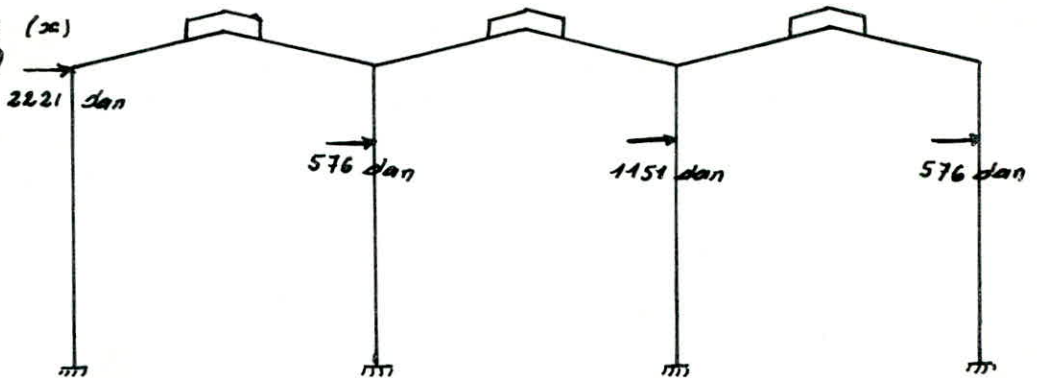
3. Vent normal - suivant (-x)



4. Vent normal suivant x ($V_n = (c_e - c_i) \cdot Q = 51 \cdot 6 = 306 \text{ dan/m}$)



5. Seisme (x)
(Load 5)



6. Seisme suivant l'autre sens (-x).

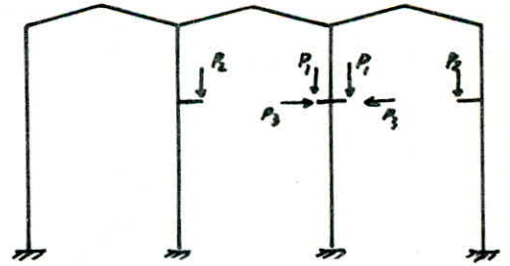
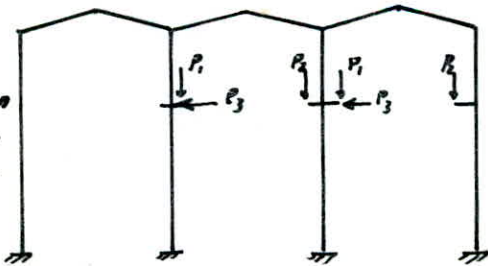
(Load 6) (même schéma de calcul que 5)

7. Température (Load 7)

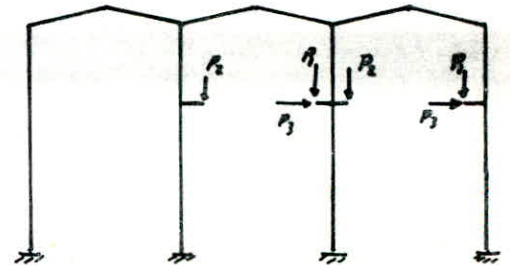
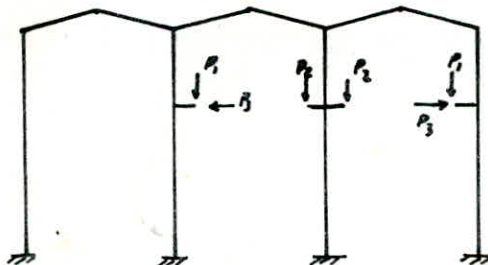
8. Pont roulant: 1^{er} cas (Load 8)

9. P.R 2^e cas (Load 9)

$P_1 = 5645 \text{ dan}$
 $P_2 = 1872 \text{ —}$
 $P_3 = 1522 \text{ —}$



10. P.R 3^e cas (Load 10)



11. P.R 4^e cas (Load 11)

les combinaisons à prendre pour le dimensionnement des éléments sont celles qui font un compromis entre les deux règlements en vigueur : CM66 et RPA 81

Load 12.....	$4/3 \cdot (G+T) + 3/2 (Vn_x + Nnr)$
Load 13.....	$4/3 \cdot (G+T) + 3/2 (Vn_{-x} + Nnr)$
Load 14.....	$G + T + Vex + Nr$
Load 15.....	$G + T + Ve_{-x} + Nr$
Load 16.....	$G + T + SiHx$
Load 17.....	$G + T + SiH_{-x}$
Load 18.....	$0,8(G+T) + SiH_{+x}$
Load 19.....	$0,8(G+T) + SiH_{-x}$
Load 20.....	$G + T + 1,2 SiHx$
Load 21.....	$G + T + 1,2 SiH_{-x}$

Remarque :

Dans les différentes combinaisons les surcharges d'exploitations (surcharges dues aux ponts roulants) ne figurent pas, dans les calculs on prendra la combinaison la plus défavorable et on lui ajoutera la surcharge maximale correspondante, c'est à dire le maximum des Load 9 à 11 (après pondération)

pour les valeurs des efforts (M.N.T) correspondant aux load 1 → 11

Voire Annexe

load.12

barre	noeud	N dan	T dan	M dan.cm
1	1	4163	-74	-630077
	2	-4163	3747	-898639
2	8	7405	106	49684
	7	-7405	-106	20335
3	14	7470	2080	957402
	13	-7470	-2080	415528
4	20	4809	5814	2162876
	19	-4809	-3398	877244
5	7	7403	106	-20344
	6	-7403	-106	35131
6	13	7468	2063	-415619
	12	-7468	-2063	704375
7	19	4812	3397	-877236
	18	-4812	-3397	1352863
8	2	4491	3348	898635
	3	-4491	153	160062
9	3	4611	-450	-160072
	4	-4611	640	104406
10	4	4647	276	-104391
	5	-4647	-90	122701
11	5	5007	794	-122680
	6	-5007	2729	-522782
12	6	4788	2732	487646
	9	-4788	770	162624
13	9	4980	-1035	-162627
	10	-4980	1225	47378
14	10	5068	784	-47376
	11	-5068	-595	117722
15	11	5577	199	-117731
	12	-5577	3302	-910496
16	12	3392	2436	206122
	15	-3392	1087	244026
17	15	3736	-542	-244038
	16	-3736	728	180539
18	16	3807	19	-180542
	17	-3807	171	172836
19	17	4275	-551	-172837
	18	-4275	4052	1352910

load 13

barre	nœud	N dan	T dan	M dan cm
1	1	4271	-5575	-2089866
	2	-4271	2815	-1265978
2	8	6408	-2007	-924231
	7	-6408	2007	-400645
3	14	6343	-59	-27873
	13	-6343	59	-11143
4	20	3651	27	624474
	19	-3651	-3097	406650
5	7	6406	-2006	400649
	6	-6406	2006	-681528
6	13	6342	-58	11177
	12	-6342	58	-19381
7	19	3655	3096	-406657
	18	-3655	-3096	840152
8	2	3598	3636	1265972
	3	-3598	-602	138822
9	3	3182	288	-138841
	4	-3182	-98	158538
10	4	3101	720	-158534
	5	-3101	-534	221266
11	5	2737	996	-221216
	6	-2737	2057	-132856
12	6	4872	2887	814416
	9	-4872	147	93456
13	9	4410	-478	-93485
	10	-4410	668	35037
14	10	4328	1080	-35051
	11	-4328	-890	135507
15	11	4102	687	-135512
	12	-4102	2347	-414463
16	12	4255	2339	433838
	15	-4255	714	108436
17	15	3930	-111	-108463
	16	-3930	298	88010
18	16	3912	480	-88012
	17	-3912	-290	127257
19	17	3753	57	-127253
	18	3753	2976	-840173

Load 16

barre	nœud	N dan	T dan	M dan cm
1	1	1997	-1038	-486292
	2	-1997	1038	-344062
2	8	3359	303	133327
	7	-3359	-303	66795
3	14	3260	1844	811018
	13	-3260	-1844	406340
4	20	2513	2767	1324062
	19	-2513	-2767	501943
5	7	3357	-101	-66799
	6	-3357	101	52625
6	13	3259	1022	-406409
	12	-3259	-1022	549516
7	19	2515	2361	-501934
	18	-2515	-2361	832605
8	2	3608	1315	344061
	3	-3608	315	-12661
9	3	3542	-425	12650
	4	-3542	568	-63260
10	4	3585	138	63281
	5	-3585	1	-56428
11	5	3560	706	56447
	6	-3560	935	-133055
12	6	3617	954	80425
	9	-3617	677	11390
13	9	3558	-783	-11398
	10	-3558	926	-75719
14	10	3640	514	75723
	11	-3640	-372	-30548
15	11	3701	265	30545
	12	-3701	1366	-395242
16	12	2547	638	-154275
	15	-2547	1003	32518
17	15	2666	-516	-32541
	16	-2666	656	-26036
18	16	2743	-119	26035
	17	-2743	262	-45478
19	17	2808	-372	45481
	18	-2808	2003	-832636

Load 17

		<i>N</i> dan	<i>T</i> dan	<i>M</i> dan cm
1	1	2539	-2639	-1282748
	2	-2539	2639	-828189
2	8	3237	-1732	-776779
	7	-3237	1732	-366310
3	14	3332	-407	-163866
	13	-3332	407	-104552
4	20	2020	915	447416
	19	-2020	-915	156212
5	7	3235	-1327	366314
	6	-3235	1327	-552097
6	13	3331	404	104587
	12	-3331	-404	-48041
7	19	2023	1318	-156219
	18	-2023	-1318	340795
8	2	3085	1972	828184
	3	-3085	-341	-61413
9	3	3020	231	61390
	4	-3020	-88	-45095
10	4	2944	679	45105
	5	-2944	-539	15841
11	5	2813	1089	-15795
	6	-2813	552	194898
12	6	4272	1251	357225
	9	-4272	380	-68615
13	9	4211	-487	68580
	10	-4211	629	-125478
14	10	4128	1039	125461
	11	-4128	-896	-26764
15	11	4189	791	26760
	12	-4189	840	-43081
16	12	3827	847	91114
	15	-3827	794	-73395
17	15	3864	-24	73368
	16	-3864	164	-82799
18	16	3822	598	82801
	17	-3822	-455	-29140
19	17	3888	345	29143
	18	-3888	1286	-340806

Load 20

		N	T	M
1	1	1945	-846	-394781
	2	-1945	846	-282188
2	8	3369	507	225406
	7	-3369	-507	109526
3	14	3252	2069	907428
	13	-3252	-2069	458003
4	20	2563	2920	1399853
	19	-2563	-2920	527484
5	7	3368	22	-109531
	6	-3368	-22	112621
6	13	3251	1083	-458082
	12	-3251	-1083	609742
7	19	2566	2435	-527473
	18	-2566	-2435	868321
8	2	3849	1213	282187
	3	-3849	417	-18406
9	3	3783	-527	18395
	4	-3783	670	-79398
10	4	3841	86	79420
	5	-3841	54	-77830
11	5	3822	712	77846
	6	-3822	929	-150180
12	6	3740	887	37551
	9	-3740	744	9647
13	9	3681	-850	-9652
	10	-3681	993	-84318
14	10	3779	499	84324
	11	-3779	-357	-40670
15	11	3840	250	40666
	12	-3840	1380	-415261
16	12	2606	572	-194481
	15	-2606	1069	28932
17	15	2738	-566	-28956
	16	-2738	706	-34681
18	16	2824	-155	34680
	17	-2824	297	-57730
19	17	2890	-408	57733
	18	-2890	2038	-868353

Load 21

		<i>N</i>	<i>T</i>	<i>M</i>
1	1	2595	-2767	-1350529
	2	-2595	2767	-863140
2	8	3223	-1935	-866721
	7	-3223	1935	-410200
3	14	3338	-633	-262433
	13	-3338	633	-155068
4	20	1973	698	347878
	19	-1973	-698	112607
5	7	3221	-1449	410205
	6	-3221	1449	-613045
6	13	3337	341	155113
	12	-3337	-341	-107326
7	19	1975	1182	-112616
	18	-1975	-1182	278149
8	2	3222	2001	863135
	3	-3222	-371	-76908
9	3	3157	260	76883
	4	-3157	-118	-57600
10	4	3073	735	57609
	5	-3073	-595	8893
11	5	2926	1172	-8844
	6	-2926	469	243363
12	6	4526	1243	369711
	9	-4526	388	-86360
13	9	4464	-494	86321
	10	-4464	637	-144028
14	10	4365	1129	144008
	11	-4365	-986	-36129
15	11	4426	881	36124
	12	-4426	750	7332
16	12	4143	823	99986
	15	-4143	817	-98163
17	15	4177	23	98134
	16	-4177	117	-102796
18	16	4118	706	102799
	17	-4118	-563	-38124
19	17	4185	453	38128
	18	-4185	1177	-278157

* Dimensionnement

Poutre: 4 $M_0 = 3.022.355 \text{ dan}\cdot\text{cm}$
 (HEA360) $N_{cr} = 4494 \text{ dan}$
 $T_{max} = 9005 \text{ dan}$

longueur de flambé:

$$I_m \cdot l_r / I_L \cdot l_m = 15/8 \Rightarrow l_f / l_m = 1,25 \text{ (CM 66 Art. 15.134.2)}$$

$$l_f = 1,25 \cdot 800 = 1000 \text{ cm}$$

- stabilité:

$$\sigma = N/A = 31,47 \text{ dan/cm}^2 \quad (A = 142,8 \text{ cm}^2)$$

$$\lambda_y = l_f / i_y = 134,6 \quad (i_y = 7,43 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow \sigma_k = 1144 \text{ dan/cm}^2$$

$$\mu = \sigma_k / \sigma = 36,35 \Rightarrow K_1 = 1,008$$

$$\sigma_f = M_{0max} / W_x = 1599 \text{ dan/cm}^2 \quad (W_x = 1890 \text{ cm}^3)$$

$$9/8 (K_1 \sigma + \sigma_f) = 1835 \text{ dan/cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

- Déversement

Vérification Préliminaire

$$\lambda = 3,5 l_f / b = 116,7 \quad (b = 30 \text{ cm}) \Rightarrow K_y = 2,39$$

$$K_y \cdot \sigma_f = 3821,6 > \sigma_e \quad (\text{non vérifiée})$$

- méthode exacte

pièce soumise à 2 moments aux extrémités

$$D = [1 + 0,156 J \cdot l_f^2 / I_y \cdot h^2]^{1/2} = 1,836 \quad (J = 147; I_y = 7887; h = 35)$$

$$C = [3 / 1 + (M_e / M_w) + (M_e / M_w)^2 - 0,152 (1 - M_e / M_w)^2]^{1/2}$$

$$C = 1,366 \quad (M_e / M_w = 0,45)$$

B = 1 (charge appliquée au niveau de la fibre neutre)

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^6 \cdot \frac{7887}{33090} \cdot (35/1000)^2 \cdot (1,836 \cdot 1) \cdot 1,366 = 1334 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

$$\lambda_0 = l_f / h \cdot [(A I_x / 8 \cdot C \cdot I_y) \cdot (1 - \sigma_d / \sigma_e)]^{1/2} = 91 \Rightarrow K_0 = 1,674$$

$$K_{d0} = 1,218 \quad (K_0 / (1 + \sigma_d / \sigma_e (K_0 - 1)))$$

$$K_d = K_{d0} / C + (C - 1) / 5 K_{d0} = 0,95 \Rightarrow K_d = 1$$

$$\Rightarrow K_d \cdot \sigma_f = 1599 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e \quad \text{Vérifiée}$$

pas de déversement.

