

4/82

UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE  
HAOUARI BOUMEDIENNE

2 ex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
**DEPARTEMENT GENIE CIVIL**

PROJET DE FIN D'ETUDES

**GYMNASE**

PROPOSE PAR :

DIRIGE PAR :

M. DAOUADI

ETUDIE PAR  
H. BOUGUERRA

**PROMOTION JANVIER 82**



REMERCIEMENTS

---

Ce travail m'a été confié par M<sup>r</sup> DAOUDI, Ingénieur au C.T.C., me faisant profiter de sa grande expérience et de ses conseils, il a dirigé mon travail et contribué à la présentation de mes résultats. Qu'il trouve ici, l'assurance de mon respectueux et très fidèle attachement.

Je remercie M<sup>r</sup> Khaled BOUGUERRA; Ingénieur en hydraulique et professeur à l'école; pour l'aide qu'il a prodiguée et l'intérêt qu'il a porté pour l'élaboration de ce travail.

Je remercie mon ami Mohamed TABTI, Architecte, pour ces conseils et sa contribution.

Enfin je remercie sincèrement tous ceux qui, par leur assistance morale et matérielle, ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet.

PROJET :

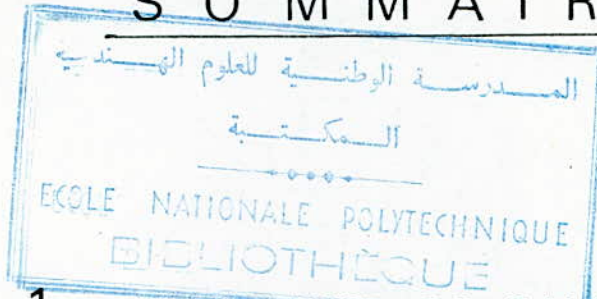
GYMNASE

Il s'agit d'un gymnase implanté à ALGER (zone de moyenne sismicité), de 32.00 m de large et 36.00 m de long constitué de six (06) travées de 6 m. La toiture est constituée d'une charpente en bois traité lamelle-collé qui repose sur des poteaux en béton armé encastrés en pieds dans des massifs en béton armé.

Le remplissage de l'ossature est en murs de parpaings creux autostables et chaînés.

Les règles devant être utilisées dans le cadre de ce projet sont celles en vigueur en ALGERIE, à l'exception du calcul parasismique où l'on devra utiliser le futur règlement algérien (RPA 80).

# S O M M A I R E



1. HYPOTHESES DE CALCUL  
P. 1
2. CALCUL AUX CHARGES VERTICALES  
P. 7
3. CALCUL AU VENT  
P. 22
4. ETUDE DE LA STABILITE DE LA POUTRE  
A L'EGARD DU DEVERSEMENT  
P. 36
5. CALCUL DE LA POUTRE DE CONTREVENTEMENT  
P. 45
6. CALCUL DE LA STRUCTURE RESISTANTE  
P. 54
7. FONDATIONS  
P. 140
8. ASPECT SUR LA DYNAMIQUE DE LA POUTRE  
LAMELLEE-COLLEE  
P. 158

# 1. HYPOTHESES DE CALCUL

## 1. Hypotheses de calcul

### Caractéristiques physiques des matériaux utilisés

#### • Bois lamellé-collé

On appelle bois lamellé-collé des pièces massives reconstituées à partir de lamelles de bois, de dimensions relativement réduites par rapport à celle de la pièce, assemblées par collage.

Ces lamelles sont disposées de telle sorte que leurs fils soient parallèles.

La densité est de 0,45 à 15% d'humidité relative et pour les modules conventionnels de déformation des bois lamellés-collés, on peut admettre, à défaut d'essais préalable, les valeurs suivantes.

$E = 90.000 \text{ kg.cm}^2$  sous charge de longue durée  
 et  $E = 115.000 \text{ kg.cm}^2$  sous charge instantanée.

- Contraintes admissibles forfaitaires pour les bois L.C. à 15% d'humidité :

Compression axiale :  $\bar{\sigma}' = 113 \text{ kg.cm}^{-2}$

Traction " :  $\bar{\sigma} = 96 \text{ kg.cm}^{-2}$

Flexion " :  $\bar{\sigma}_f = 120 \text{ kg.cm}^{-2}$

Cisaillement longitudinal dans le plan de collage :  $12 \text{ kg.cm}^{-2}$



\* Béton

- Le béton utilisé sera dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  de CPA 325
- Le contrôle sera atténué ( $\beta = \frac{5}{6}$ )
- La grosseur des granulats sera comprise entre 5 et 25 mm
- La contrainte nominale de compression à 28 j :  $\overline{\sigma}'_{28} = 270 \text{ kg.cm}^{-2}$
- La contrainte nominale de traction à 28 j :  $\overline{\sigma}_{28} = 23,6 \text{ kg.cm}^{-2}$
- Le dosage sera :

800 l de gravillons.	}	pour avoir $1 \text{ m}^3$ de béton.
400 l de sable		
350 l de ciment		
175 l d'eau.		

1. Contrainte admissible de compression.1.1. Sollicitations du 1<sup>er</sup> genre :

$$\overline{\sigma}'_b = f'_b \cdot \overline{\sigma}'_{28} \quad \text{avec} \quad f'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon.$$

$\alpha$  : dépend de la classe du ciment utilisé ( $\alpha = 1$  pour CPA 325)

$\beta$  : " de l'efficacité du contrôle ( $\beta = \frac{5}{6}$  pour contrôle atténué.)

$\gamma$  : " des épaisseurs relatives des éléments ( $h_m$ ) et des dimensions des granulats ( $C_g$ )

$$\text{si } h_m \geq 4 C_g \rightarrow \gamma = 1$$

$$\text{si } h_m < 4 C_g \rightarrow \gamma = \frac{h_m}{4 C_g}$$

$\delta$  : dépend de la nature de la sollicitation

- Compression simple :  $\delta = 0,30$

- flexion simple ou flexion composée avec traction  $\delta = 0,60$

- flexion composée avec compression.

$$\delta = \min \begin{cases} 0,3 (1 + e_0/3e_1) \\ 0,6 \end{cases}$$

avec  $e_0$ : excentricité de la résultante des forces extérieures au centre de gravité de la section de béton seul

$e_1$ : distance de la limite du moyeu central au C.D.G. du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression.

$\epsilon$ : fonction de la forme des sections et de la position de l'axe neutre :

•  $\epsilon = 1$  en compression simple

• dans les autres cas on attribue la valeur

maximale mais au plus égale à 1, qui soit compatible avec la condition que la contrainte moyenne du béton de la section homogène ne dépasse pas la contrainte admissible en compression simple.

1.2. Sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre:

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 (\alpha, \beta, \gamma, \delta, \epsilon) \sigma'_{28}$$

avec  $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ , et  $\epsilon$  même définitions que précédemment.

2. Contrainte de traction de référence  $\bar{\sigma}_b$ :

2.1. Sollicitations du 1<sup>er</sup> genre:

$$\bar{\sigma}_b = \rho_B \sigma'_{28} \quad \text{avec} \quad \rho_B = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \vartheta$$

$\alpha, \beta, \gamma$  les mêmes que précédemment.

$$\text{et} \quad \vartheta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}}$$

2.2. Sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre:

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \rho_B \sigma'_{28}$$

Ainsi pour notre béton nous avons :

\* Compression simple :

- sollicitation 1<sup>er</sup> genre :  $\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5 \cdot \frac{5}{6} \cdot 0,3 \cdot 270 = 67,5 \text{ kg.cm}^2$

- " 2<sup>e</sup> " :  $\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5 \times 67,5 = 101,25 \text{ kg.cm}^2$

\* flexion simple (section rectangulaire)

- sollicitation 1<sup>er</sup> genre :  $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 270 = 135 \text{ kg.cm}^2$

- " 2<sup>e</sup> " :  $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 135 = 202,5 \text{ kg.cm}^2$

\* Contrainte de traction de référence :

- sollicitation 1<sup>er</sup> genre :  $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot \left(0,018 + \frac{2,1}{270}\right) 270 = 5,8 \text{ kg.cm}^2$

- " 2<sup>e</sup> " :  $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 5,8 = 8,7 \text{ kg.cm}^2$

\* Acier

1. Armatures longitudinales :

Ou utilisera :

- des ronds lisses FeE24 avec  $\sigma_{eu} = 2400 \text{ kg.cm}^2$

- des barres à haute adhérence FeE40 avec  $\sigma_{eu} = 4200 \text{ kg.cm}^2$

Contraintes admissibles :

- sollicitations du 1<sup>er</sup> genre :  $\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = \beta_a \cdot \sigma_{eu} = \frac{2}{3} \sigma_{eu}$

- " " du 2<sup>e</sup> genre :  $\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = \sigma_{eu}$

Ainsi pour nos aciers nous aurons :

FeE24 :: sollicitations 1<sup>er</sup> genre :  $\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} 2400 = 1600 \text{ kg.cm}^2$

- " 2<sup>e</sup> genre :  $\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kg.cm}^2$

FeE40 :: sollicitations 1<sup>er</sup> genre :  $\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} 4200 = 2800 \text{ kg.cm}^2$

- " 2<sup>e</sup> genre :  $\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg.cm}^2$

## 2. Armatures transversales

la contrainte de traction admissible est :

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{eu} \text{ avec}$$

$$\rho_{at} = 1 - \frac{\sigma_b}{9\bar{\sigma}_b} \quad \text{si } \left. \begin{array}{l} - \rho_{at} > \frac{2}{3} \\ - \text{pas de reprise de bitonnage.} \end{array} \right\}$$

$$\rho_{at} = \frac{1}{3} \quad \text{si les conditions précédentes ne sont pas remplies}$$

(les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne)

Et puisqu'on risque d'avoir reprise de bitonnage, donc nous prenons  $\rho_{at} = \frac{2}{3}$

$$- F_c E_{24} : \bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ kg.cm}^2$$

$$- F_c E_{40} : \bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kg.cm}^2$$

## 3. Fissuration

la valeur maximale de la contrainte de traction des armatures est limitée à la plus grande des 2 valeurs suivantes :

$$\sigma_1 = k \frac{M}{\phi} \frac{\hat{w}_f}{1+10\hat{w}_f} ; \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{M}{\phi} \cdot k \cdot \bar{\sigma}_b} \quad \text{où}$$

$\sigma_1$  : contrainte de fissuration systématique

$\sigma_2$  : " " " " accidentelle

$\phi$  : diamètre de la plus grosse barre tendue

$\eta$  : coefficient de fissuration ( $\eta = 1$  (rondeuse);  $\eta = 1,6$  (H.A))

$\bar{\sigma}_b$  : contrainte de traction de référence du béton en bars

$\hat{w}_f$  : pourcentage de fissuration

$k$  : coefficient qui vaut :  $1,5 \cdot 10^6$  si la fissuration est peu nuisible

$1 \cdot 10^6$  " " " " préjudiciable

$0,5 \cdot 10^6$  " " " " très préjudiciable

\* Principe structural

- L'ossature de la charpente en bois en frêne lamelle-collé repose sur des poteaux en béton armé encastrés en pieds dans des massifs en béton
- Le contreventement dans le sens transversal est assuré par des portiques articulés en tête de poteaux et encastrés à la base, celui du sens longitudinal moyennant deux (2) poutres au vent en pignon, par des portiques en béton armé suivant les façades.
- Les murs de remplissages sont autostables et chaînés.

\* Données climatiques

- Vent : pression de base  $70 \text{ kg.m}^2$ , site normal
- Neige :  $20 \text{ kg.m}^2$
- Séisme : site ALGER (région de moyenne sismicité)  
Zone II

Usage gymnase : groupe d'usage 2,  $\alpha = 0,75$

Et on considère un amortissement faible de la structure

## 2. CALCUL AUX CHARGES VERTICALES

2.1 Pannes

2.2 Poutres porteuses

## 2. Calcul aux charges verticales

### 2.1 Pannes

. Présentation : On a 13 pannes sur le versant de très faible pente ( $\alpha = 1,18^\circ$ , angle de la pente) ; et on a 25 pannes en tout, espacées de la longueur  $t$ .

tel que  $t = \frac{32 \text{ m}}{24} = 1,33 \text{ m}$ .

avec 32 m la portée de la poutre

et 24 le nombre d'intervalles entre les 25 pannes.

D'après les "CB 71" le calcul de la panne se fait en flexion composée si la pente est supérieure à 10%

mais comme dans notre cas on a une pente inférieure à 10% donc le calcul de notre panne sera fait en

flexion simple ( $\alpha = 1,18^\circ < 5,5^\circ (10\%)$ )

Nos pannes sont en appuis simples sur les poutres portuses en lamelle-collée et elles ont une portée de 6 m

### . Dimensions de la panne :

. notre panne a une section rectangulaire ( $h \times b$ )

tel que :  $h = 25 \text{ cm}$  et  $b = 10 \text{ cm}$ .

. Poids propre de la panne :  $G_1$  en kg/ml

$G_1 = \rho \cdot h \cdot b$  avec  $\rho = 450 \text{ kg/m}^3$  densité du bois utilisé

d'où  $G_1 = 450 \times 0,25 \times 0,1 = 11,25 \text{ kg/ml}$

. Poids mort de la couverture :  $G_2$

les éléments constituant la couverture sont les suivants :

- Bac en acier :	$7 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2}$
- Chevrons ( $0,12 \times 0,12$ ) :	$4,6 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2}$
- Parquet fraisé de 36 mm d'épaisseur :	$24 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2}$
- Isolation (laine de verre) :	$2,0 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2}$
- Contreventement :	$10 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2}$
- Étrépillons :	$2,4 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2}$
- Lattes :	$10 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2}$

d'où la charge de la couverture :  $60 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2}$

Comme les pannes sont espacées de  $t = 1,33 \text{ m}$ , donc le poids dû à la couverture revenant à une panne au mètre linéaire :

$$G_2 = 60 \text{ kg/m}^2 \times 1,33 = 79,8 \text{ kg/ml}$$

D'où  $G$  la sollicitation due à la charge permanente sera égal à :

$$G = G_1 + G_2 = 11,25 + 79,8 = 91,05 \text{ kg/ml}$$

$$G = 91,05 \text{ kg/ml}$$

-  $P$ : Sollicitation due à la surcharge d'exploitation :  $20 \text{ kg/m}^2$  d'où par ml revenant à la panne.

$$P = 20 \text{ kg/m}^2 \times 1,33 = 26,6 \text{ kg/ml}$$

-  $P_c$ : Sollicitation due à la surcharge de la neige normale.

$$P_c = 20 \text{ kg/m}^2 \times 1,33 = 26,6 \text{ kg/ml}$$

-  $P_{ce}$ : Sollicitation due à la surcharge de la neige extrême

$$P_{ce} = \frac{5}{3} P_c = \frac{5}{3} \times 26,6 = 44,3 \text{ kg/ml}$$

Donc  $G$ ,  $P$ ,  $P_c$  et  $P_{ce}$  sont les différentes sollicitations revenant à la panne par mètre linéaire.



• Sollicitations pondérées du 1<sup>er</sup> genre

Le calcul de la panne se fera sous la sollicitation du 1<sup>er</sup> genre la plus défavorable.

$$S_d = (G) + 1,2(P) \quad \text{et} \quad S_d' = (G) + (P) + (P_c)$$

$$\text{A.N: } S_d = 91,05 + 1,2 \times 26,6 = 122,97 \text{ kg/ml}$$

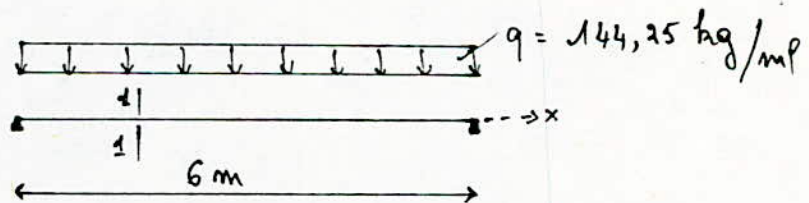
$$\text{et } S_d' = 91,05 + 26,6 + 26,6 = 144,25 \text{ kg/ml}$$

Donc on prendra :  $S_d' = 144,25 \text{ kg/ml}$ .

$$\text{ou } S_d' = 144,25 \text{ kg/ml} / 1,33 \text{ m} = 108,46 \text{ kg/m}^2$$

\* Shéma statique de la panne

La panne a une section rectangulaire  $(25 \times 10) \text{ cm}^2$ , et une portée  $l$  de 6 m ; elle est fixée aux poutres portuses donc considérée sur deux (2) appuis simple.



$$\text{d-d } \begin{array}{|c|} \hline \text{h} = 25 \text{ cm} \\ \hline \text{b} = 10 \text{ cm} \\ \hline \end{array}$$

La panne est sollicitée par la surcharge  $q$  linéairement répartie qui est égale à  $S_d'$

\* Vérification à la résistance

On a dit précédemment que la panne sera calculée en flexion, donc il faut que la contrainte à la flexion reste inférieure à la contrainte admissible ( $\bar{\sigma}_f$ )

c'est à dire  $\sigma_f < \bar{\sigma}_f = 120 \text{ kg.cm}^2$

avec  $\sigma_f = \frac{M}{W_x}$

$M$ : moment fléchissant

$W_x$ : moment statique /  $x$

- Calcul du moment fléchissant  $M$ :

la panne est chargée uniformément donc  $M = \frac{q l^2}{8}$

$$M = 144,25 \times \frac{6^2}{8} = 649,125 \text{ kg.m}$$

- Calcul de  $W_x$ :

$$W_x = \frac{I_x}{V} \quad \text{avec } I_x: \text{moment d'inertie / } x = \frac{b h^3}{12}$$

$$\text{et } V = \frac{h}{2}$$

$$\text{donc } W_x = \frac{b h^2}{6} = \frac{10 \times 25^2}{6} = 1041,67 \text{ cm}^3$$

d'où la contrainte à la flexion simple sera égale à:

$$\sigma_f = \frac{M}{W_x} = \frac{649,125 \times 10^2}{1041,67} = 62,32 \text{ kg.cm}^2$$

$$\text{donc } \sigma_f = 62,32 \text{ kg.cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 120 \text{ kg.cm}^2 \Rightarrow$$

la résistance de la panne en flexion est vérifiée.