- Vérif. au cisaillement

$$\tau_{max} = T_{max} \cdot S^* / I_x \cdot e_0$$

$$= 9005 \cdot 1040 / 33090 \cdot 1 = 283 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_s / 1,54$$

Vérif.

* Traverse (8)

(HEA 300) $M_{max} = 1613011 \text{ dan.cm}$
 $T_{max} = 4701 \text{ dan}$

- Vérif. à la résistance

$$\sigma_F = M_{max} / W_x = 1294,45 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e \text{ vérifié}$$

- Deversement $l_f = l_0 = 765 \text{ cm}$

Vérif. préliminaire

$$\lambda = 3,5 \cdot l_f / b = 89,3 \rightarrow K_y = 1,622$$

$$K_y \cdot \sigma_F = 2100 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e \text{ (Vérifiée)}$$

- Vérif. au cisaillement.

$$\tau_{max} = T_{max} \cdot S^{xx} / I_x \cdot e_0 = 210 < \tau_e / 1,54 \text{ (Vérifiée)}$$

* Poteau: 9 pied droit: lanterneau

(IPE 160) $M_{max} = 22267 \text{ dan.cm}$
 $P_{tot} = 487 \text{ dan}$
 $T = 131 \text{ dan}$

$$l_f = l_0 = 80 \text{ cm.}$$

- stabilité: $\sigma_F = M_{max} / W_x = 204 \text{ dan/cm}^2$

$$\sigma = N/A = 24,23 \text{ dan/cm}^2$$

$$\Rightarrow \lambda = 43,5 \Rightarrow \mu = 45,23 \rightarrow K = 1,007$$

$$9/8 (K \cdot \sigma + \sigma_F) = 257,4 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

- Deversement

$$\lambda = 34,15 \rightarrow K_y = 1,047$$

$$K_y \cdot \sigma_F = 214 < \sigma_e \text{ (pas risque de déversement)}$$

- Vérif. au cisaillement

$$\tau_{max} = T_{max} \cdot S^{xx} / I_x \cdot e_0 = 19 \text{ dan/cm}^2 < \frac{\tau_e}{1,54}$$

* Traverse du lanterneau:

(IPE 160) $M_{max} = 22271 \text{ dan.cm}$

$$T_{max} = 45 \text{ dan}$$

$$\sigma_F = M_{max} / W_x = 204 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

* Console (11) HEA 360

$$M_{max} = 1736722 \text{ dan.cm}$$

$$T_{max} = 11865 \text{ dan}$$

$$l_0 = 40 \text{ cm} \Rightarrow l_f = 2 \cdot l_0 = 80 \text{ cm}$$

- Vérif. à la résistance: $\sigma_F = M_{max} / W_x = 919 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$

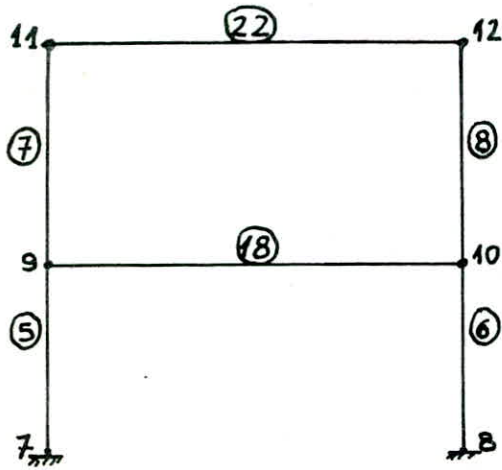
- vérif. au deversement: $\lambda = 9,33 \rightarrow K_y = 1,003$

$$K_y \cdot \sigma_F = 922 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

- vérif. au cisaillement:

$$\tau_{max} = T_{max} \cdot S^{xx} / I_x \cdot e_0 = 373 \text{ dan/cm}^2 < \tau_e / 1,54$$

Bloc administratif.
étude du portique.



les combinaisons à prendre
pour le dimensionnement du
Portique, sont :

$$\text{Load 7 : } 4/3 \cdot C_p + 1,55$$

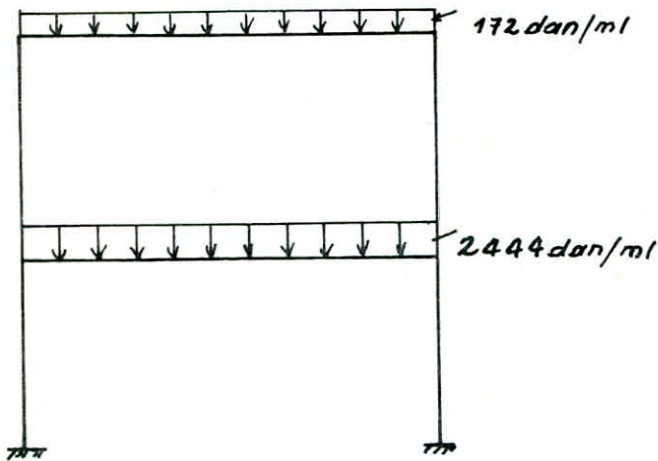
$$\text{Load 8 : } C_p + 1,2 S_{ix}$$

$$\text{Load 9 : } C_p + 1,2 S_{i-x}$$

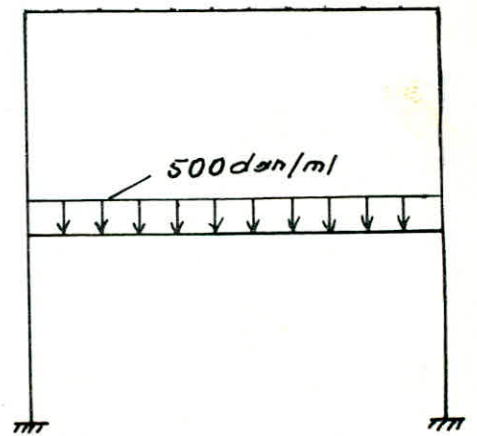
$$\text{Load 10 : } C_p + 1,2 S_{ix} + 5$$

$$\text{Load 11 : } C_p - 1,2 S_{ix} + 5$$

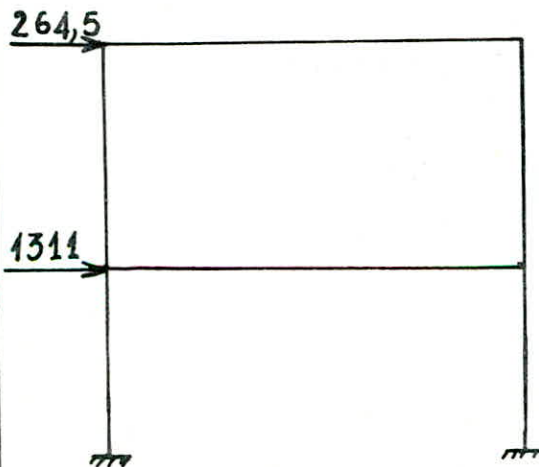
Load 1: charge permanente



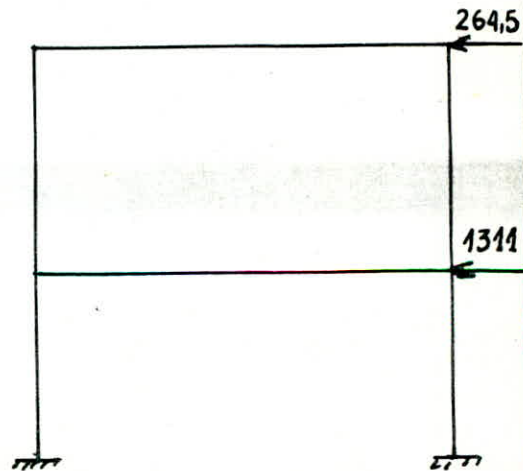
Load 2: surcharge



Load 3: seisme suivant x



Load 4: seisme suivant -x



Load 7

Barre	Nœud	N (dan)	T (dan)	M (dan.cm)
5	7	21735	-5128	-510398
	9	-21735	5128	
6	8	21735	5128	510398
	10	-21735	-5128	1027969
7	9	688	-2235	-701874
	11	-688	2235	-80266
8	10	688	2235	701875
	12	-688	-2235	80265
18	9	2894	21226	1730289
	10	-2894	21227	
22	11	2235	686	80250
	12	-2235	686	-80250

Load 8

Barre	Nœud	N (daN)	T (daN)	M (dan.cm)
5	7	9402	703	289810
	9	-9402	-703	-79132
6	8	9402	4147	629941
	10	-9402	-4147	614207
7	9	693	356	-85179
	11	-693	-356	-400
8	10	693	2110	419810
	12	-693	-2110	108866
18	9	2636	5881	164369
	10	-2636	8782	-1034265
22	11	1512	336	394
	12	-1512	-336	-394

Load 9

Barre	Nœud	N (dan)	T (dan)	M (dan.cm)
5	7	6166	4183	-636458
	9	-6166	4177	-618462
6	8	6166	-667	-283293
	10	-6166	667	83387
7	9	333	-2102	-85179
	11	-333	2102	-108830
8	10	333	-364	82639
	12	-333	364	362
18	9	-903	8781	1034264
	10	904	5882	-166087
22	11	1512	697	108840
	12	-236	334	-108840

Load 10

Barre	Nœud	N (dan)	T (dan)	M (dan.cm)
5	7	15174	-1172	103226
	9	-15174	1172	-455178
6	8	16989	6022	816525
	10	-16989	-6022	990253
7	9	693	-358	-330343
	11	-693	358	-5485
8	10	696	2825	664974
	12	-696	-2825	113951
18	9	3796	13526	785739
	10	-3796	16432	-1655635
22	11	2227	336	5466
	12	-2227	-336	-5466

* Blocs administratifs

... Dimensionnement des éléments

- Traverse inférieure (2)
(IPE 300) $M_{max} = 1730289 \text{ dan.cm}$
 $T_{max} = 21227 \text{ dan}$

La poutre est entretaisée par le plancher, donc elle est prémunie contre tout déversement.

$$\sigma_f = M_{max}/w_x = 2427 \text{ dan/cm}^2$$

$$\psi = 1,053 \text{ (CM 66 annexe 13.212.2193)}$$

$$\sigma_f/\psi = 2305 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

- * Vérif. du cisaillement :

$$\tau_{max} = T_{max} \cdot S^{xx}/I_x \cdot e_a = 967 \frac{\text{dan}}{\text{cm}^2} < \tau_e/1,54$$

- Traverse supérieure (3)
(IPE 160) $M_{max} = 80250 \text{ dan.cm}$
 $T_{max} = 686 \text{ dan}$

$$\sigma_f = M_{max}/w_x = 736 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

Vérif. du cisaillement :

$$\tau = T \cdot S^{xx}/I_x \cdot e_a = 98 \text{ dan/cm}^2 < \tau_e/1,54$$

- Poteau 1 (HEA 240)
 $M_b = 1.027.969 \text{ dan.cm}$
 $N = 21734 \text{ dan}$
 $T = 5128 \text{ dan}$

Stabilité :

$$K_A = \sum K_{poutre} / \sum K_i \rightarrow K_A = 0,29$$

$$l_f/l_0 = [(4 + 3,5K_A) / (1 + 6,5K_A)]^{1/2} \text{ (art. 5.134)}$$

$$l_f/l_0 = 1,32 \Rightarrow l_f = 396 \text{ cm.}$$

$$\sigma = N/A = 283 \text{ dan/cm}^2 ; \sigma_f = M_b/w_x = 1523 \text{ dan/cm}^2$$

$$\lambda_y = l_f/i_y = 66 \Rightarrow \sigma_n = 4758 \Rightarrow \mu = 16,8 \Rightarrow k_1 = 1,02$$

$$9/8 (k_1 \cdot \sigma + \sigma_f) = 2038 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

Deversement :

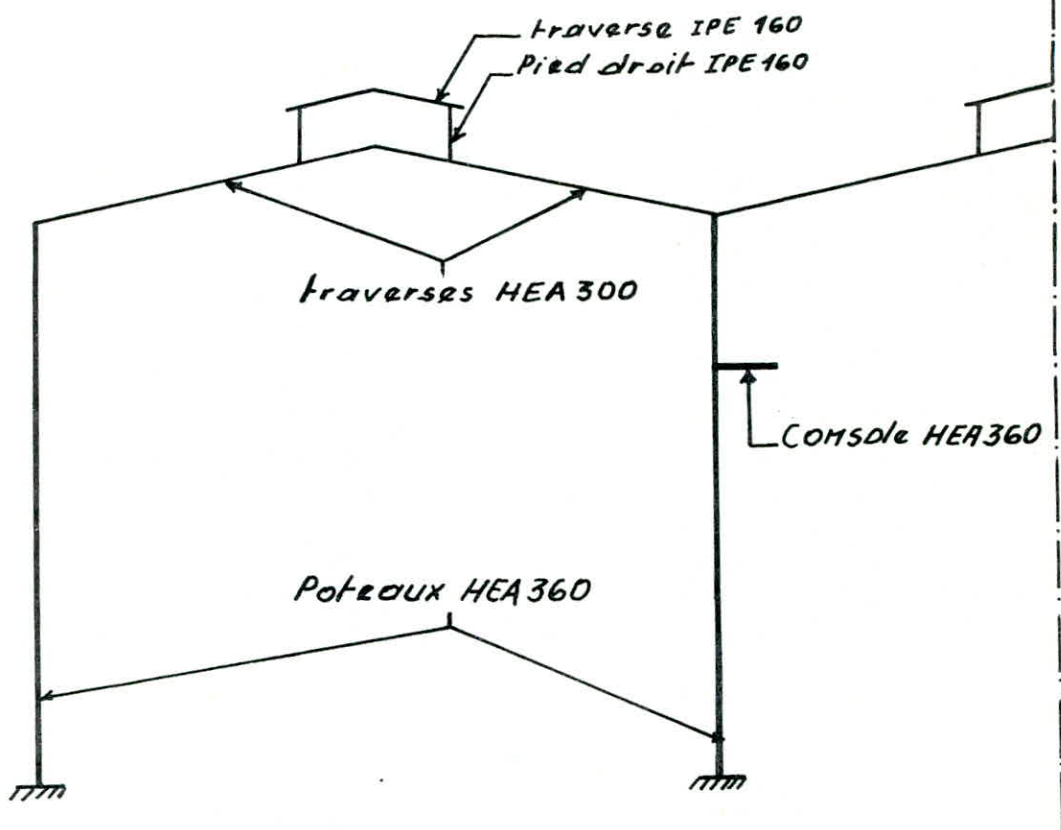
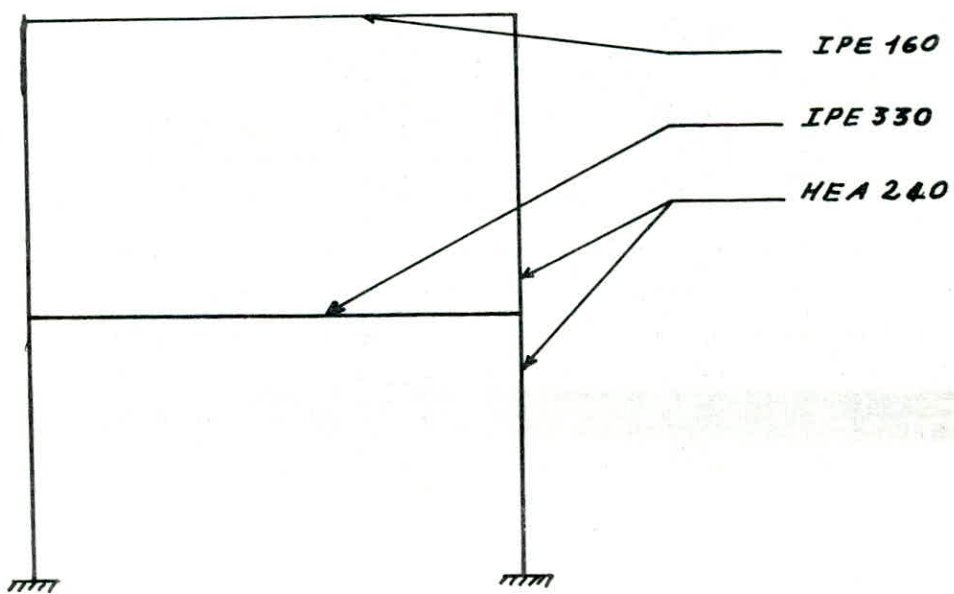
Vérif. préliminaire :

$$h = 57,8 \rightarrow k_y = 1,172$$

$$k_y \cdot \sigma_f = 1785 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