\* Vérification à la rigidité

D'après les "CB 71" la flèche admissible ( $f_{\bar{a}}$ ) des pannes

est égale à:  $f_{\bar{a}} = \frac{l}{250}$  avec  $l$  la portée ( $l = 6 \text{ m}$ )

$$\text{d.N: } f_{\bar{a}} = \frac{600}{250} = 2,45 \text{ cm.}$$

Le calcul de la flèche ne se fait qu'avec les sollicitations pondérées du 1<sup>er</sup> Genre. d'après le "Guide pratique de conception et de mise en œuvre des charpentes en bois lamellé-collé" cad :  $S_1 = G + 1,2 P$  où  $S_2 = G + P + P_c$ .

Et comme la flèche est en fonction du module d'élasticité (E) du bois lamellé-collé qui ce dernier varie avec la nature des surcharges, donc la flèche f sera égale à :

$$f = f_1 + f_2$$

avec  $f_1$  : flèches due aux surcharges permanentes (G) de longue durée avec  $E = 90.000 \text{ kg.cm}^2$ .

et  $f_2$  : flèche due aux surcharges de courte durée  $[1,2(P) \text{ ou } (P + P_c)]$  avec  $E = 115.000 \text{ kg.cm}^2$ .

Et on sait que lorsqu'une poutre de section rectangulaire, est chargée uniformément (q), sa flèche sera égale à :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{E J} \quad \begin{array}{l} E: \text{ module d'élasticité} \\ J: \text{ moment d'inertie.} \end{array}$$

- Sous G : valeur de  $f_1$  ( $E = 90.000 \text{ kg.cm}^2$ ).

$$G = 91,05 \text{ kg/mlp} = 91,05 \cdot 10^{-2} \text{ kg/cm p.}$$

$$f_1 = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{E J}$$

$$q = G.$$

$$l = 6 \text{ m.} = 600 \text{ cm.}$$

$$J = \frac{b h^3}{12} = \frac{10 \times 25^3}{12}$$

$$f_1 = \frac{5}{384} \times \frac{91,05 \cdot 10^{-2} \times (600)^4}{10 \times 25^3 \times 90.000}$$

$$f_1 = 1,13 \text{ cm.}$$

- Sous les charges de courte durée : calcul de  $f_2$ .

$$1,2(P) = 1,2 \times 26,6 = 31,92 \text{ kg/ml.}$$

$$P + P_c = 26,6 + 26,6 = 53,2 \text{ kg/ml. (plus défavorable)}$$

$$\text{avec } E = 115.000 \text{ kg.cm}^2.$$

$$P + P_c = 53,2 \text{ kg/ml} = 53,2 \cdot 10^{-2} \text{ kg/cm.}$$

$$f_2 = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{E J.}$$

A.N.:

$$f_2 = \frac{5}{384} \times \frac{53,2 \cdot 10^{-2} \times 600^2}{\frac{10 \times 25^3}{12} \times 115.000} = 0,6 \text{ cm.}$$

$$\text{d'où } f = f_1 + f_2 = 1,13 + 0,6 = 1,63 \text{ cm.}$$

$$\text{et } f = 1,63 \text{ cm} < f_a = 2,45 \text{ cm.}$$

car la flèche due aux charges est inférieure à la flèche admissible de la panne.

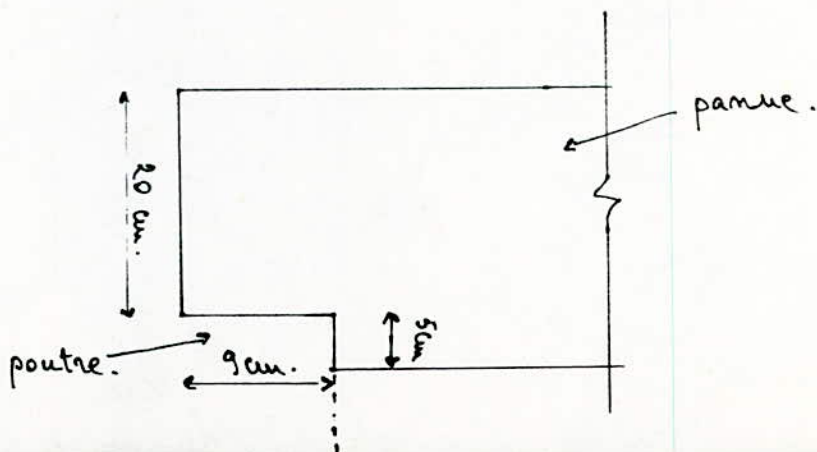
donc la panne est vérifiée à la rigidité.

où la flèche est vérifiée.

#### \* Vérification au cisaillement longitudinal

Sous l'action de l'effort tranchant.

- Schéma de l'appui de la panne sur la poutre porteuse.



La section efficace est égale à :  $(b \cdot h_0) = (10 \times 20) \text{ cm}^2$

La vérification du cisaillement sous l'effort tranchant se fait pour une section rectangulaire par la formule

$$\tau = \frac{1,5 T}{b \cdot h_0} \leq \bar{\tau} = 12 \text{ kg. cm}^2$$

avec :

$\tau$  : contrainte de cisaillement

$T$  : effort tranchant à l'appui

$b \times h_0$  : section efficace. (à l'appui).

$\bar{\tau}$  : contrainte admissible au cisaillement

- calcul de  $T$  :

la poutre est chargée uniformément ( $q = S' = 144,25 \text{ kg/m}$ )  
et à une section rectangulaire donc l'effort tranchant sera  
égal à :

$$T = q \frac{l}{2} \quad \text{avec } l = 6 \text{ m.}$$

$$T = 144,25 \times \frac{6}{2} = 432,75 \text{ kg.}$$

d'où la contrainte au cisaillement sera de :

$$\tau = \frac{1,5 T}{b \cdot h_0} = \frac{1,5 \times 432,75}{10 \times 20} = 3,25 \text{ kg. cm}^2$$

$$\tau = 3,25 \text{ kg. cm}^2 < \bar{\tau} = 12 \text{ kg. cm}^2$$

donc la poutre est vérifiée au cisaillement.

• Comme la poutre de section  $(10 \times 25) \text{ cm}^2$  est vérifiée à la  
résistance, à la flèche et au cisaillement longitudinal  
donc sa section est maintenue à  $(10 \times 25) \text{ cm}^2$ .

2.2 Poutres porteuses

- Description :

- On a une poutre chargée symétriquement, et on suppose que la transmission des charges par les pannes vers la poutre porteuse se fait d'une façon uniformément répartie, puisque en réalité les charges transmises à la poutre sont concentrées et espacées de  $t$  (espacement des pannes  $t = 1,33\text{ m}$ ) mais comme cet espacement est très petit par rapport à la portée de la poutre porteuse qui est de  $L = 32\text{ m}$ , donc la supposition que notre poutre est chargée uniformément est acceptable pour nos calculs.

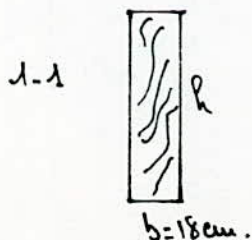
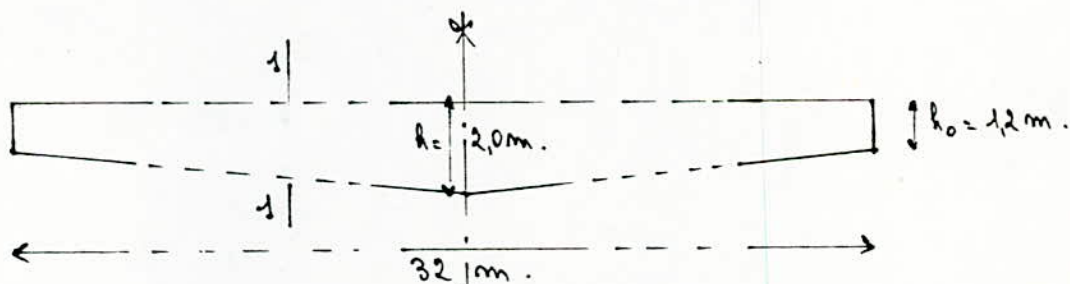
- Dimensions :

On a une poutre à inertie variable avec :

$b = 18\text{ cm}$  (épaisseur) ;  $L = 32\text{ m}$  (portée)

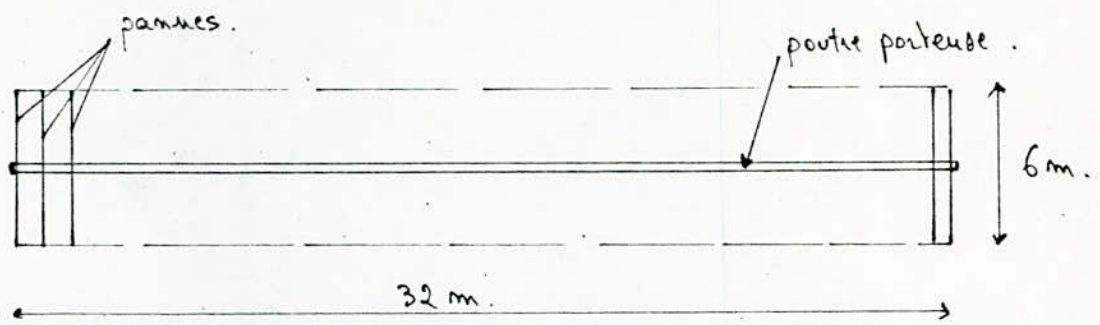
$h_0 = 1,2\text{ m}$  (hauteur à l'appui) ;  $h_1 = 2,0\text{ m}$  (à la mi-portée)

et la variation de la hauteur est linéaire.



$$1,2\text{ m} < h < 2,0\text{ m}.$$

- Charges et Surcharges revenant à la poutre porteuse :



- poids de la panne : 11,25 kg/ml.

On a 25 pannes de 6 m de long réparties sur une surface

$S = (32 \times 6) \text{ m}^2$ , d'où la charge permanente due aux

pannes en  $\text{kg} \cdot \text{m}^{-2}$  sera de :  $G_1$

$$G_1 = (11,25 \times 6) \frac{\times 25}{32 \times 6} = 8,8 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2}$$

- charge due à la voiture :

$$G_2 = 60 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2}$$

- charge due au poids propre de la poutre.

comme la variation de la hauteur est linéaire, le poids ( $P_p$ )

propre de la poutre est égal à : ( $\rho = 0,45 \text{ t/m}^3$ ).

$$P_p = 450 \times 32 \times 1,2 \times 0,18 + 2 \left( 450 \times \frac{2-1,2}{2} \times 16 \times 0,18 \right) = 4147,2 \text{ kg}$$

répartit sur la surface  $S = (32 \times 6) \text{ m}^2$ .

d'où  $G_3$  charge due au poids propre de la poutre :

$$G_3 = \frac{P_p}{S} = \frac{4147,2}{32 \times 6} = 21,6 \text{ kg/m}^2.$$

donc  $G$  total due aux charges permanentes revenant

à la poutre :  $G = G_1 + G_2 + G_3 = 8,8 + 60 + 21,6 =$

$$G = 90,4 \text{ kg/m}^2 \quad \text{cad } G = 90,4 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 6 = 542,4 \text{ kg/ml}$$

$$G = 542,4 \text{ kg/ml}$$

$P$ : sollicitation due à la surcharge d'exploitation :  $20 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2}$

$$P = 20 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 6 \text{ m} = 120 \text{ kg/m}$$

$P_c$ : sollicitation due à la neige normale :  $20 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2}$

$$P_c = 20 \times 6 = 120 \text{ kg/m}$$

$P_{ce}$ : sollicitation due à la neige extrême :

$$P_{ce} = \frac{5}{3} P_c = \frac{5}{3} \times 120 = 200 \text{ kg/m}$$

Sollicitations pondérées du 1<sup>er</sup> genre :

$$S_1 = (G) + 1,2 (P)$$

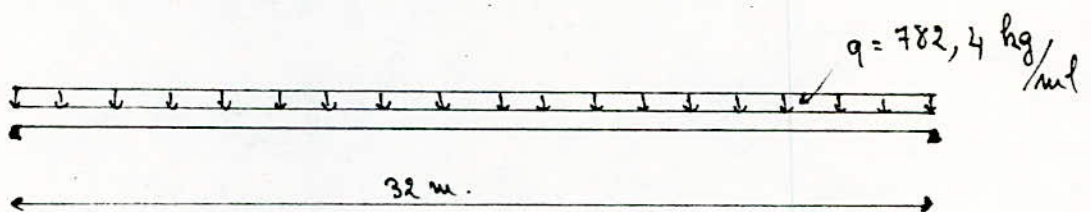
$$S_1 = 542,4 + 1,2 \times 120 = 686,4 \text{ kg/m}$$

$$S'_1 = (G) + (P) + (P_c)$$

$$S'_1 = 542,4 + 120 + 120 = 782,4 \text{ kg/m}$$

La plus défavorable est  $S'_1 = 782,4 \text{ kg/m}$

\* Schema statique de la poutre



La poutre porteuse en bois lamellé collé est fixée en tête de poteaux et elle est supposée en appui simple.



• Vérification à la déformabilité

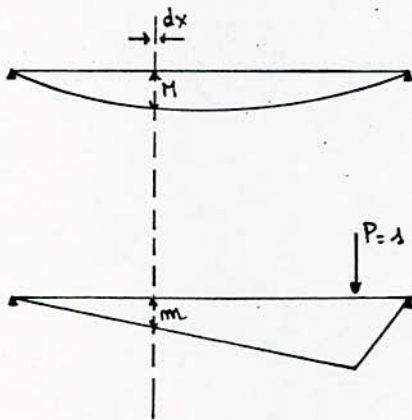
D'après les "CB71" la flèche admissible d'une poutre porteuse en bois est égale à :

$$f_{\bar{a}} = \frac{L}{400} = \frac{3200}{400} = 8 \text{ cm.}$$

Donc nous calculerons la flèche de notre poutre et vérifierons qu'elle reste inférieure à la flèche admissible sous les sollicitations pondérées du 1<sup>er</sup> genre; si mou des dispositions seront à considérer.

On est dans le cas d'une poutre à inertie variable, donc pour le calcul de la flèche, l'utilisation du théorème de "Castigliano" s'impose :

théorème :



Si on applique au point dont on cherche le déplacement une force unitaire, orientée dans le sens du déplacement; et si l'on détermine en tout point du système le moment  $m$  engendré par cette force unitaire, on démon-

tre que le déplacement  $f$  de ce point sous l'influence des forces et réactions d'appuis que seraient les moments  $M$  est :  $f$

avec :

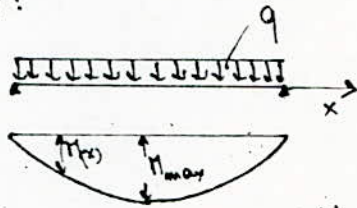
$$f = \int_0^l \frac{M(x) \cdot m(x)}{E \cdot J(x)} \cdot dx.$$

Et comme on a cité précédemment (§2.1), on calculera:  
 la flèche  $f_1$  sous  $G$  de la poutre avec  $E = 90000 \text{ kg.cm}^{-2}$   
 et  $f_2$  sous  $P$  et  $P_c$  avec  $E = 115000 \text{ kg.cm}^{-2}$

- Calcul de  $f_1$  :

Détermination de  $M(x)$ ,  $m(x)$  et  $J(x)$  :

•  $M(x)$  :

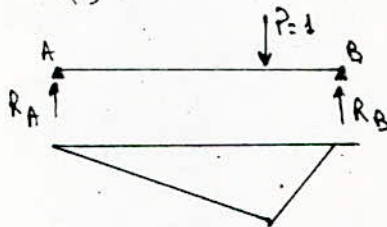


$$M(x) = q \frac{x}{2} (l-x) \quad l: \text{portée}$$

avec  $q = G = 542,4 \text{ kg/m}$

$$M(x) = 542,4 \frac{x}{2} (32-x)$$

•  $M(x)$  :



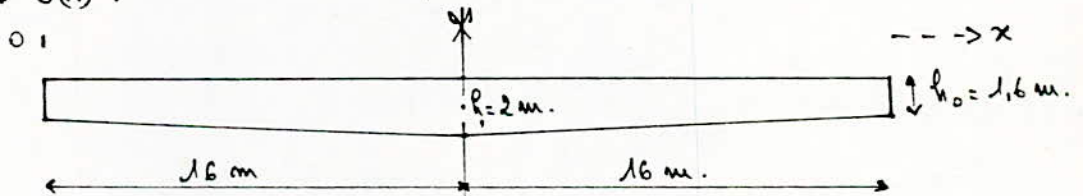
$$R_A = \frac{P(l-x)}{l} \quad l = 32 \text{ m.}$$

$$P = 1$$

$$m(x) = R_A \cdot x$$

$$M(x) = \frac{P(l-x)}{l} \cdot x = \frac{(32-x)}{32} \cdot x$$

•  $J(x)$  :



$$J(x) = \frac{b h^3}{12} \quad (0 < x < 16 \text{ m.}; b = 18 \text{ cm.})$$

$$h(x) = r_0 + \frac{(h_i - h_0)}{l} x = 1,2 + \frac{2-1,2}{16} x = 1,2 + \frac{0,8}{16} x$$

$$J(x) = \frac{0,18}{12} \left[ 1,2 + \frac{0,8}{16} x \right]^3$$

d'où:  $f_1 = 2 \int_0^{16} \frac{M(x) \cdot m(x)}{E I_x} dx$

$E = 90000 \text{ kg/cm}^2$

$$f_1 = 2 \int_0^{16} \frac{542,4 \times \frac{x}{2} (32-x) \times \frac{(32-x) \times x}{32}}{90000 \times \frac{0,18}{12} \left[1,2 + \frac{0,8 \cdot x}{16}\right]^3} dx$$

$$f_1 = 3,14 \cdot 10^{-5} \int_0^{16} \frac{4x^2 - 64x + 1024}{(24+x)^3} dx = 3,14 \cdot 10^{-5} \left[ x \cdot 136 + \frac{9088x^2 + 221184x + 1870064}{(24+x)^2} \right]_0^{16}$$

$$f_1 = 3,14 \cdot 10^{-5} \int_0^{16} \left( x \cdot 136 + \frac{114936}{(x+24)^3} - \frac{215040}{(x+24)^3} + \frac{9088}{x+24} \right) dx$$

$$f_1 = 3,14 \cdot 10^{-5} \left[ \left[ \frac{x^2}{2} - 136x \right]_0^{16} - \frac{1}{2} \left[ \frac{114936}{(x+24)^2} \right]_0^{16} + \left[ \frac{215040}{(x+24)} \right]_0^{16} + 9088 \left[ \log(x+24) \right]_0^{16} \right]$$

$$f_1 = 0,0886 \text{ m} = 8,86 \text{ cm.}$$

- Calcul de  $f_2$  sous  $P + P_c = 240 \text{ kg/mf.}$

avec  $E = 115.000 \text{ kg/cm}^2$ .