Vérif. du cisaillement :

$$\tau = T_{max} \cdot S^{xx}/I_x \cdot e_a = 328 \text{ dan/cm}^2 < \tau_e/1,54$$

Portique de la structure principale.*Portique du bloc administratif*

7

**(C)ONTRE -
VENTEMENT
ET
S'TABILITE**

Dimensionnement des lisses

On distingue deux sortes de lisses

- Lisse inférieure qui supporte la maçonnerie (de 1m)
- Lisse du dessus entre-axe 1,60 m

1. Lisse inférieure

On choisit un IPE 220

q_x : pds propre + maçonnerie

q_y : charge due au vent ($V_n = 51,1 \cdot 1,007$)

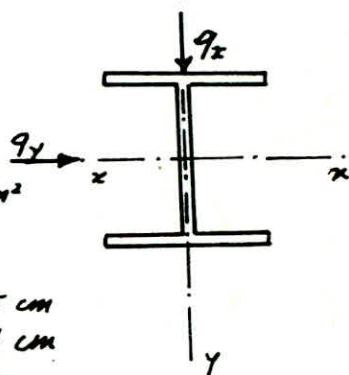
$$q_x = 26,2 + 200 \cdot 1 = 226,2 \text{ dan/ml}$$

$$q_y = 51,45 \cdot 1 = 51,45 \text{ -- -- | y}$$

$$M_{bx} = 4/3 \cdot q_x \cdot l^2/8 = 135720 \text{ dan.cm}$$

$$M_{by} = 3/2 \cdot q_y \cdot l^2/8 = 34729 \text{ dan.cm}$$

$$\sigma = M_{bx}/w_x + M_{by}/w_y = 1469,6 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$



* Vérif. de la Flèche

$$f_x = 5 \cdot q_x \cdot l^2 / 384 \cdot E \cdot I_x = 0,645 \text{ cm}$$

$$f_y = 5 \cdot q_y \cdot l^2 / 384 \cdot E \cdot I_y = 2,017 \text{ cm}$$

$$F = (f_x^2 + f_y^2)^{1/2} = 2,12 \text{ cm} < \bar{F} = 600/200 = 3 \text{ cm}$$

Vérification de la contrainte pour la combinaison extrême de q_y .

$$q'_y = 1,75 \cdot 51,45 = 90 \text{ dan/ml}$$

$$q_x = 226,2 \text{ dan/ml}$$

$$M_{bx} = q_x \cdot l^2/8 = 101790 \text{ dan.cm}$$

$$M_{by} = q'_y \cdot l^2/8 = 40500 \text{ -- --}$$

$$\sigma = M_{bx}/w_x + M_{by}/w_y = 1490 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e \text{ (Vérifiée)}$$

2. Lisse intermédiaire

On choisit un IPE 140

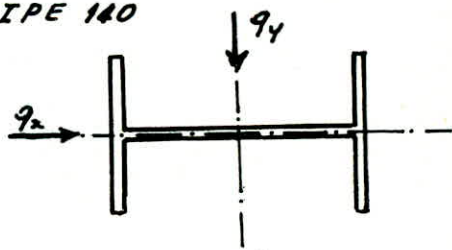
$$q_x = 51,45 \cdot 1,6 = 82,32 \text{ dan/ml}$$

$$q_y = 12 \cdot 1,6 + 10,4 = 31,6 \text{ -- --}$$

$$M_{bx} = 3/2 \cdot q_x \cdot l^2/8 = 55566 \text{ cm.dan}$$

$$M_{by} = 4/3 \cdot q_y \cdot l^2/8 = 18960 \text{ -- --}$$

$$\sigma = M_{bx}/w_x + M_{by}/w_y = 2226 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e \text{ (OK)}$$



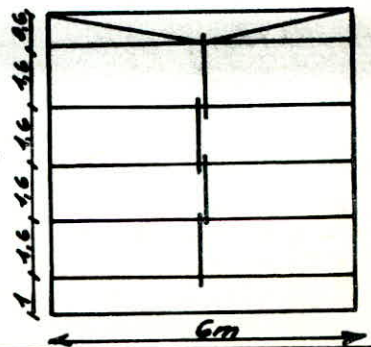
* Vérif. de la Flèche.

Fig. 2 ->

$$f_x = 5 \cdot q_x \cdot l^2 / 384 \cdot E \cdot I_x = 1,223 \text{ cm} < \bar{F} = l/200 = 3 \text{ cm}$$

$$f_y = 5 \cdot q_y \cdot l^2 / 384 \cdot E \cdot I_y = 0,353 \text{ cm} < l/200 = 1,5 \text{ cm}$$

N.B On dispose des liernes dans le plan x-x (Fig. a)



Dimensionnement des potelets

Le potelet est encastré à la base et articulé au sommet (en tête)

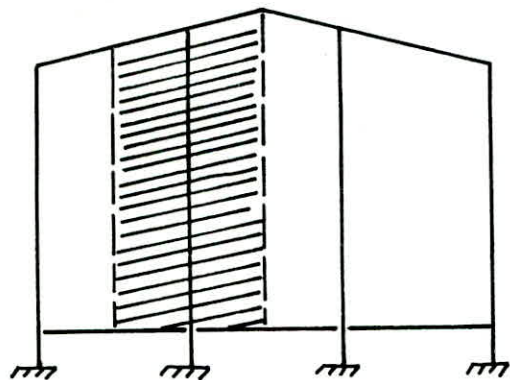
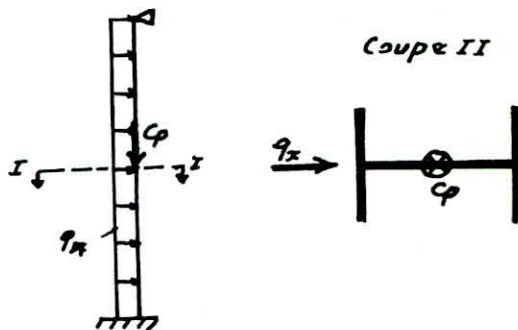


Schéma statique



← 5m → - On choisit un HEA 180 comme profilé du potelet

Poids propre	$45,3 \cdot 9 = 408 \text{ dan}$
Bardage	$12 \cdot 5 \cdot 9 + 200 \cdot 5 \cdot 1 = 1540 \text{ dan}$
Lisses	$5 \cdot 5 \cdot 10,4 = 260 \text{ dan}$

$$C_p = 2208 \text{ dan}$$

Vent: $V_n = 51,1 \cdot 1,06 = 54,16 \text{ dan/m}^2$
 $q_n = 54,16 \cdot 5 = 271 \text{ dan/ml}$

Charges pondérées

$$\begin{cases} N = 4/3 \cdot C_p = 2944 \text{ dan} \\ q_x = 3/2 \cdot q_n = 406,5 \text{ dan/ml} \\ M_{0x} = 9/128 \cdot q_x \cdot l^2 = 231515 \text{ dan.cm} \end{cases}$$

$$\sigma = N/A = 65 \text{ dan/cm}^2 ; \quad \sigma_f = M_{0x}/W_x = 784 \text{ dan/cm}^2$$

$$l_0 = 900 \text{ cm} \quad l_f = 0,7 l_0 = 630 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = l_f/i_y = 126,5 \Rightarrow \sigma_k = 1295,5 \text{ dan/cm}^2$$

$$\mu = \sigma_k/\sigma = 19,9 \rightarrow K = 1,016$$

$$9/8 (1,016 \cdot 65 + 784) = 956,3 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e \text{ (Vérfifié)}$$

* Vérif. de la flèche.

$$f_x = 5 \cdot q_x \cdot l^4 / 384 \cdot E \cdot I_x = 4,39 \text{ cm} < l/200 = 4,5$$

Vérif. de la contrainte par la combinaison extrêm.

$$N = C_p = 2944 \text{ dan}$$

$$q_x = 1,75 \cdot q_n = 474 \text{ dan/ml}$$

$$M_0 = 9 \cdot q_x \cdot l^2 / 128 = 269958 \text{ dan.cm}$$

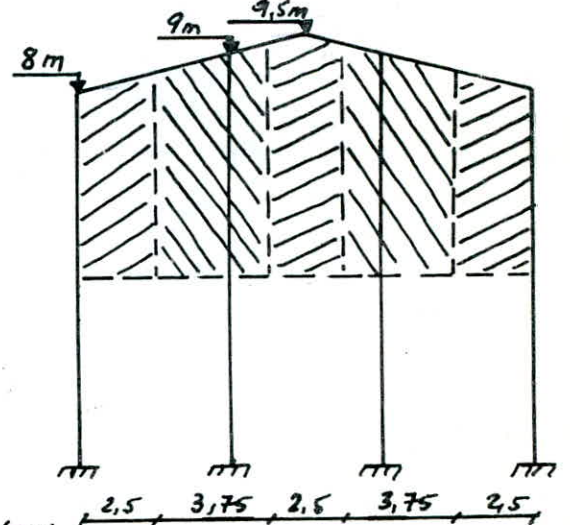
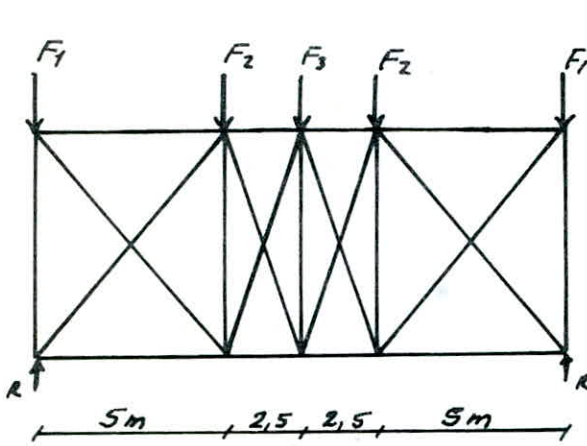
$$\sigma_f = M_0/W_x = 918,2 \text{ dan/cm}^2 ; \quad \sigma = N/A = 65, \quad K_1 = 1,016$$

$$9/8 (K_1 \cdot \sigma + \sigma_f) = 1107 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e \text{ (Vérfifié)}$$

-- Contreventement et Stabilité --

I. Bloc central

* Contreventement de la toiture



Sous le vent extrême :

$$q = 51,1 \cdot 1,06 = 54,16 \text{ dan/m}^2$$

$$q_e = 1,75 \cdot 54,16 = 94,78 \text{ -- --}$$

$$F_1 = 94,78 \cdot 8 / 2 \cdot 2,5 = 948 \text{ dan}$$

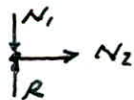
$$F_2 = 94,78 \cdot 9 / 2 \cdot 3,75 = 1600 \text{ dan}$$

$$F_3 = 94,78 \cdot 9,5 / 2 \cdot 2,5 = 1126 \text{ dan}$$

Pour le dimensionnement, les diagonales sont calculées en traction

Par la méthode des coupes B (nœuds), on détermine les efforts sur les barres

Ex: nœud A



$$R - N_1 = 0 \Rightarrow N_1 = R = 3111 \text{ dan}$$

$$N_2 = 0$$

même procédé de calcul pour les autres nœuds.

$$N_3 = 3059 \text{ dan}$$

$$N_4 = -2163 \text{ //}$$

$$N_5 = -2163 \text{ //}$$

$$N_6 = 2163 \text{ //}$$

$$N_7 = 796 \text{ dan}$$

$$N_8 = -2726 \text{ //}$$

Dimensionnement: $N_{\max} = 3059 \text{ dan}$ $l_0 = (6^2 + 5^2)^{1/2} = 781 \text{ cm}$

$$l_{fx} = 0,8 l_0 = 625 \text{ cm}$$

$$l_{fy} = l_0 = 781 \text{ cm}$$

L'éclatement limite $\lambda = 300$ $l_x = 625/300 = 2,08$

$$l_y = 781/300 = 2,6$$

On choisit 1 cornière (100.100.10) $\sigma = \frac{N}{A} = 160 \frac{\text{dan}}{\text{cm}^2} < \sigma_c$

- = Stabilité Longitudinale = -

Efforts à prendre en compte
(Séisme + Pont roulant)

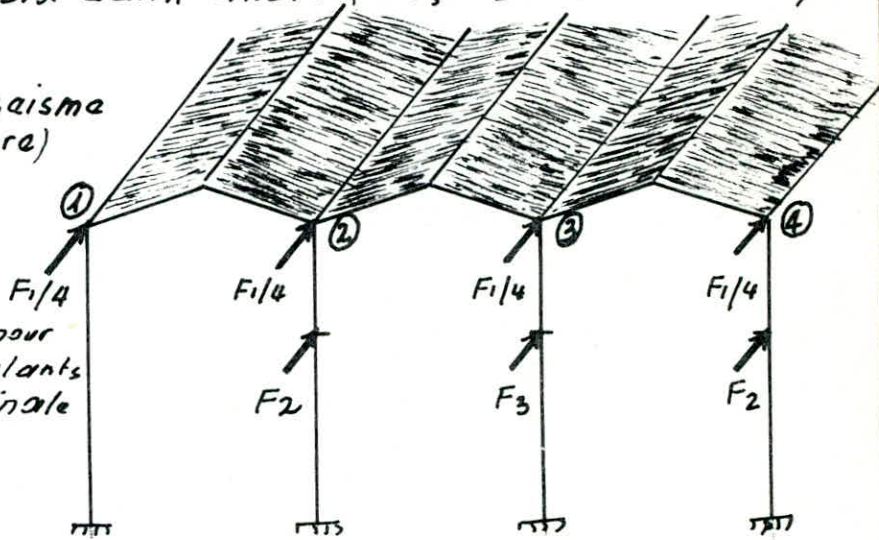
les longs-pans sont remplis de matériaux légers de résistance insuffisante, alors dans ce cas la stabilité est obtenue au moyen de contreventement en K renversé (au niveau des poutres de roulement) et par une croix saint andré (Façade extérieure 1.11)

F_1 : force due au séisme (de la structure)

$$F_2 = 1,2 H_L + F$$

$$F_3 = 2(1,2 H_L + F)$$

F : force sismique pour les 2 ponts roulants
 H_L : force longitudinale



$$F_1/4 = 5914 \text{ dan}$$

$$F_2 = 1,2 \cdot 540 + 1244 = 1892 \text{ dan}$$

$$F_3 = 2 \cdot F_2 = 3784 \text{ dan}$$

* les travées contreventées sont au milieu du bâtiment

Stabilité . 1

$$\alpha = 53,1^\circ$$

$$R_H = 5914 / 2 = 2957 \text{ dan}$$

$$N_3 = R_H / \cos \alpha = 4925 \text{ dan}$$

* Dimensionnement de la diagonale

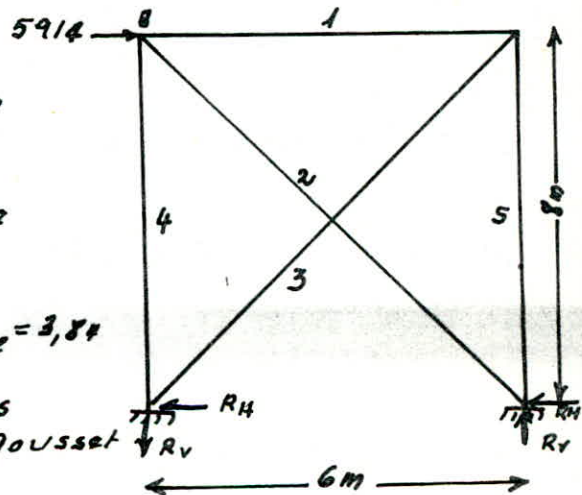
$$N = 4925 \text{ dan (Traction)}$$

$$l_0 = (8^2 + 6^2)^{1/2} = 10 \text{ m}$$

$$l_{fy} = l_0/2 = 500 \text{ cm} \rightarrow l_y = l_{fy} / d_e = 3,84$$

($d_e = 130$)

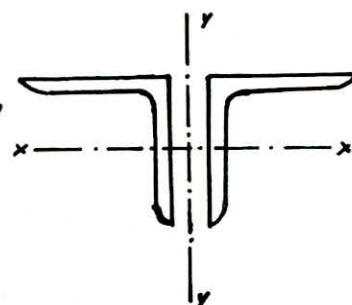
- On choisit 2 cornières jumelées
2 (120.120.12) et un gousset
d'épaisseur $\delta = 10$



$$I_x = 2I_{x_0} = 2 \cdot 367,7 = 735,4 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2(I_{y_0} + A_0 \cdot z^2) \quad z = s/2 + d = 0,5 + 2,82 = 3,32 \text{ cm}$$

$$I_y = 2(367,7 + 19,15 \cdot 3,32^2) = 1157,5 \text{ cm}^4$$



$$i_x = (735,4 / 2 \cdot 19,15)^{1/2} = 4,38 \text{ cm}$$

$$i_y = (1157,5 / 2 \cdot 19,15)^{1/2} = 5,5 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = 0,8 \cdot 500 / 4,38 = 91,3 < \lambda_E$$

$$\lambda_y = 500 / 5,5 = 100 < \lambda_E$$

$$\sigma = 4925 / 2 \cdot h_0 = 128,6 < \sigma_e \quad (\text{v\u00e9rifi\u00e9e}).$$

* Dimensionnement de la sabli\u00e8re.

$$N_{\max} = -5914 \text{ dan (compression)}$$

$$l_0 = 600 \text{ cm}, \quad l_{fx} = 0,8 l_0 = 480, \quad l_{fy} = l_0 = 600, \quad \lambda_E = 300$$

$$\Rightarrow i_x = 1,6 \text{ cm}, \quad i_y = 2 \text{ cm}$$

On choisit un HEA 140 ($i_x = 5,78, i_y = 3,52, A = 31,4$)

$$\sigma = 5914 / 31,4 = 188,4 \text{ dan/cm}^2$$

$$\lambda_y = 600 / 3,52 = 170,5 \rightarrow K_y = 4,65$$

$$K_y \cdot \sigma = 793 < \sigma_e \quad (\text{v\u00e9rifi\u00e9e}).$$

* Stabilit\u00e9 ②

D\u00e9termination des efforts dans les barres par la m\u00e9th. des n\u00f4uds...

$$N_6 = 5914 \text{ dan}$$

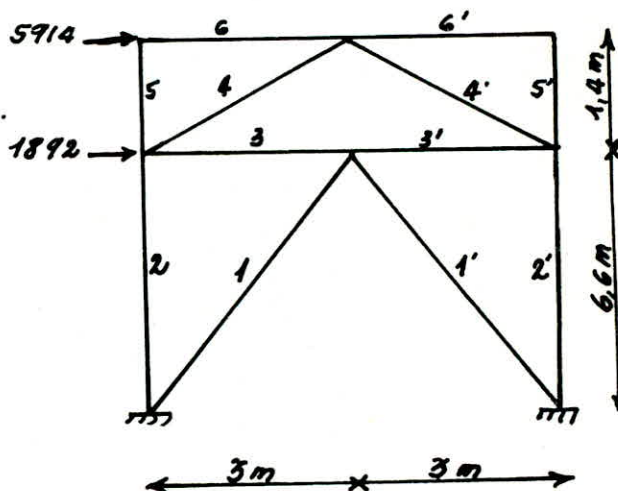
$$N_5 = 0$$

$$N_2 = 1379 \text{ -- --} = N'_2$$

$$N_3 = 4849 \text{ -- --} = N'_3$$

$$N_4 = 9430 \text{ -- --} = N'_4$$

$$N_4 = 3263 \text{ -- --} = N'_4$$



* Dimensionnement...

- Traverse sup. (sabli\u00e8re)

$$N_{\max} = -5914 \text{ dan (compression)}$$

$$l_0 = 300 \text{ cm}; \quad l_{fx} = 0,8 l_0 = 240 \text{ cm}; \quad l_{fy} = l_0 = 300 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow i_x = 1,8 \text{ cm}, \quad i_y = 2,3 \text{ cm}; \quad \lambda_E = 130$$

On choisit un HEA 140 ($i_x = 5,73; i_y = 3,52; A = 31,4$)

$$\sigma = 5914 / 31,4 = 188,4 \text{ dan/cm}^2$$

$$\lambda = 300 / 3,52 = 85 \rightarrow K_y = 1,547$$

$$K_y \cdot \sigma = 292 < \sigma_e$$

- Traverse inf. $N_{\max} = -4849 \text{ dan (compression)}$

$$\begin{array}{l}
 l_{fx} = 240 \text{ cm} \\
 l_{fy} = 300 \text{ cm} \\
 \lambda_2 = 130
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} l_{fx} \\ l_{fy} \\ \lambda_2 \end{array}} \right\} \text{On choisit un HEA 140}$$

$$\begin{array}{l}
 \sigma = 4849 / 31,4 = 154,4 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e \\
 \lambda_y = 85 \rightarrow K_y = 1,547 \\
 K_y \cdot \sigma = 239 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e.
 \end{array}$$

- Diagonale supérieure.
* Dimensionnement à la compression

$$\begin{array}{l}
 N_{max} = -3263 \text{ dan} \\
 l_0 = (3^2 + 1,4^2)^{1/2} = 3,31 \text{ m} \\
 l_{fx} = 0,8 \cdot l_0 = 265 \text{ cm} \\
 l_{fy} = l_0 = 331 \text{ cm} \\
 \lambda_2 = 130
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} l_{fx} \\ l_{fy} \\ \lambda_2 \end{array}} \right\} \rightarrow \begin{array}{l} i_x = 2,21 \\ i_y = 2,55 \end{array}$$

On choisit 1 cornière (90.90.9)
($i_x = i_y = 2,73$; $A = 15,52 \text{ cm}^2$)

$$\begin{array}{l}
 \sigma = N/A = 210,2 \text{ dan/cm}^2 ; \lambda_y = l_{fy} / i_y = 121 \rightarrow K = 2,546 \\
 K \cdot \sigma = 536 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e.
 \end{array}$$

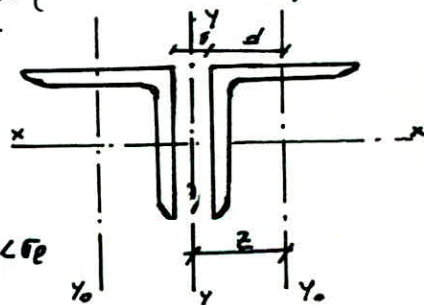
- Diagonale inf.
Dimensionnement à la compression

$$\begin{array}{l}
 N_{max} = -9430 \text{ dan} \\
 l_0 = (6,6^2 + 3^2)^{1/2} = 7,25 \text{ m} \\
 l_{fx} = 580 \text{ cm} \\
 l_{fy} = 725 \text{ cm} \\
 \lambda_2 = 130
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} l_{fx} \\ l_{fy} \\ \lambda_2 \end{array}} \right\} \rightarrow \begin{array}{l} i_x = 4,46 \text{ cm} \\ i_y = 5,57 \text{ cm} \end{array}$$

On choisit 2 cornières jumelées 2 (150.150.15) et un gousset d'épaisseur $\delta = 10 \text{ mm}$.

$$\begin{array}{l}
 I_x = 2I_{x0} = 1796,2 \text{ cm}^4 \\
 I_y = 2(I_{y0} + A_0 \cdot Z^2) = 3737,5 \text{ cm}^4 \\
 (Z = \delta/2 + d = 4,75)
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 i_y = 6,59 ; i_x = 4,57 \\
 \lambda_y = 127 < \lambda_2 ; \lambda_x = 110 < \lambda_2 \\
 \rightarrow K_y = 2,748 \Rightarrow K_y \cdot \sigma = K \cdot N / 2A_0 = 304 < \sigma_e
 \end{array}$$



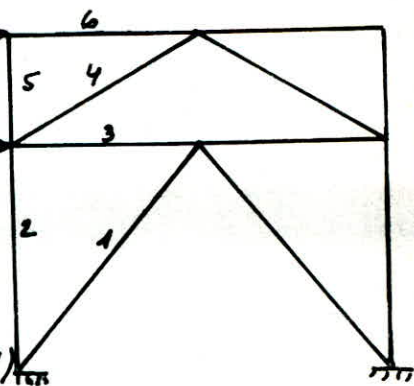
* Stabilité. 3

même procédé de calcul 5914 → que (2). $N_2 = 674$
($N_6 = 5914$; $N_4 = 3263$; $N_1 = 11716$)
Sablère (HEA 140) 3784

Traverse inf. - soit un HEA 140
 $N_{max} = -5497$; $\sigma = 175 \text{ dan/cm}^2$
 $\lambda_2 = 130$; $\lambda_y = 85 \Rightarrow K_y \cdot \sigma = 271 < \sigma_e$

Diagonale sup. 1 cornière (90.90.9)

Diag. inf. $N = 11716 \rightarrow$ 2 cornières jumelées: 2 (150.150.15)
 $K_y \cdot \sigma < \sigma_e$



Bloc administratif 1 - = Stabilité longitudinale = -

- Traverse sup. (sabliaire).

(IPE 160)

$$N_{max} = -527 \text{ dan (compr.)}$$

$$l_{fx} = 0,8 l_0 = 400 \text{ cm}$$

$$l_{fy} = l_0 = 500 \text{ cm} \quad (\lambda_1 = 300)$$

$$\sigma = N/A = 26,22$$

$$\lambda_x = 60,8 < \lambda_2$$

$$\lambda_y = 271 < \lambda_3 \rightarrow K_y = 11,3$$

$$K_y \cdot \sigma = 296 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_a$$

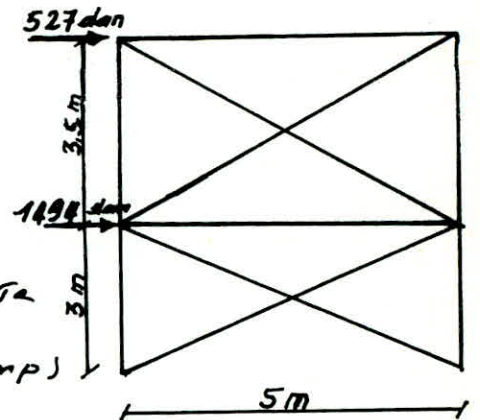
- Traverse inf. (IPE 160)

$$N_{max} = -1494 \text{ dan (comp.)}$$

$$\lambda_x = 60,8$$

$$\lambda_y = 271 \rightarrow K_y = 11,3$$

$$\sigma = N/A = 74,33 \rightarrow K_y \cdot \sigma = 840 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_a$$



- Diagonale supérieure

$$N = 290 \text{ dan}$$

$$l_0 = (5^2 + 3,5^2)^{1/2} = 6,1 \text{ m}$$

$$l_{fx} = 0,8 \cdot l_0 = 448 \text{ cm}$$

$$l_{fy} = 0,5 \cdot l_0 = 305 \text{ cm}$$

$$\lambda_1 = 1300$$

$$\Rightarrow i_y = 305/130 = 2,3 \text{ cm}$$

- On choisit une cornière 80.80.8 ($i_x = i_y = 2,43 \text{ cm}$)

$$\sigma = N/A = 23,6 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_a$$

$$\lambda_y = 305/2,43 = 125,5 < \lambda_1$$

- Diagonale inférieure

$$N = 880 \text{ dan}$$

$$l_0 = (5^2 + 3^2)^{1/2} = 5,93 \text{ cm}$$

$$l_{fx} = 0,8 \cdot l_0 = 466,5 \text{ cm}$$

$$l_{fy} = 0,5 \cdot l_0 = 291,5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow i_y = 291,5/130 = 2,24$$

- On choisit une cornière 80.80.8

$$\sigma = 880/2,43 = 362 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_a$$

$$\lambda_y = 291,5/2,43 = 120 < \lambda_1$$

(Véifiés)

* Les deux blocs administratifs sont identiques, donc la stabilité longitudinale du 2^e bloc est la même que celle du 1^{er}.

- On a une travée contreventée pour chaque bloc

8

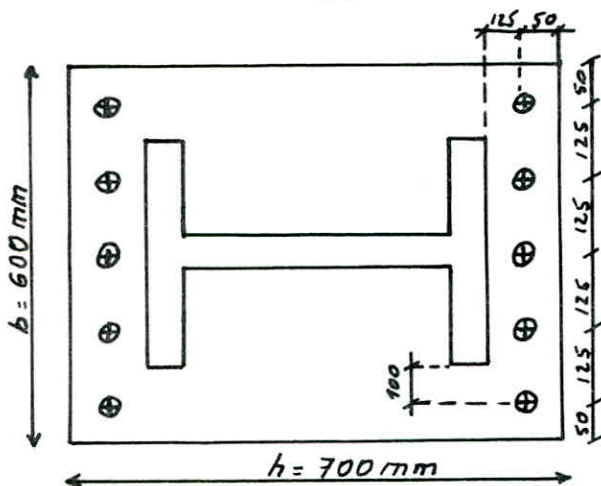
**ANCRAGE
DES
POTEAUX**

- = Ancrage du poteau - =

L'assise du poteau est soumise à une force de compression N pondérée et d'un moment d'encastrement M pondéré.

$$M_0 = 2753484 \text{ dan.cm}$$

$$N = 6837 \text{ dan.}$$



Nous utilisons des boulons $\phi 30$
 $\phi 30 \Rightarrow d = 31 \text{ mm}$

$$3d < \delta < 7d \Leftrightarrow 93 < \delta < 217$$

$$1,5d < \delta_L < 2,5d \Leftrightarrow 46,5 < \delta_L < 77,5$$

$$1,5d < \delta_T < 2,5d \Leftrightarrow 46,5 < \delta_T < 77,5$$

Soient: $\delta = 125 \text{ mm}$
 $\delta_L = \delta_T = 50 \text{ mm.}$

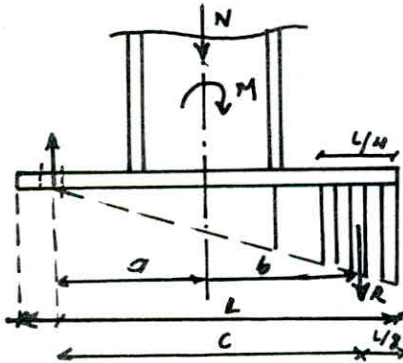
$$\Rightarrow h = 700 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

Dimensionnement de la platine.