on calculera pratiquement la même intégrale pour la détermination de  $f_2$  et on trouvera.

$$f_2 \approx 5 \text{ cm.}$$

donc  $f = f_1 + f_2 = 8,86 + 5 \approx 14 \text{ cm.}$

c'est à dire  $f > f_a = 8 \text{ cm.}$

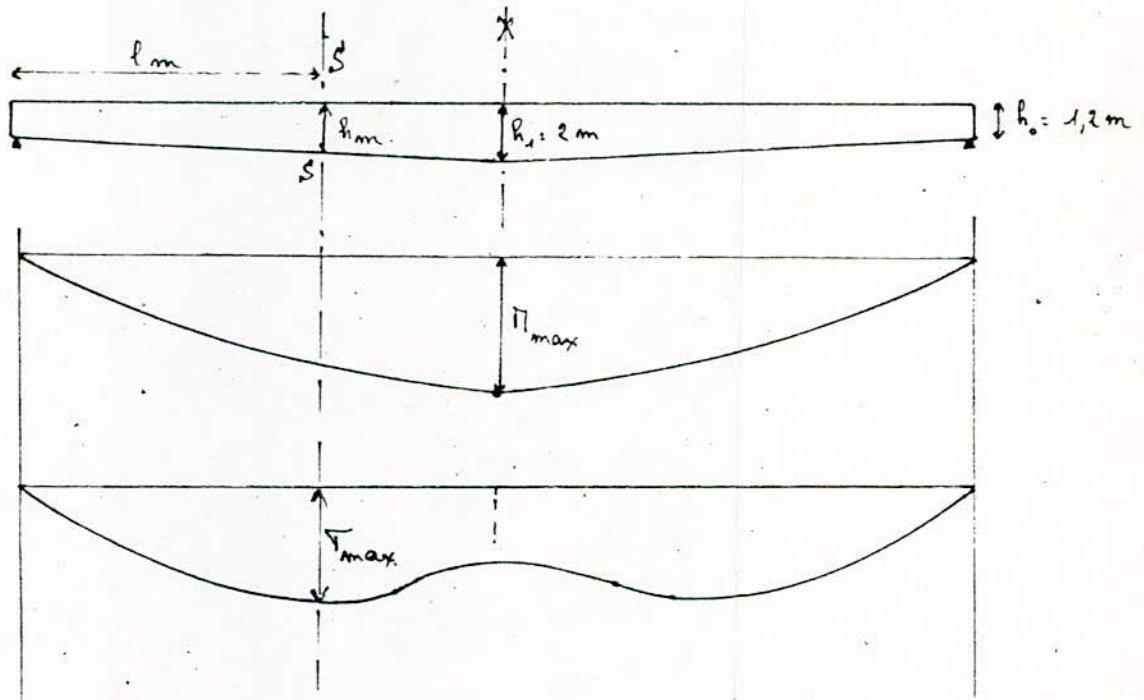
D'où on a la flèche qui n'est pas vérifiée, il faut prendre des précautions pendant la construction, c'est à dire

prévoir une contre flèche d'environ 10 cm

pour que pendant le service notre poutre aura une flèche qui ne dépassera pas la flèche admissible ( $f_a > f$ ).

\* Vérification à la résistance

Pour une poutre à section variable, sous une charge uniformément répartie, la contrainte n'est pas maximum au milieu mais à la distance  $l_m$



La distance  $l_m$  correspond à la section  $S$  où la contrainte à la flexion simple est maximum.

Donc la vérification se fera à la section  $S$ .

$$\text{on a } l_m = 0,5 L \cdot \frac{h_0}{h_1} = 0,5 \times 32 \times \frac{1,2}{2} = 9,6 \text{ m.}$$

$$h_m = h_0 + \frac{h_1 - h_0}{0,5L} \times l_m \quad (\text{hauteur correspondante à } l_m, \text{ et on sait que la hauteur varie linéairement})$$

$$h_m = 1,2 + \frac{2 - 1,2}{0,5 \times 32} \times 9,6 = 1,68 \text{ m.}$$

Et il faut calculer la contrainte  $\overline{\sigma}_s$  à la section  $S$  et voir si elle reste inférieure à  $\overline{\sigma}_{smax}$

$$\overline{\sigma}_s < \overline{\sigma}_{smax} = \overline{\sigma}_s = 120 \text{ kg.cm}^{-2}$$

$$\text{et } \sigma_s = \frac{M}{W_x}$$

$M$ : moment fléchissant au niveau  $S$

$W_x$ : moment statique de la section  $S$ .

$$M = q \frac{l_m}{2} (L - l_m) \quad \text{avec } q = S_1' = 782,4 \text{ kg/ml}$$

$$M = 782,4 \times \frac{9,6}{2} (32 - 9,6) = 84123,65 \text{ kg.m.}$$

$$W_x = \frac{bh^2}{6} = \frac{18 \times 168^2}{6} = 84672 \text{ cm}^3.$$

d'où

$$\sigma_s = \frac{M}{W_x} = \frac{84123,65 \cdot 10^2}{84672} = 99,35 \text{ kg.cm}^{-2}$$

donc

$$\sigma_s = 99,35 \text{ kg.cm}^{-2} < \bar{\sigma}_s = 120 \text{ kg.cm}^{-2} \quad \text{c'est à dire la}$$

résistance est vérifiée :

#### \* Verification au cisaillement longitudinal

Sous l'action de l'effort tranchant.

Calcul de la contrainte de cisaillement (idem que la poutre).

$$\tau = \frac{1,5 T}{b \cdot h_0} \quad \text{avec } b = 18 \text{ cm.}$$

$$h_0 = 120 \text{ cm} = 1,2 \text{ m.}$$

$$\text{et l'effort tranchant } T = q \frac{L}{2} \quad \text{avec } q = S_1' = 782,4 \text{ kg/ml}$$

$$T = 782,4 \times \frac{32}{2} = 12518,4 \text{ kg.} \quad L = 32 \text{ m.}$$

$$\tau = \frac{1,5 T}{b \cdot h_0} = \frac{1,5 \times 12518,4}{18 \times 120} = 8,69 \text{ kg.cm}^{-2}$$

$$\tau = 8,69 \text{ kg.cm}^{-2} < \bar{\tau} = 12 \text{ kg.cm}^{-2}$$

Donc la poutre est vérifiée au cisaillement longitudinal.

D'où la poutre porteuse de section variable et d'épaisseur  $b = 18 \text{ cm}$  est adoptée.

### 3. CALCUL AU VENT

3-1 Effet du vent sur le pannelage

3-2 Vérification de la panne au soulèvement

3-3 Fixation des pannes

3-4 Fixation des poutres

### 3. Calcul au vent

#### 3.1 Effet du vent sur les parois et le pannelage

Le calcul au vent est effectué d'après les règlements "neige et vent 65" (N.V.65).

On a une bâtisse de 11,40 m de haut et de 66 m de large d'où l'effet du vent est importante, et l'action du vent est calculée par la méthode donnée dans les (N.V.65).



C'est le cas d'une construction prismatique à base rectangulaire.

Et pour chaque paroi on calculera le coefficient de perméabilité qui est égal à la surface de la face offerte au vent que divise la surface des ouvertures. ( $\mu = \frac{S}{s}$ ).

Paroi AB on a  $\mu_a = 6,46\%$

" CD " "  $\mu_{a'} = 24,1\%$

Pour les parois BC et AD on a  $\mu < 5\%$

Donc on est en présence d'une construction ayant deux (02) parois partiellement ouvertes opposées et deux (02) parois fermées. Mais dans notre cas, l'ouvrage est une gymnase, donc il est généralement fermé c'est à dire que le coefficient de perméabilité ( $\mu$ ) est inférieur à 5% pour toutes les parois.