1. Sans raidisseurs: $e_p = (6M_0 / b \cdot \sigma_e)^{1/2} = 10,7 \text{ cm.}$

e_p est importante \Rightarrow nécessité des raidisseurs.



Dans cette méthode, on considère que la zone comprimée représente forfaitairement une surface égale au 1/4 de celle de la semelle. Cette hypothèse est admise compte tenu des difficultés d'un bourrage correct de béton après réglage de l'ossature métallique.

$$L = 70 \text{ cm}$$

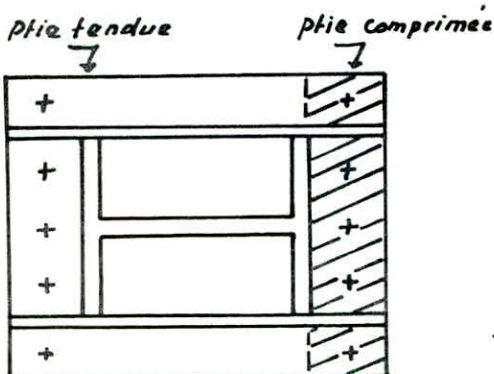
$$a = 30 \text{ cm}$$

$$c = 56,25 \text{ cm}$$

$$b = 26,25 \text{ cm}$$

$$L/8 = 8,75 \text{ cm}$$

$$L/4 = 17,5 \text{ cm.}$$



- Compression sur le béton
 $R = (M_0 + N \cdot a) / c = 52597 \text{ dan}$

- Contrainte moyenne dans le béton
 $\sigma_{b,m} = 4 \cdot R / L \cdot b = 50 \text{ dan/cm}^2$

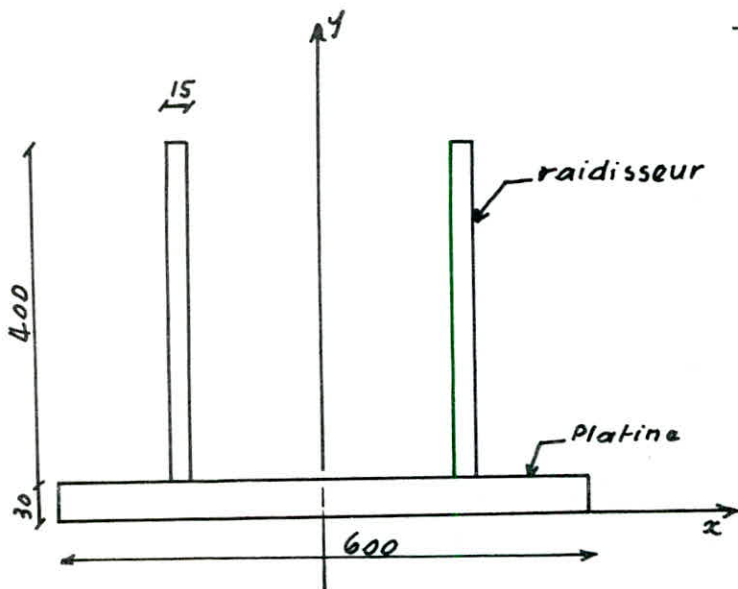
- Contrainte maximale dans le béton
 $\sigma_b = \sigma_{b,m} (c + L/8) / c = 57,8 \text{ dan/cm}^2$

Traction dans les boulons d'ancrage.

$$F = (M_0 - N \cdot b) / n_b \cdot C = 9152 \text{ dan}$$

⇒ il nous faudra utiliser des boulons d'ancrage $\phi 30$
→ notre choix est bon.

- Justifions la conception de la semelle du poteau



- Recherche du centre de gravité

$$\text{Platine: } A_p = 3 \cdot 60 = 180 \text{ cm}^2$$

$$S_p^* = 180 \cdot 1,5 = 270 \text{ cm}^3$$

Raidisseurs:

$$A_r = 2 \cdot 1,5 \cdot 40 = 120 \text{ cm}^2$$

$$S_r^* = 120 \cdot 21,5 = 2580 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow A = A_p + A_r = 300 \text{ cm}^2$$

$$S^* = S_p^* + S_r^* = 2850 \text{ cm}^3$$

$$\Rightarrow G = S^*/A = 9,5 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

Platine:

$$60 \cdot 3^3/12 + 60 \cdot 3 \cdot 8^2 = 11790 \text{ cm}^4$$

raidisseurs:

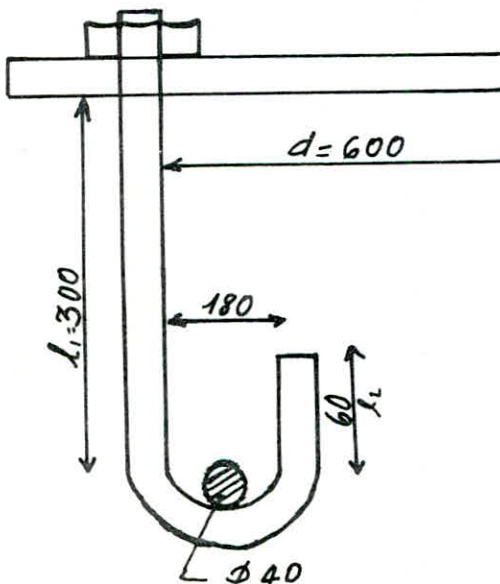
$$2(1,5 \cdot 40^3/12 + 1,5 \cdot 40 \cdot 13,5^2) = 37870 \text{ cm}^4$$

$$I = 49660 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = M \cdot v / I + N / A = 1880,3 \text{ dan/cm}^2 < f_c \text{ vérifié}$$

($v = 33,5 \text{ cm}$).

Vérification des boulons d'ancrage



en cas d'ancrage des boulons dans le béton armé, on doit vérifier la résistance de la liaison Acier-béton cette liaison est fonction du dosage en ciment dans le béton de distance d :

- Effort d'arrachement.

béton dosé à 350. (CPA 325)

$$N = 0,1 (1 + 350 \cdot 7/1000) \cdot \frac{30}{(1 + 30/600)^2} \cdot (300 + 6 \cdot 2,90 + 350)$$

$$= 10195 \text{ dan} > T \text{ vérifié.}$$

$$l_1 = 30 \text{ cm.}$$

$$l_2 = 6 \text{ cm}$$

$$r = 9 \text{ cm.}$$

9

ASSEMBLAGES

- = Assemblages - =

I. Assemblage Poteau - Traverse

La traverse est soudée sur une platine, l'assemblage des deux profilés se fait à l'aide des boulons HR (8.8). Les derniers reprennent simultanément un effort tranchant T , un moment fléchissant M et une force axiale N

$$\begin{aligned} M_b &= 1613011 \text{ dan.cm} \\ N &= 4746 \text{ dan} \\ T &= 4701 \text{ dan} \end{aligned}$$

Nous choisirons des boulons HR 8.8 $\phi 22$ pour cet assemblage. Les boulons sont disposés comme indique la figure (2).

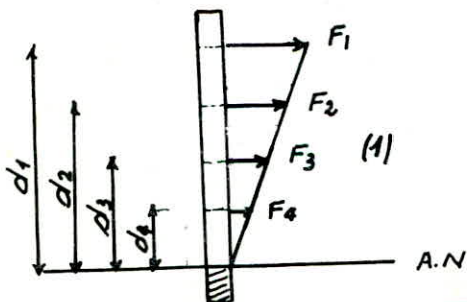
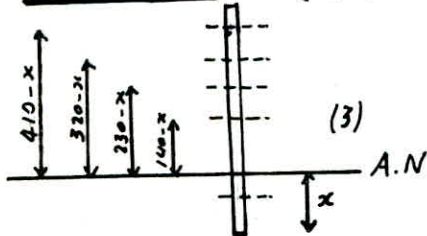
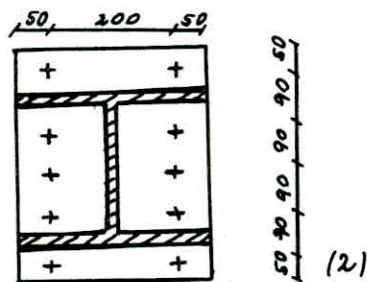
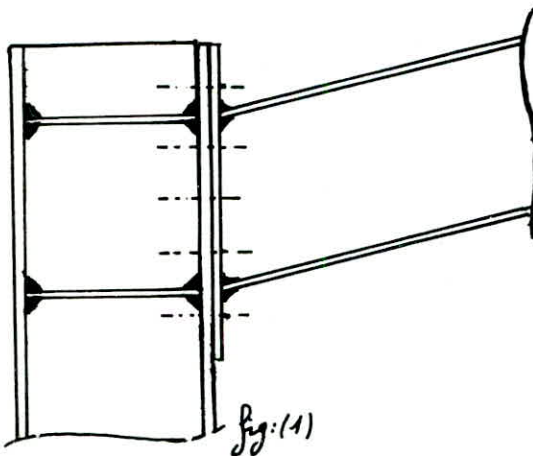
$$\phi = 22 \text{ mm} \rightarrow d = 23 \text{ mm}$$

$$1,5d < \delta_1 < 2,5d$$

$$\text{---} < \delta_2 < \text{---}$$

$$3d < \delta < 10d$$

$$\text{Soient: } \delta_1 = \delta_2 = 50 \text{ mm} \\ \delta = 90 \text{ mm}$$



- Détermination de l'axe neutre (Fig 3)

$$\begin{aligned} bx^2/2 &= n_b \cdot A_r \cdot (\sum di - nx) \\ 15x^2 &= 2 \cdot 3,03 (41 + 32 + 23 + 14 - 4x) \\ \Leftrightarrow 15x^2 + 24,24x - 666,6 &= 0 \\ \Rightarrow x &= 5,9 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$d_1 = 351 \text{ mm}$$

$$d_2 = 261 \text{ mm}$$

$$d_3 = 171 \text{ mm}$$

$$d_4 = 121 \text{ mm}$$

Effort dû au moment fléchissant M .

$$F_M^* = M \cdot d_1 / 2 \Sigma d_i^2 = 12036 \text{ dan}$$

Effort dû à la force axiale N .

$$N^* = N / n_b = N / 10 = 494,6 \text{ dan}$$

$$N_f^* = F_M^* + N^* = 12531 \text{ dan}$$

et on a :

$$N_0 = 0,8 \cdot A_r \cdot \sigma_n = 15514 \text{ dan} \quad (\sigma_n = 6400 \frac{\text{dan}}{\text{cm}^2})$$

$$\Rightarrow N_f^* < N_0 \text{ vérifiée.}$$

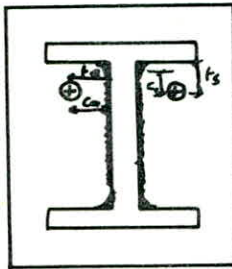
Cisaillement :

$$T^* = T / 10 = 470,1 \text{ dan}$$

$$1,14 (N_0 - N^*) = 1,14 \cdot 0,3 (15514 - 495) = 4956,3 \text{ dan.}$$

$$T^* < 1,14 (N_0 - N^*) \text{ vérifiée}$$

Détermination de l'épaisseur de la platine.



$$t_a = (200 - 85) / 2 = 95,75 \text{ mm}$$

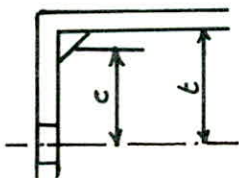
$$c_a = 95,75 - 16,97 = 78 \text{ mm}$$

$$t_s = 38 \text{ mm}$$

$$c_s = 38 - 16,97 = 21 \text{ mm}$$

Nous choisirons des cordons de soudure de 12 mm.

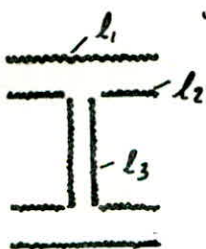
$$a = 12 \text{ mm} \Rightarrow a \cdot \sqrt{2} = 16,97 \text{ mm.}$$



$$e > F / 375 (t_a/c_a + t_s/c_s) \quad F = 12531 \text{ dan}$$

$$\Rightarrow e > 11 \text{ mm} \quad \text{on prend : } e = 15 \text{ mm}$$

Calcul des soudures : (art 4,312-62 p. 143)



$$a = 12 \text{ mm} \Rightarrow a_k = 10,4 \text{ mm}$$

$$l_1 = 300 - 24 = 276 \text{ mm}$$

$$l_2 = 262 - 24 = 238 \text{ mm}$$

$$l_3 = 140,75 - 24 = 116,75 \text{ mm}$$

$$\Sigma l_i \cdot a_i = 153,38$$

Cordons de la semelle.

$$1,18 \left[4946 / 153,38 + 16130 \cdot 11 \cdot 29 / 1,04 (29^2 \cdot 26,6 + 2(29 \cdot 1,4 \cdot 2) 1168) \right]$$

$$= 2347 \text{ dan/cm}^2 < \sigma_e$$

$$\text{cordons d'ame : } \left[1,14 (4946 / 153,38) + 1,8 (4701 / 2 \cdot 25 \cdot 1,04) \right]^{1/2} = 122 \frac{\text{dan}}{\text{cm}^2} < \sigma_e$$

Effort dû au moment fléchissant M_b :

$$F^* = M_b \cdot d_1 / 2 \Sigma d_i^2 = 2934 \text{ dan}$$

Effort dû à la force axiale N :

$$N^* = N / n_{br} = N / 10 = 502 \text{ dan}$$

$$N_f^* = F^* + N^* = 3436 \text{ dan}$$

$$N_0 = 0,8 \cdot A_r \cdot \sigma_{en} = 15514 \text{ dan}$$

$$N_f^* < N_0 \text{ (vérifiée)}$$

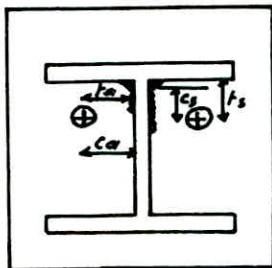
Effort dû à T (cisaillement)

$$T^* = T / 10 = 1187 \text{ dan}$$

$$1,14 (N_0 - N^*) = 4954 \text{ dan}$$

$$T^* < 1,14 (N_0 - N^*) \text{ (vérifiée)}$$

Détermination de l'épaisseur de la platine :



$$e > F / 375 (t_a/c_a + t_s/c_s)$$

Nous choisissons des cordons de soudure de 6 mm.

$$a = 6 \text{ mm} \Rightarrow a\sqrt{2} = 8,5 \text{ mm}$$

$$t_a = (200 - 10) / 2 = 95 \text{ mm}$$

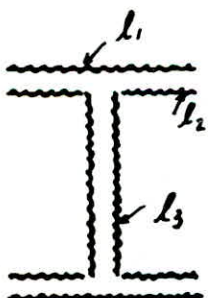
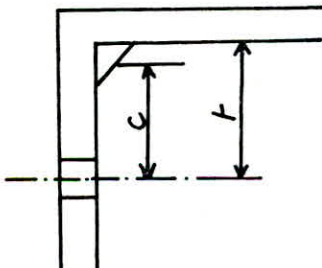
$$c_a = 95 - 8,5 = 86,5 \text{ mm}$$

$$t_s = 51,25 \text{ mm}$$

$$c_s = 51,25 - 8,5 = 42,75 \text{ mm}$$

$$F = 3436 \text{ dan} \Rightarrow e > 4 \text{ mm.}$$

$$\text{On prend } e = 10 \text{ mm}$$



* Calcul des soudures

$$a = 6 \text{ mm} \Rightarrow a_1 = 5,6 \text{ mm}$$

$$l_1 = 300 - 12 = 288 \text{ mm}$$

$$l_3 = 315 - 12 = 303 \text{ ''}$$

$$l_2 = 145 - 12 = 133 \text{ ''}$$

$$\Sigma l_i a_{i1} = a_1 [2l_1 + 2l_3 + 4l_2] = 96 \text{ cm}^2$$

- Cordons de la semelle

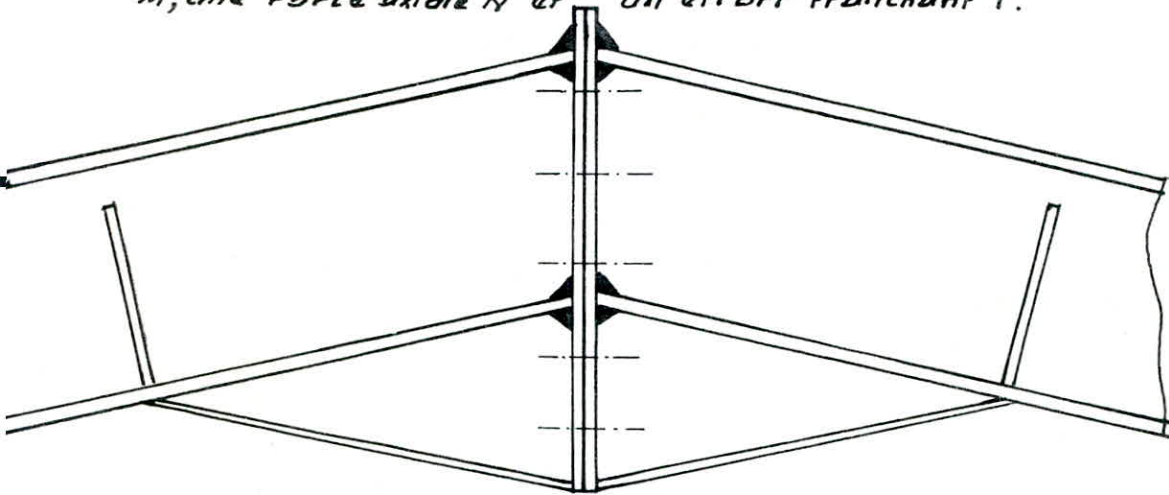
$$1,18 \left[5019 / 96 + 474600 \cdot 35 / 0,56 \left(35^2 \cdot 28,8 + 2(35 - 1,75 \cdot 2) \cdot 13,3 \right) \right] = 1030 < \sigma_e$$

- Cordons d'âme

$$\left[1,14 (5019 / 96) + 1,18 (11865 / 2 \cdot 303 \cdot 0,56)^2 \right]^{1/2} = 469 \frac{\text{dan}}{\text{cm}^2} < \sigma_e$$

semblage: traverse-traverse

les traverses, sont soudées, chacune, sur une platine, les deux (02) profilés, sont assemblés entre eux par des boulons HR 8-8, reprenant, simultanément un moment fléchissant M , une force axiale N et un effort tranchant T .



$$M = 408808 \text{ dan.cm}$$

$$N = 923 \text{ dan}$$

$$T = 1612 \text{ dan}$$

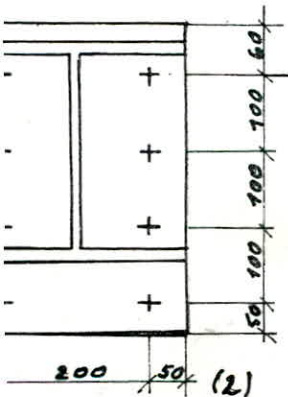
Pour cet assemblage, nous choisirons des bts HR 8-8 $\phi 22$ disposés comme indique la fig. 2

$$d_1 = 350 - x$$

$$d_2 = 250 - x$$

$$d_3 = 150 - x$$

l'épaisseur de la platine: $e = 10 \text{ mm}$



Determination de l'A.N

$$15x^2 = 2.3,03(75-3x)$$

$$\Leftrightarrow 15x^2 + 18,18x - 450,5 = 0$$

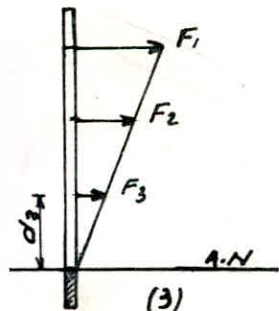
$$\Rightarrow x \approx 5 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow d_1 = 300 \text{ mm}$$

$$d_2 = 200 \text{ mm}$$

$$d_3 = 100 \text{ mm}$$

$$\sum d_i^2 = 1400 \text{ cm}^2$$



effort dû au moment fléchissant M .

$$F^* = M \cdot d_1 / 2 \Sigma d_i^2 = 4380 \text{ dan}$$

effort dû à la force axiale N

$$N^* = N/8 = 115,5 \text{ dan}$$

$$N_f^* = F^* + N^* = 4495,5 \text{ dan}$$

$$N_0 = 0,8 \cdot 3,03 \cdot 6400 = 15513,6 \text{ dan}$$

$$N_f^* < N_0 \text{ Vérifié.}$$

effort dû à T .

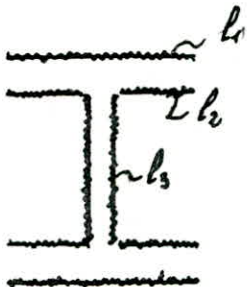
$$T^* = T/8 = 201,5 \text{ dan}$$

$$1,14(N_0 - N^*) = 5081,5 \text{ dan.}$$

$$T^* < 1,14(N_0 - N^*) \text{ Vérifié.}$$

épaisseur de la platine : $e = 10 \text{ mm}$

Calcul des soudures :



$$a = 6 \text{ mm} \Rightarrow a_k = 5,6 \text{ mm}$$

$$l_1 = l_1 - 2a = 300 - 12 = 288$$

$$l_2 = l_2 - 2a = 262 - 12 = 250$$

$$l_3 = l_3 - 2a = 145,75 - 12 = 133,75$$

$$\Sigma l_i \cdot a_i = 90,2 \text{ cm}$$

Vérifications :

1. Cordons de semelle :

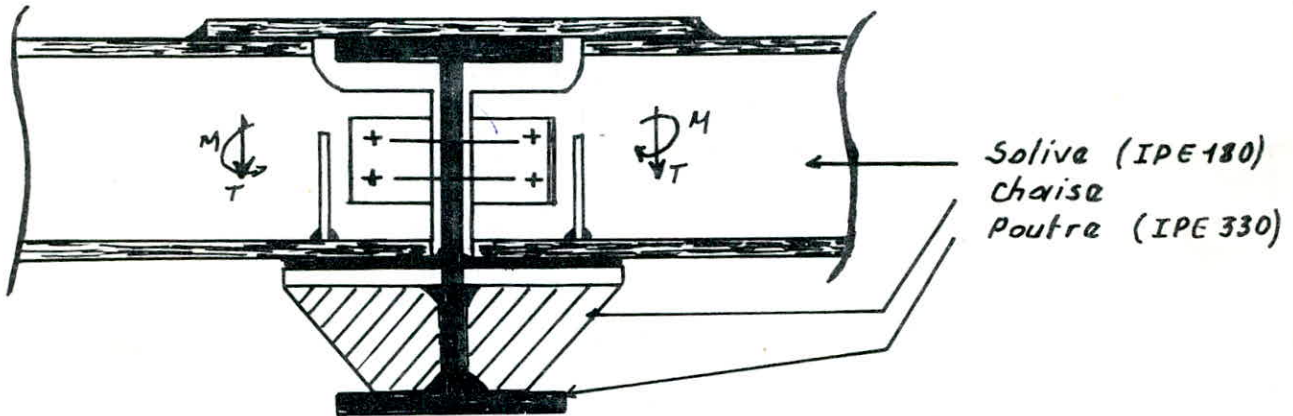
$$1,18 \left[\frac{923}{0,56 \times 90,2} + \frac{408808 \times 29}{0,56 \left(29^2 \times 28,8 + 2(29 - 2 \times 1,75)^2 \cdot 13,375 \right)} \right] = 900 < 2400$$

$$= 900 < 2400 \text{ dan/cm}^2$$

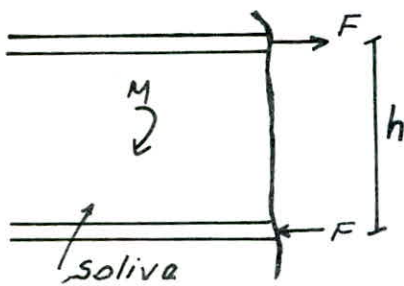
2. Cordons d'ame :

$$\sqrt{1,4 \left(\frac{923}{0,56 \times 90,2} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{1612}{0,56 \times 2 \times 25} \right)^2} = 80,2 < 2400 \text{ dan/cm}^2$$

Assemblage Poutre-Solive.

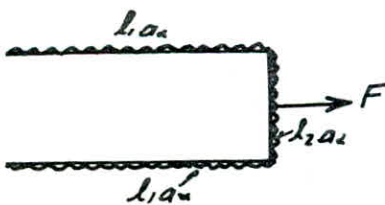


La solive est encastrée dans la poutre et elle repose sur une chaise.



le moment d'encastrament (M) crée un couple de forces horizontales F se traduisant par une force de traction dans l'aile supérieure et une force de compression au niveau de l'aile inférieure.
Cette force est définie par la relation $F = M/h$

1. Assemblage Eclisse-Solive



l'épaisseur de l'éclisse est de :
 $e = 8 \text{ mm}$

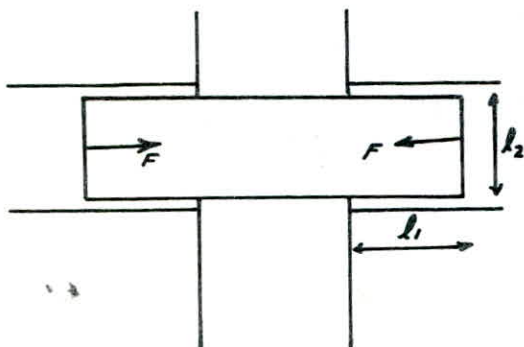
le cordon de soudure :
 $a = 6 \text{ mm} \Rightarrow a_1 = 5,6 \text{ mm (Art. 4.312)}$

soient : $l_2 = 80 \text{ mm} \rightarrow l_1 = l_2 - 2a = 68 \text{ mm}$
 $l_1 = 100 \text{ mm} \rightarrow l_1 = l_1 - 2a = 88 \text{ mm}$

$$F = M/h = 288417/18 = 16023 \text{ dan}$$

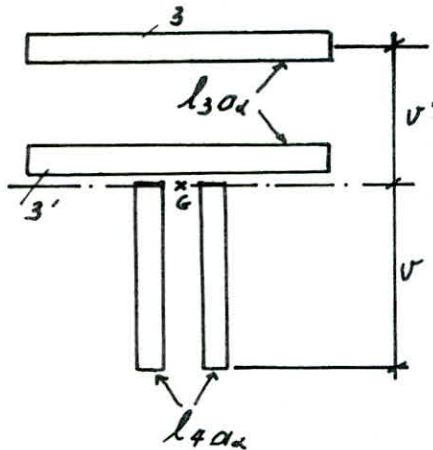
Vérification :

$$F/0,75(2l_1a_1 + l_2a_1) = 1564 \frac{\text{dan}}{\text{cm}^2} < \sigma_e$$



Assemblage Chaise-poutre :

La fixation de la chaise sur la poutre (IPE 330) est envisagée par soudure. L'ensemble doit reprendre un moment M_T et un effort tranchant T .



Dimensions de la chaise
12.25 [cm][cm]. $e = 10 \text{ mm}$.

$$L_3 = 250 \text{ mm}$$

$$L_4 = 128 \text{ mm}$$

Cordons de soudure.

$$a = 6 \text{ mm} \Rightarrow a_u = 5,6 \text{ mm}.$$

$$l_3 = L_3 - 2a = 238 \text{ mm}$$

$$l_4 = L_4 - 2a = 116 \text{ mm}$$

Recherche du centre de gravité

$$x_3 = L_4 + \frac{3}{2} \cdot a_u + e = 146,4 \text{ mm}$$

$$x'_3 = L_4 + a_u/2 = 130,8 \text{ mm}$$

$$x_4 = L_4/2 = 64 \text{ mm}$$

$$A_3 = A'_3 = a_u \cdot l_3 = 1332,8 \text{ mm}^2$$

$$A_4 = a_u \cdot l_4 = 649,6 \text{ mm}^2$$

$$x_G = (A_3 \cdot x_3 + A'_3 \cdot x'_3 + 2A_4 \cdot x_4) / (2(A_3 + A_4)) = 114 \text{ mm}$$

Moment d'inertie

$$I_{x_G} = l_3 a_u (x_3 - x_G)^2 + l_3 a_u (x'_3 - x_G)^2 + 2 \left[\frac{1}{12} l_4 a_u^3 + l_4 a_u (x_4 - x_G)^2 \right] = 648 \text{ cm}^4$$

Calcul du Moment

$$M_T = T \left(\frac{3}{2} \cdot c + e \right) = 31149 \text{ dan.cm} \quad \text{avec} \begin{cases} T = 3461 \text{ dan} \\ c = 12 \text{ cm} \\ e = 1 \text{ cm} \end{cases}$$

Effet de M_T :

1. contrainte due à la compression

$$c_c(M_T) = M_T \cdot v / I_{x_G} = 548 \text{ dan/cm}^2 \quad (v = 11,4 \text{ cm})$$

2. contrainte due à la traction.

$$c_t(M_T) = M_T \cdot v' / I_{x_G} = 154,3 \text{ dan/cm}^2 \quad (v' = 3,21 \text{ cm})$$

3. $c_F = F / 2 l_3 a_u = 609,1 \text{ dan/cm}^2$.

Effet de T : $c_T = T / 2 l_4 a_u = 266,4 \text{ dan/cm}^2$

Vérification de la fibre v'

$$c_t(M_T) + c_F \leq 0,75 \cdot \sigma_e ?$$

$$755,4 \leq 1800 \quad \text{Vérifiée.}$$

Vérification de la fibre v

$$(c_t^2 + c_c^2(M_T))^{1/2} \leq 0,75 \sigma_e ?$$

$$609,3 \leq 1800 \quad \text{Vérifiée.}$$

10

FOUNDATIONS'

== FONDATIONS ==

le site du terrain se trouve au sud de la ville de Satif, sa topographie présente une pente assez régulière et la ligne de plus grande pente se trouve dans une direction nord avec une pente maximum de 16%. Sa superficie est estimée à 6,00 ha.

le terrain est plus homogène en profondeur qu'en surface on peut le classer en trois couches.

- une couche de terre végétale (0,50 m)
- " " argile-sableuse à limoneuse (1,50 m)
- " " sous-jacente de marne-sableuse

* la résistance en pointe minimale ($R_{p,m}$) enregistrée est de 45 bars à la profondeur de 2,5 m.