D'où on supposera uniquement le cas d'une construction complètement fermée ( $\mu < 5\%$ )

Pressions dynamiques de base :

$$q_m = 70 \text{ kg. m}^{-2} \text{ (vent normal)}$$

$$q_e = 122,5 \text{ kg. m}^{-2} \text{ (vent extrême)}$$

Détermination des coefficients  $C_e$  et  $C_i$  nous considérons :

1. Actions extérieures :

- Vent perpendiculaire ( $\perp$ ) à la grande face :

au vent :  $C_e = + 0,8 \text{ (}\forall \gamma_0\text{)}$

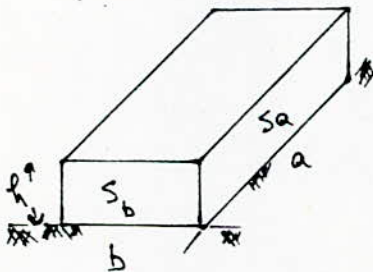
sous le vent :  $C_e = -(1,3\gamma_0 - 0,8)$

- Vent  $\perp$  à la petite face :

au vent :  $C_e = + 0,8 \text{ (}\forall \gamma_0\text{)}$

sous le vent :  $C_e = -(1,3\gamma_0 - 0,8)$

Et pour cela calculons la valeur de  $\gamma_0$  qui dépend des rapports  $\frac{h}{a}$  ;  $\frac{h}{b}$  et ainsi que  $\frac{b}{a}$



$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{1140}{6640} = 0,172$$

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{11400}{3400} = 0,335$$

$$\frac{b}{a} = \frac{3400}{6640} = 0,513.$$

- Vent  $\perp$  à la grande face :

$$\lambda_a = 0,172 \rightarrow \gamma_0 = 0,75 \text{ ("NV 65" page 85)}$$

au vent :  $C_e = 0,8$

sous le vent :  $C_e = -0,305$

- Vent  $\perp$  à la petite face :

$$\lambda_b = 0,335 \rightarrow \gamma_0 = 0,905$$

au vent :  $C_e = 0,8$

sous le vent :  $C_e = -0,376$



\* Toiture ou Pannelage:  $\alpha = 1,18^\circ$

Vent  $\perp$  aux génératrices:

$$\gamma_s = 0,85 \quad \left. \begin{array}{l} \text{au vent } C_e = -0,30 \\ \text{sous le vent } C_e = -0,29 \end{array} \right\} C_e = -0,3 \text{ (}\alpha \text{ petit)}$$

Vent  $\parallel$  aux génératrices

$$\gamma_s = 0,905 \quad \text{au vent } C_e = -0,34 \text{ (}\alpha \text{ petit).}$$

- Premiers dynamiques:  $q_m = 70 \text{ kg/m}^2$ ;  $q_e = 122,5 \text{ kg/m}^2$

. Réduction:

Les premiers dynamiques doivent être affectés d'un coefficient de réduction  $\delta$  donné en fonction de la plus grande dimension de la face offerte au vent (horizontale ou verticale)

$$h = 11,40 \text{ m} \quad \text{d'où } \delta = 0,82$$

Surface non abritée  $\Rightarrow m = 1$

Vérification: il faut vérifier que l'ensemble de ces réductions reste inférieur à 0,33:  $(1 - \delta) m = (1 - 0,82) \times 1 = 0,18 < 0,33$ .

On vérifie également les conditions aux limites.

$$q_m \cdot \delta \cdot m > 30 \text{ kg/m}^2 \quad \text{car } 70 \times 0,82 \times 1 = 57,4 \text{ kg.m}^2 > 30 \text{ kg.m}^2$$

$$q_e \cdot \delta \cdot m > 52,5 \text{ kg/m}^2 \quad \text{car } 122,5 \times 0,82 \times 1 = 100,45 \text{ kg/m}^2 > 52,5 \text{ kg.m}^2$$

Donc les premiers dynamiques à considérer:

$$\text{Vent normale: } q_{vm} = 57,4 \times 1,02 = 58,5 \text{ kg.m}^2$$

$$\text{Vent extrême: } q_{ve} = 100,45 \times 1,02 = 102,5 \text{ kg.m}^2$$

$$q_{vm} = 58,5 \text{ kg/m}^2 \quad ; \quad q_{ve} = 102,5 \text{ kg/m}^2$$

2°. Actions intérieures :

On une construction fermée :

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

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

- Vent  $\perp$  à la grande face

$\gamma_0 = 0,85 \rightarrow$  Surpression :  $C_i = 0,417$

Dépression :  $C_i = -0,183$

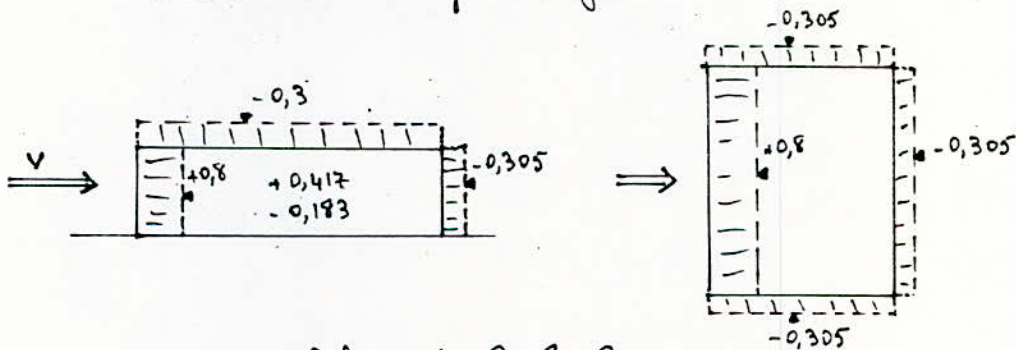
- Vent  $\perp$  à la petite face

$\gamma_0 = 0,905 \rightarrow$  Surpression :  $C_i = 0,374$

Dépression :  $C_i = -0,226$

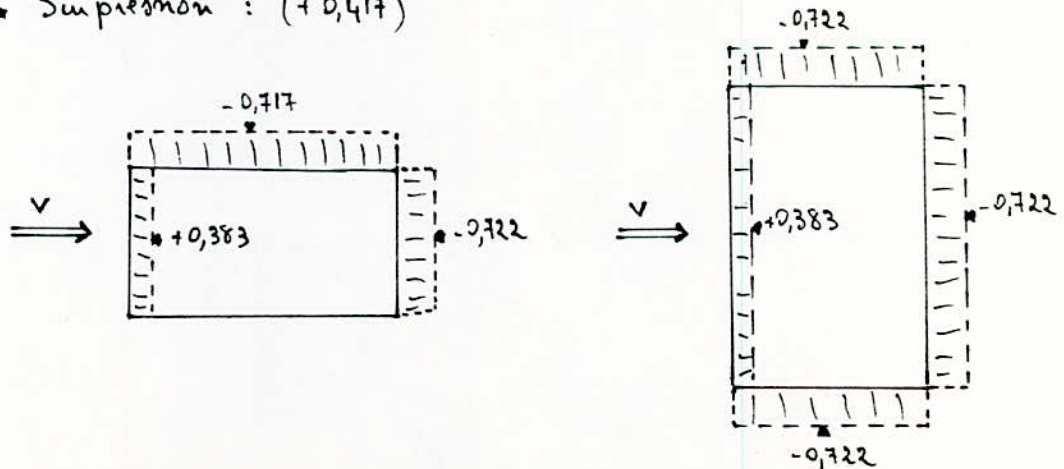
3°. Actions résultantes :

- Vent sur la grande face

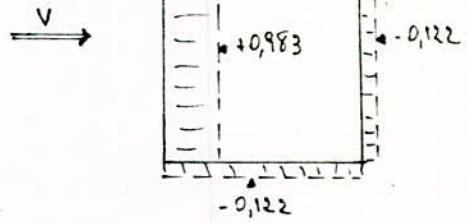
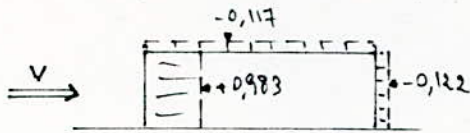


valeur de  $C = C_e \cdot C_i$

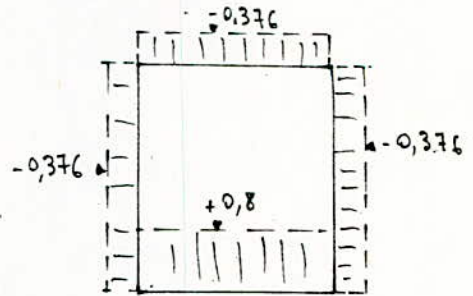
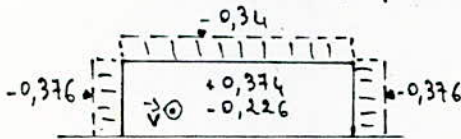
• Surpression : (+0,417)



- Dépression : (- 0,183)

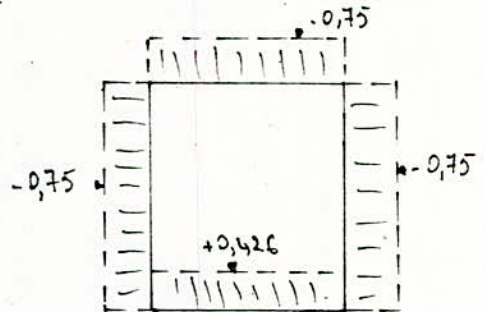
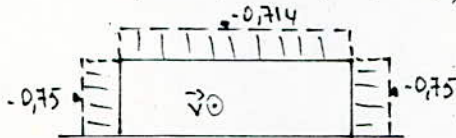


Vent sur la petite face.