D'après les résultats d'analyse des échantillons, la densité sèche est de $1,5 \text{ t/m}^3$ en moyenne, la teneur en eau varie entre 15,2 et 27,9%, le degré de saturation S_r est compris entre 59% et 95,3%.

les limites de liquidité et l'indice de plasticité varient dans les plages suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} 41\% \leq W_L \leq 53\% \\ 17,4\% \leq I_p \leq 29,8\% \end{array} \right.$$

les valeurs de l'angle de frottement et celles de la cohésion sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 5^\circ \leq \varphi \leq 25^\circ \\ 0,3 \leq c_u \leq 1,46 \text{ bars} \end{array} \right.$$

Du point de vue mécanique, le sol a une contrainte de consolidation de 1,4 à 2,4 bars, les indices de compressibilité sont moyens ($0,204 \div 0,288$) et ceux du gonflement sont faibles ($0,065 \div 0,077$).

Calcul du taux de travail par la formule de Terzaghi

$$\sigma_s = \gamma \cdot D + \left(\rho \cdot \gamma \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D (N_q - 1) + 1,3 \cdot c \cdot N_c \right) / F$$

$$\text{avec } \rho = B/2(1+B/L)$$

on a $N = 49,31 \text{ t}$ soit $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N}{20}} = 1,57 \text{ m}$

soit une semelle carrée ($B = 160 \text{ cm}$)

$$\varphi = 15^\circ \left\{ \begin{array}{l} N_\gamma = 2,33 \\ N_q = 3,94 \\ N_c = 11 \end{array} \right.$$

$$\rho = 0,4$$

$$\gamma = 1,5 \text{ t/m}^3$$

$$c = 6,4 \text{ t/m}^2$$

$$F \geq 3$$

$$D = 2 \text{ m}$$

$$\sigma_s = 0,15 \cdot 2 + \frac{0,15 \cdot 2,33 + 0,15 \cdot 2 \cdot 2,94 + 1,3 \cdot 6,4 \cdot 11}{3}$$

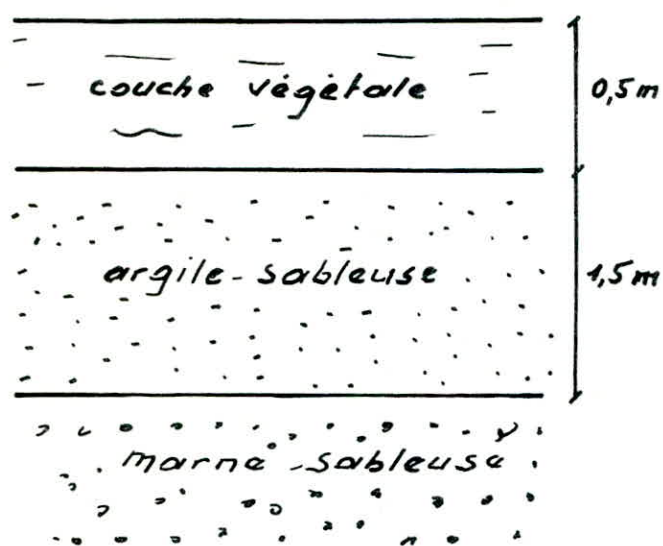
$$= 3,7 \text{ bars}$$

$$\Rightarrow B = (49,31/3,7)^{1/2} = 1,15 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 3,68 \Rightarrow B = 1,16 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 3,68 \text{ bars}$$

- conclusion: le taux de travail est de : 3,68 bars

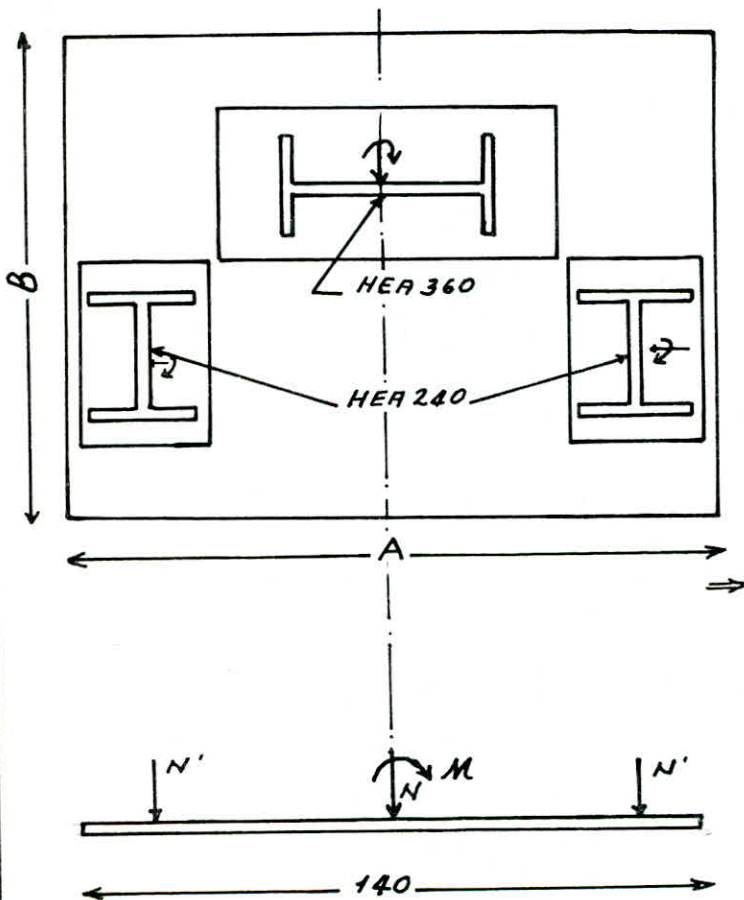


le site destiné à la construction d'une
 "base Logistique" : peut recevoir
 ce genre de construction, sous réserve qu'un
 taux admissible de 2 bars à la profondeur de
 (2 ÷ 2,5 m) sur la marne rouge brique ne soit
 pas dépassé.

Tassement : tous les échantillons sont surconsolidés, les tassements seront négligeables

Dimensionnement de la semelle

Il s'agit de dimensionner une semelle sous trois (03) poteaux, un HEA360 avec un effort normal N et un moment M suivant x , et deux (02) HEA240 avec un effort normal N' , chacun et un moment M' , suivant y .



$$\text{HEA360. } M_0 = 1088959 \text{ dan.cm}$$

$$N = 11649 \text{ dan.}$$

$$\text{HEA240. } M' = 433600 \text{ dan.cm}$$

$$N' = 18828 \text{ dan.}$$

Pour le dimensionnement de la semelle et le calcul des aciers: $S = G + 1,2P + T$ tandis que les vérifications se font sous SP_2 .

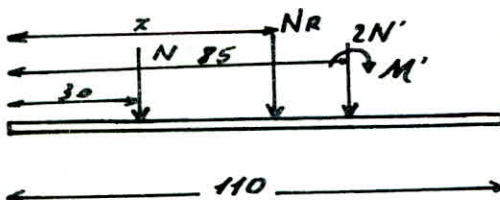
- On a un sol peu compressible
 $e = M/N \leq A/6$

$$M = 1088959 \text{ dan.cm}$$

$$N_R = N + 2N' = 49305 \text{ dan.}$$

$$e = M/N = 22,086 \leq A/6$$

$$\Rightarrow A \geq 133, \text{ soit } A = 160 \text{ cm}$$



$$N_R \cdot x = N \cdot 30 + 2N' \cdot 85$$

$$\Rightarrow x = 83,82 \text{ cm}$$

$$e' = 83,82 - 55 = 18,82.$$

le moment d'excentricité

$$M_e = N_R \cdot e' = 927920 \text{ dan.cm}$$

Le moment total/centre

$$M_t = 2M' + M_e = 1795420 \text{ dan.cm}$$

$$e = M_t/N_R = 36,41 \leq B/6 \Rightarrow B \geq 218,5, \text{ soit } B = 220 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes:

$$* \sigma(\sigma_2) = (\sigma_2 + 3\sigma_1)/4 \leq \bar{\sigma}$$

$$\sigma_{1,2} = N/S \pm M \cdot v/I$$

$$S = A \cdot B = 35200 \text{ cm}^2$$

$$I = A \cdot B^3/12 = 141973333 \text{ cm}^4$$

$$v = B/2 = 110 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = M \cdot v/I + N/S = 2,79 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_2 = N/S - M \cdot v/I = 0,01 \text{ — — —}$$

(Le diag. des contraintes sur la sol est trapezoidal)
 σ_1 et σ_2 sont les contraintes aux extrémités.

$$\sigma(B/4) = (\sigma_2 + 3\sigma_1)/4 < \bar{\sigma}_s.$$

Suivant l'autre sens

$$S = A \cdot B$$

$$I = B \cdot A^3/12$$

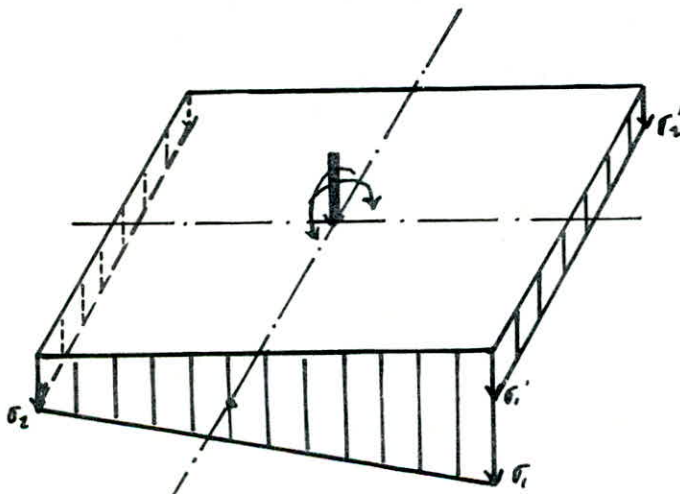
$$v = A/2$$

$$\sigma_1 = 2,56 \text{ dan/cm}^2$$

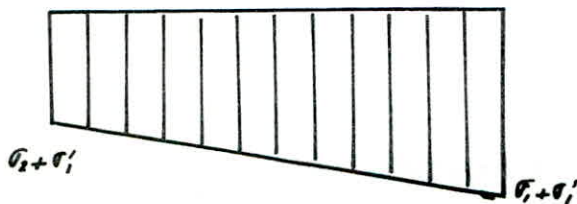
$$\sigma_2 = 0,24 \text{ — — —}$$

$$\sigma(A/4) = (\sigma_2 + 3\sigma_1)/4 < \bar{\sigma}_s.$$

- contraintes résultantes.



on superpose les contraintes



$$\sigma_{11} = \sigma_1 + \sigma_1' = 5,35 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_{12} = \sigma_2 + \sigma_2' = 2,57 \text{ — — —}$$

$$\sigma(B/4) = (\sigma_{12} + 3\sigma_{11})/4 > \bar{\sigma}_s$$

On doit redimensionner la semelle.

soient $A = 280 \text{ cm}$

$$B = 280 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 1,92 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 0,14 \text{ — — —}$$

$$\sigma_1' = 0,93 \text{ — — —}$$

$$\sigma_2' = 0,33 \text{ — — —}$$

- contr. totales.

$$\sigma_{11} = \sigma_1 + \sigma_1' = 2,05 \text{ dan/cm}^2$$

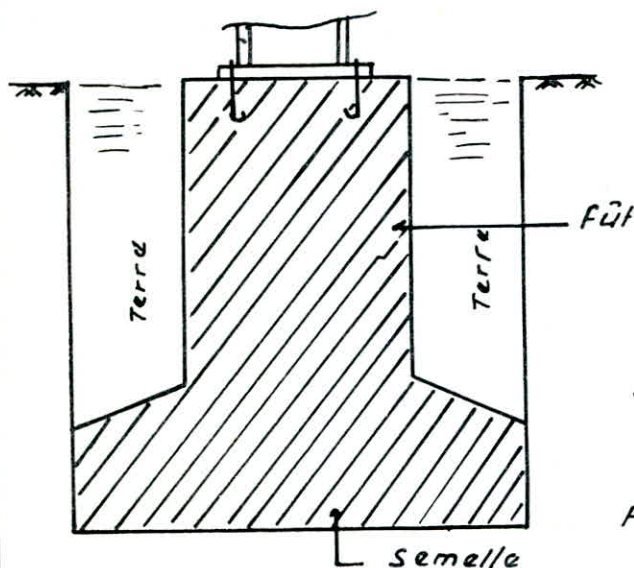
$$\sigma_{12} = \sigma_2 + \sigma_2' = 1,45 \text{ — — —}$$

$$\sigma(A/4) = 1,9 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_s \text{ vérif.}$$

En conclusion $A = B = 280 \text{ cm}$

- Poids des terres sur la semelle.

- on prend les dimensions de la 1^{ère} itération
($A = 160 \text{ cm}$, $B = 220 \text{ cm}$, soit $h > (B-b)/4 = 30 \text{ cm}$)



$$\gamma_t = 1,5 \text{ t/m}^3$$

$$N_t = 1,5 [(AB - ab)(200 - h)]$$

$$= 1,5 [(160 \cdot 220 - 110 \cdot 160) \cdot (200 - 30)]$$

$$= 5049 \text{ dan.}$$

Poids du fût : $\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$
et de la semelle.

$$N_f = 2,5 [AB \cdot h + 115 \cdot 145 \cdot 165]$$

$$= 9518 \text{ dan.}$$

Effort normal total

$$N_r = 49805 + 5049 + 9518 = 63872 \text{ dan}$$

$$\text{Pour : } M = 1088959 \text{ dan} \cdot \text{cm}$$

$$M'_r = 1795120 \text{ — " —}$$

$$N_r = 63872 \text{ dan}$$

Avec $A = B = 280 \text{ cm}$. $\Rightarrow \sigma(A/4) > \bar{\sigma}_s$

donc, on doit augmenter les dimensions de la semelle

- soit $A = B = 300 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 1,11 \text{ dan/cm}^2 \\ \sigma_2 = 0,31 \text{ — " —} \\ \sigma'_1 = 0,95 \text{ — " —} \\ \sigma'_2 = 0,47 \text{ — " —} \end{cases}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 2,05 \text{ dan/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1,58 \text{ — " —} \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma(A/4) = (\sigma_2 + 3\sigma_1)/4 = 1,93 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

Détermination de la hauteur :

- méthode des bielles

$$h > (B-b)/4 = (300 - 110)/4 = 47,5 \text{ cm}$$

soit $h = 75 \text{ cm}$.

calcul des aciers :

méth. des bielles

$$Q' = \sigma(A/4) \cdot A \cdot B = 1,93 \cdot 300 \cdot 300 = 173700 \text{ dan.}$$

$$A'_y = Q' \cdot (B-b) / 8 \cdot \bar{\sigma}_a \cdot h = 19,3 \text{ cm}^2 \quad (12 \text{ T16} = 24,12 \text{ cm}^2)$$

$$A'_x = Q' \cdot (A-a) / 8 \cdot \bar{\sigma}_a \cdot h = 22,92 \text{ cm}^2 \quad (12 \text{ T16} = 24,12 \text{ cm}^2)$$

Conclusion :