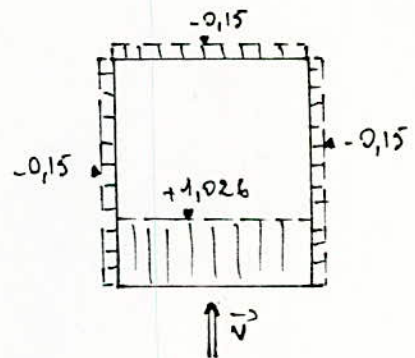
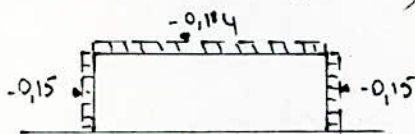


Valeur de  $C = C_e - C_i$

- Surspression : (+ 0,374)

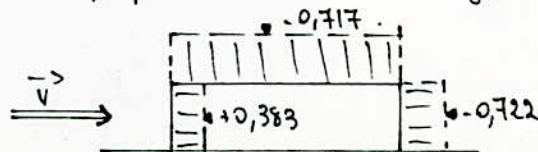


- Dépression : (- 0,226)



- le vent le plus défavorable qui agit sur le panneaux est quand il est perpendiculaire à une grande face avec une surspression

cas :



Et dans ce cas le plus défavorable, les pressions dynamiques sont égales à :

$$P_{v_m} = -0,717 \times 58,5 = -42 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$P_{v_e} = -0,717 \times 102,5 = -73,5 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2}$$

sont les sollicitations du vent qui agissent sur le pannelage dans le cas le plus défavorable.

### 3.2 Vérification de la panne au soulèvement

Sous vent extrême :

Soit la combinaison du 2<sup>e</sup> genre :  $0,9(G) + 1,1(P_{v_e})$

$P_{v_e}$  : sollicitation la plus défavorable sur le pannelage ( $-73,5 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2}$ )

$$G = 91,05 \text{ kg/m}^2$$

et  $P_{v_e}$  agissant sur la panne :  $P_{v_e} = -73,5 \text{ kg/m}^2 \times 1,33_m = -97,75 \text{ kg/m}^2$

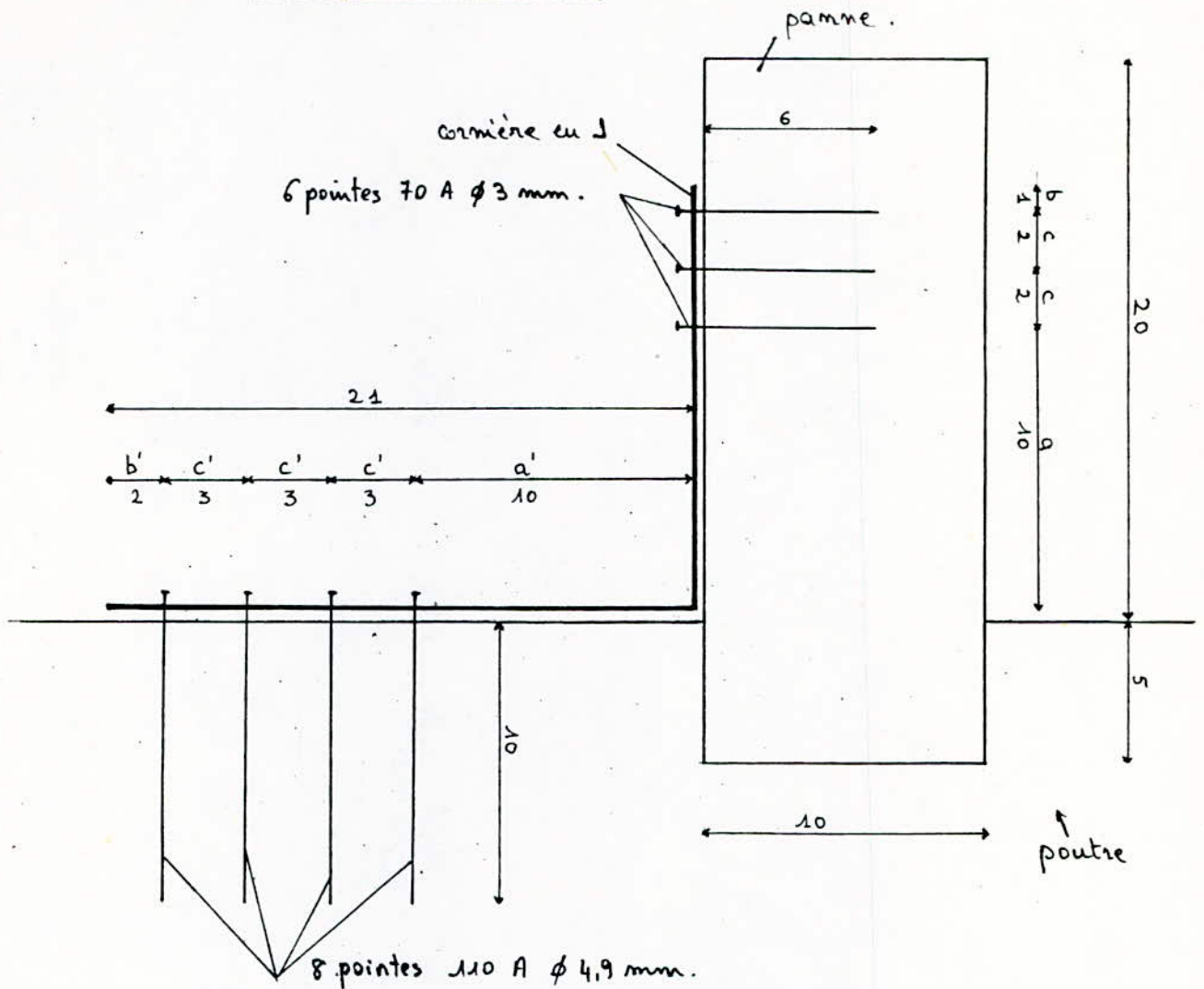
(le signe moins  $\ominus$  indique le soulèvement)

$$S_2 = 0,9(G) + 1,1 P_{v_e}$$

$$= 0,9 \times 91,05 + 1,1 \times (-97,75) = -25,58 \text{ kg/m}^2$$

Donc il y aura un soulèvement de la panne sous vent extrême de  $-25,58 \text{ kg/m}^2$ , et il faut en tenir compte dans les vérifications de la fixation de la panne sur la poutre porteuse.

3-3 Fixation des pannes



D'après les "CB 71" (p.133).

$d = 3 \text{ mm} :$   $a \geq 6d$  et  $a \geq 10 \text{ cm} \rightarrow a = 10 \text{ cm}.$

$c \geq 6d$  ,  $c \geq 1,8 \text{ cm} \rightarrow c = 2 \text{ cm}.$

$b \geq 2,5d$  ;  $b \geq 0,75 \text{ cm} \rightarrow b = 1 \text{ cm}.$

$e \geq 3d$  ;  $e \geq 0,9 \text{ cm} \rightarrow e = 2 \text{ cm}.$

$d = 4,9 \text{ mm} :$   $a' \geq 6d$  et  $a' \geq 10 \text{ cm} \rightarrow a' = 10 \text{ cm}.$

$b' \geq 2,5d$  ,  $b' \geq 1,225 \text{ cm} \rightarrow b' = 2 \text{ cm}.$

$c' \geq 6d$  ,  $c' \geq 2,94 \text{ cm} \rightarrow c' = 3 \text{ cm}.$

$e' \geq 3d$  ;  $e' \geq 1,47 \text{ cm} \rightarrow e' = 2 \text{ cm}.$

Et on a 2 pointes 125 A  $\phi$  5,4 , obliques et elles sont enfoncées de 6 cm. à l'arrachement extrême.

- l'effort maximal d'arrachement de panne causé par le vent extrême est de - 25,58 kg/cm<sup>2</sup>

et comme la panne a une portée de 6 m donc l'effort est de :  $- 25,58 \times 6 = - 153,48$  kg.

- Fixation de la panne :

\* On a 6 pointes 70 A  $\phi$  3 , et c'est le cas du cisaillement simple. "CB 71" (page 125)

$F = 0,8 d \sqrt{e}$  effort par pointe , et il faut majorer F par 1,3. (cas du chéme).

avec  $d$  : diamètre en  $\frac{1}{10}$  de mm.

et  $e$  : épaisseur de l'élément le plus mince ( $e = 6$  cm) en cm.

donc  $F_{t_1} = 1,3 \times 6 \times 0,8 d \sqrt{e}$ . pour les 6 pointes.

$$F_{t_1} = 1,3 \times 6 \times 0,8 \times 30 \times \sqrt{6} = 458,5 \text{ kg.}$$

\* Et on a 2 pointes 125 A  $\phi$  5,4 enfoncées de 6 cm à l'arrachement extrême :

$$F_{t_2} = 15 d \cdot e \quad d: \text{diamètre en cm.}$$

(par pointe).  $e = 6$  cm.

$F_{t_2} = 15 \times 2 \times 0,54 \times 6 = 97,2$  kg. et on doit majorer  $F_{t_2}$  par 1,3  $\Rightarrow 1,3 F_{t_2} = 126,36$  kg.

$$F = F_{t1} + F_{t2}$$

$$F = 458,5 \text{ kg} + 126,36 \text{ kg}$$

donc  $F = 584,86 \text{ kg} > 158,48$  effort maximal d'arrachement de la panne.