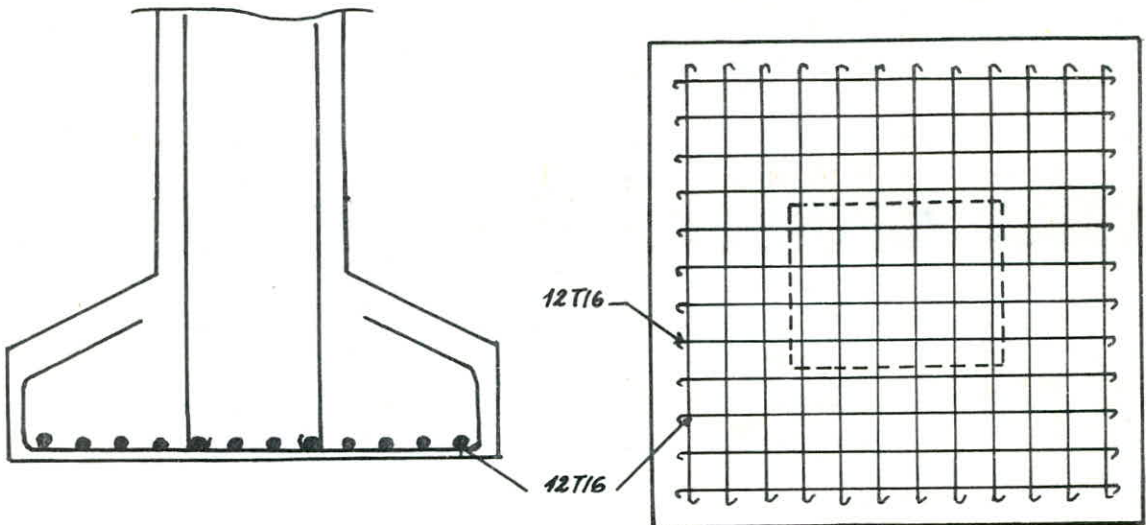
$$A = B = 300 \text{ cm}$$

$$h = 75 \text{ cm.}$$

$$A'_y = 12 \text{ T16}$$

$$A'_x = 12 \text{ T16.}$$

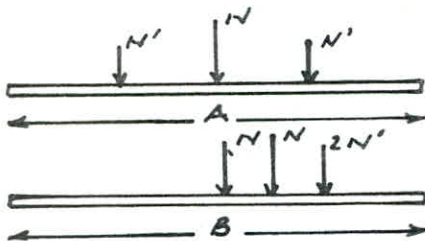
schémas du Ferroillage :



Vérification sous SP_2 : (G+S+T+Si)

$$M = 1396536 \text{ dan.cm} \quad N = 12778 \text{ dan}$$

$$M' = 1194665 \text{ ---} \quad N' = 21545 \text{ ---}$$



$$N_R = N + 2N' = 55868 \text{ dan.}$$

$$N_R \cdot x = N \cdot 30 + 2N' \cdot 85$$

$$\Rightarrow x = 72,48 \text{ cm.}$$

$$\text{L' eccentricité } e' = x - 55 = 17,48 \text{ cm}$$

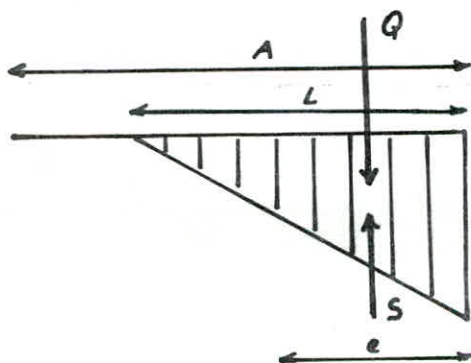
$$\text{le moment d'excent. } M_e = N_R \cdot e'$$

$$= 973250 \text{ dan.cm}$$

$$\Rightarrow M_t = 3362580 \text{ dan.cm}$$

$$e = M_t / N_R = 60 > A/6$$

\Rightarrow la section est partiellement comprimée.



équilibre :

$$Q = S = \sigma_1 \cdot L \cdot B / 2 \Rightarrow \sigma_1 = 2Q / LB$$

$$L = 3c$$

$$c = A/2 - e$$

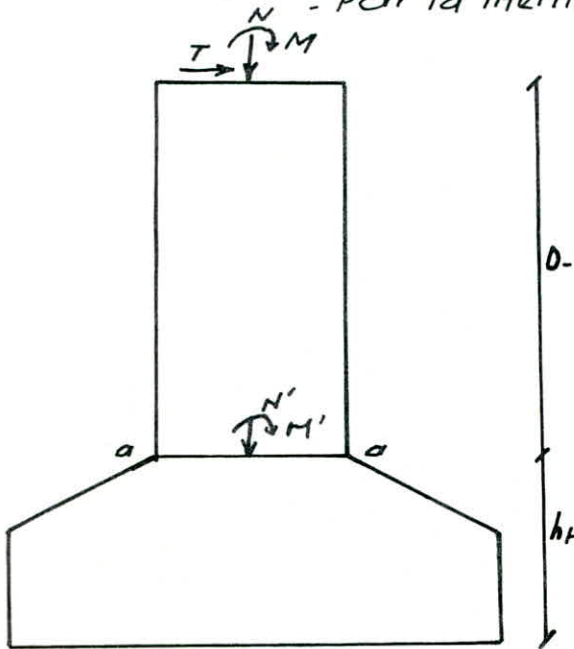
$$\Rightarrow \sigma_1 = 2Q / 3(A/2 - e) \cdot B$$

$$\sigma_1 = 2 \cdot 55868 / 3(150 - 60) \cdot 300 = 1,38 \frac{\text{dan}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_1 < \bar{\sigma}_s \text{ vérifiée.}$$

Ferraillage du Fût

- par la méthode de Charron



$$h_t = 80 \text{ cm} \quad D = 200 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow D - h_t = 120 \text{ cm}$$

Détermination des efforts M, N
au niveau a-a.

Dimensions du poteau (150.150)
a. b

$$M = 1795120 \text{ dan.cm}$$

$$N = 49305 \text{ dan}$$

$$T = 4329 \text{ dan}$$

$$M' = M + T \cdot 120 = 2314600 \text{ dan.cm}$$

$$N' = N = 49305 \text{ dan.}$$

$e = M'/N' = 36,24 > h_t/6$
 \Rightarrow la section est partiellement
- comprimée.

Calcul du moment fictif M_f .

$$M_f = M' + N(h_t/2 - d) \quad (d = d' = 3 \text{ cm})$$

$$= 4138885 \text{ dan.cm}$$

$$\mu = 15 M_f / \bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2 = 0,026 \Rightarrow \begin{cases} K = 56,5 \\ \varepsilon = 0,9301 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \sigma_e / K = 50 \text{ dan/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A_1 = M_f / \bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h = 21,2 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - N / \bar{\sigma}_a = 4 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 4T16(8,04)$$

$$\Rightarrow \bar{\omega}_f = A / 2 \cdot d \cdot b = 4,4 \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\omega}_f / (1 + 10\bar{\omega}_f) = 578$$

$$\sigma_2 = 2,4 \left(\frac{\eta}{\phi} \cdot k \cdot \bar{\sigma}_b \right)^{1/2} = 2258$$

- soit $\bar{\sigma}_a = \min(2800, \max(0, \sigma_2)) = 2258$

risque de fissuration

- on doit augmenter la section d'acier.

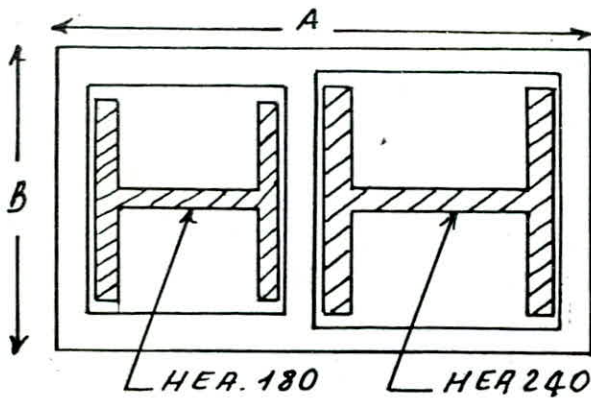
- soient $(6T20 + 6T16) = 39,9 \text{ cm}^2 \Rightarrow \bar{\omega}_f = 0,034$

$$\sigma_1 = 3045 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2019 \text{ —) — }$$

$\bar{\sigma}_a = \min(2800, \max(\sigma_1, \sigma_2)) = 2800 \text{ dan/cm}^2$
pas de fissuration

Cas: 2 Poteau - Potelet



Poteau (HEA 240)

$$M_0 = 433600 \text{ dan.cm}$$

$$N = 18828 \text{ dan}$$

Potelet (HEA 180)

$$M_0' = 231515 \text{ dan.cm}$$

$$N' = 2944 \text{ dan}$$

Même procédé de calcul que le cas précédent (cas 1)

Dimensions de la semelle: $A = 260 \text{ cm}$

$$B = 140 \text{ cm}$$

$$\sigma_1 = 1,19 \text{ bars} \quad * \text{ Ferrailage}$$

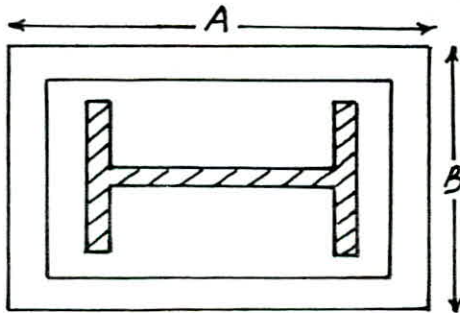
$$\sigma_2 = 0,005 \text{ II}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$A'_y = Q'(A-a)/8\sigma_1 h = 6,37 \text{ cm}^2 \text{ (5T14)}$$

$$A'_x = Q'(B-b)/8\sigma_1 h = 3,47 \text{ (3T14)}$$

Cas: 3
Poteau
HEA 360



$$A = 320 \text{ cm}$$

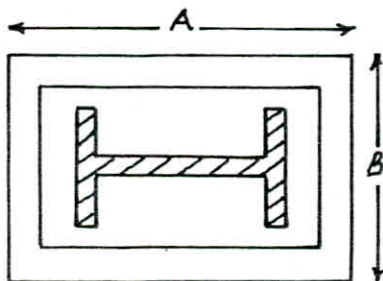
$$B = 275 \text{ cm}$$

$$h = 65 \text{ cm}$$

$$A'_y = 5,64 \text{ cm}^2 \text{ (7T12)}$$

$$A'_x = 4,85 \text{ cm}^2 \text{ (7T12)}$$

Cas: 4
Poteau
HEA 240



$$A = 180 \text{ cm}$$

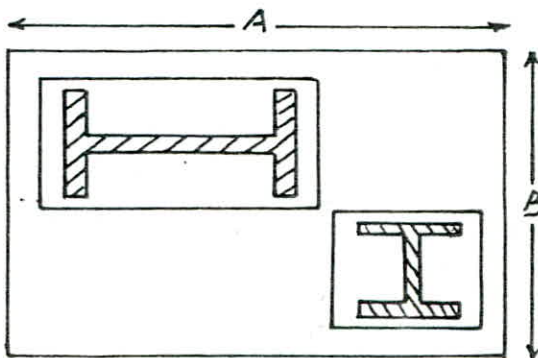
$$B = 130 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$A'_y = 5,6 \text{ cm}^2 \text{ (6T12)}$$

$$A'_x = 4,1 \text{ cm}^2 \text{ (5T12)}$$

Cas: 5
Poteau
HEA 360
Poteau
HEA 240



$$A = 290 \text{ cm}$$

$$B = 270 \text{ cm}$$

$$h = 70 \text{ cm}$$

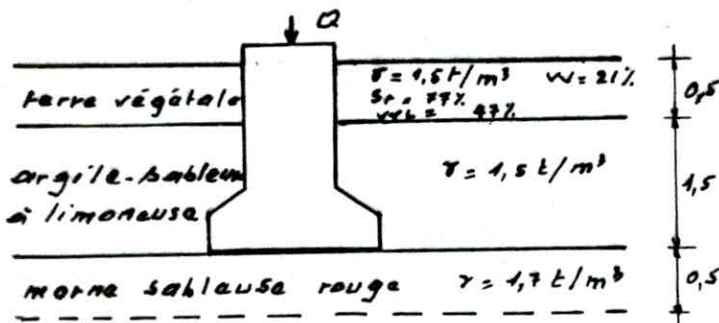
$$A'_y = 21 \text{ cm}^2 \text{ (11T16)}$$

$$A'_x = 19,6 \text{ cm}^2 \text{ (10T16)}$$

* Calcul en détail (voir annexes).

Calcul du tassement

La semelle repose sur la couche sous-jacente de marne-sableuse



Poids des terres : 5,05 t
 Poids de la semelle : 9,52 t
 Q : 49,31 t

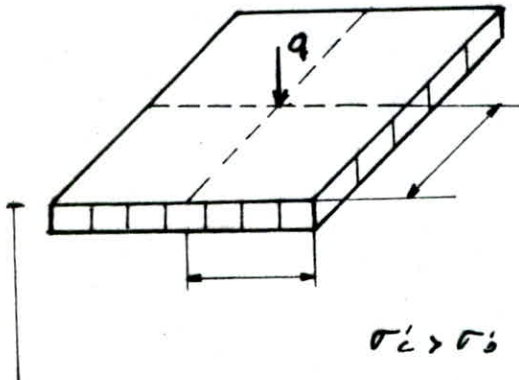
63,88 t

$$q = 63,88 / A.B$$

$$= 63,88 \cdot 10^3 / 300 \cdot 300 = 0,71 \text{ dan/cm}^2$$

On détermine $\Delta\sigma'_0$ par la formule de Boussinesq.

$$\left. \begin{aligned} a/z &= 3 \\ b/z &= 3 \end{aligned} \right\} \rightarrow (\text{abaque}) \rightarrow K = 0,24$$



$$\Delta\sigma = 4 \cdot K \cdot q = 4 \cdot 0,24 \cdot 0,71 = 0,68 \text{ dan/cm}^2$$

$$\sigma'_0 = \sum \gamma \cdot h_i = (0,5 + 1,5) \cdot 1,5 + 0,5 \cdot 1,7 = 0,3425 \frac{\text{dan}}{\text{cm}^2}$$

- on détermine graphiquement σ'_c

$$\sigma'_c = 1,4 \text{ dan/cm}^2$$

$\sigma'_c > \sigma'_0 \rightarrow$ les couches sont surconsolidées

$$\Delta h/h = \frac{c_c}{1+e_0} \times \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'_0}{\sigma'_c}\right)$$

$$c_c = 0,009 (w_L - 10) = 0,009 \cdot 37 = 0,333$$

$$e_0 = 0,45$$

$$\Delta h = \frac{0,333}{1+0,45} \cdot \log\left(\frac{0,3425 + 0,68}{1,4}\right) \cdot 0,5 = -0,016$$

Cette valeur est négative, on ne peut pas évaluer le tassement; on le calcule autrement par la formule

$$\Delta h/h = \frac{\Delta e}{1+e_0}$$

$$e_0 = 0,45$$

$$\sigma'_0 + \Delta\sigma'_0 = 1,0225 \text{ dan/cm}^2 \rightarrow e = 0,42 \text{ (graphique)}$$

$$\Delta h/h = \frac{(e_0 - e)}{(1+e_0)} = \frac{0,03}{1,45}$$

$$\Rightarrow \underline{\Delta h \approx 1 \text{ cm}}$$

BIBLIOGRAPHIE

Règlements

- Règles de calcul des constructions en acier
(CM66)
- Règles Neige et Vent (N.V 65)
- Règlement parasismique Algérien
(RPA 81)
- Guide pratique de charpente métallique
(R. Daussy)
- Charpente métallique (Chiorean thibera)
- Charpente métallique (ctc)
- Calcul des ouvrages (Belazougui)
- Construction métallique
conception des structures
(F. Ciolina)