- Fixation à la poutre :

on a 8 pointes 110 A  $\phi$  4,9.

effort par pointe :  $15 \cdot d \cdot e$  avec  $e = 10 \text{ cm}$ .  
et  $d = 0,49 \text{ cm}$ .

donc pour 8 pointes on aura :

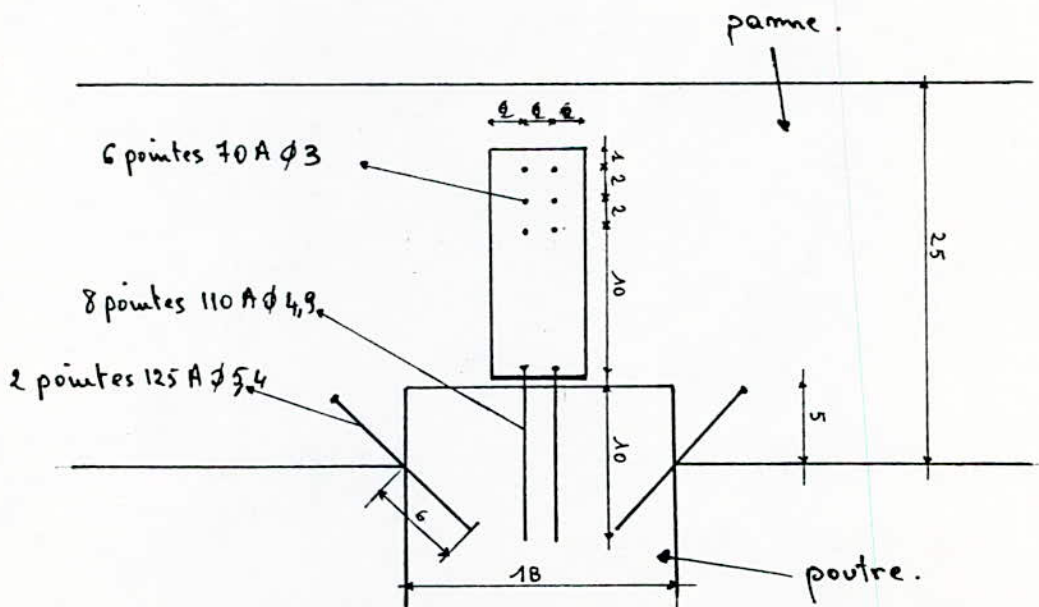
$$F_t = 15 \times 8 \times 0,49 \times 10 = 588 \text{ kg}$$

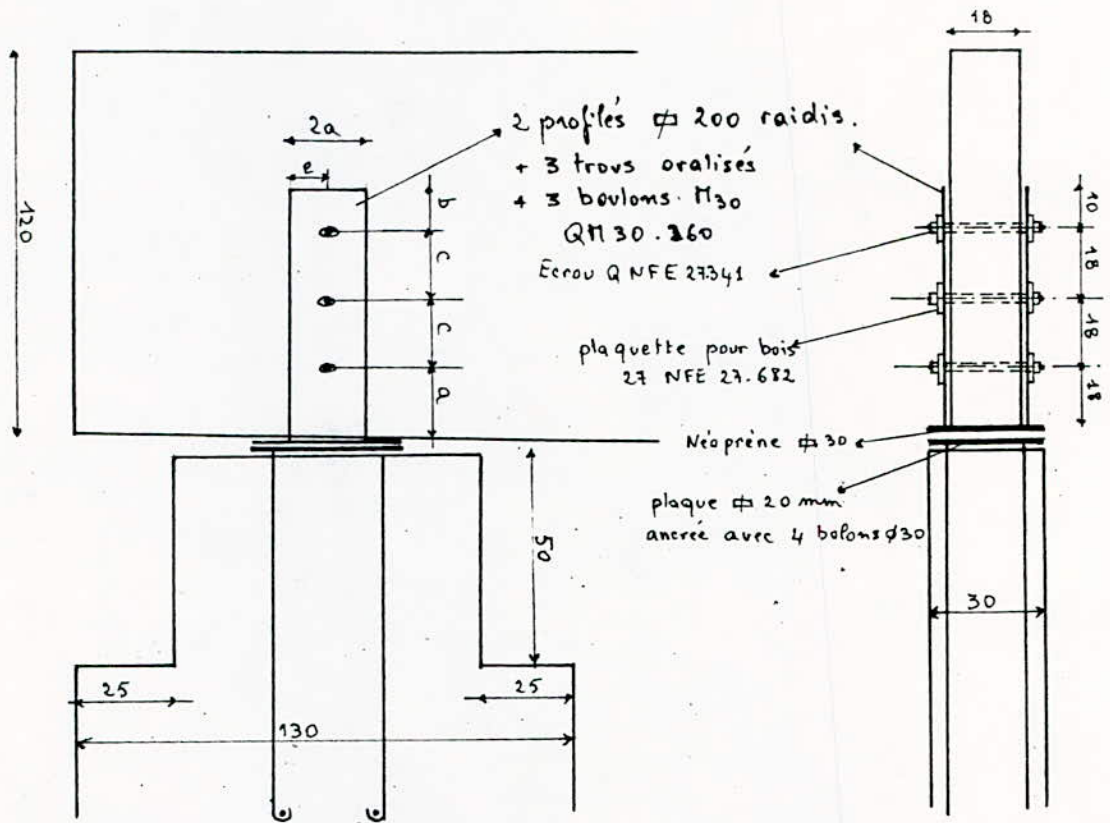
et on doit majorer par 1,3. d'où :

$$F = 1,5 F_t = 1,5 \times 588 = 764,4 \text{ kg}$$

$F = 764,4 \text{ kg} > 158,48$  effort maximal d'arrachement de la panne.

Donc la fixation de la panne est vérifiée.



3-4 Fixation des poutres

Fixations faites d'après les "CB 71" (p.115).

le diamètre  $d = 30$  mm.  $\left( d \leq \frac{e}{6} = \frac{180}{6} = 30 \text{ mm} \right)$ .

$$a \geq 6d \text{ et } a \geq 10 \text{ cm} \Rightarrow a = 18 \text{ cm.}$$

$$e \geq 6d \Rightarrow e = 18 \text{ cm.}$$

$$b \geq 2,5d, b \geq 7,5 \text{ cm} \Rightarrow b = 8 \text{ cm.}$$

$$c \geq 3d; c \geq 9 \text{ cm} \Rightarrow c = 10 \text{ cm.}$$

a. Vérification à l'effort tranchant.

Sous la combinaison la plus défavorable du 1<sup>er</sup> genre  
l'effort tranchant à l'appui est de:

$$T = 12518,4 \text{ kg } (\sqrt{2.2})$$



et cet effort doit être repris par les 3 boulons  $\phi 30$ .

$$\text{soit pour 1 boulon } \frac{F}{3} = 4472,8 \text{ kg.}$$

Et l'effort tranchant résistant par boulon au double cisaillement est de :

$$F = 260 d \sqrt{e} \quad \text{et il faut majorer } F \text{ par } 1,3$$

avec  $d$ : diamètre ( $d = 30 \text{ mm} = 3 \text{ cm}$ )

$$\text{et } e: \text{ épaisseur de la poutre } (e = 18 \text{ cm}).$$

d'où l'effort tranchant par boulons est de :

$$F_t = 1,3 \times 260 \times 3 \times \sqrt{18} = 4302,04 \text{ kg}$$

on a donc :

$$F_t > \frac{F}{3} \quad \text{c'est à dire que la fixation de la poutre est vérifiée.}$$

b. vérification au soulèvement (vent extrême)

Soit la sollicitation pondérée  $S_2$  :

$$S_2 = 0,9(G) + 1,1(P_{ve})$$

$$\text{avec } G = 542,4 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{§ 2-2})$$

$$\text{et } P_{ve} = -73,5 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{§ 3-2}).$$

Les poutres sont espacées de 6 m.

on aura :

$$S_2 = 0,9 \times 542,4 - 1,1 \times 73,5 \times 6 = 3,06 \text{ kg.}$$

Donc le soulèvement de la poutre sous le vent extrême est inexistant.

c. vérification au séisme

Le soulèvement de la poutre porteuse étant inexistant par contre il y a lieu de vérifier les attaches des poutres sous l'effet du séisme :

c'est d'après le règlement parasismique algérien (RPA 80) qui préconise la vérification sous la combinaison la plus défavorable de ces deux combinaisons :

$$G + P + SI \quad \text{ou} \quad 0,8 G \pm SI$$

- Calcul de SI d'après le RPA-80 :

D'après le "RPA-80" 3.3.8.7, la force sismique horizontale qui s'applique sur la toiture est égale à :  $F_{Pk}$ .

$$F_{Pk} = \frac{F_t + \sum_{i=1}^n F_i}{\sum_{i=1}^n w_i} w_k \quad w_k: \text{ poids de la toiture.}$$

avec  $F_i$  égale à : (3.3.3, RPA 80).

$$F_k = \frac{(V - F_t) w_k h_k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad F_k: \text{ effet horizontal au niveau } k.$$

$$\text{et } V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

$$\text{si } T < 0,7 \text{ s. } \Rightarrow F_t = 0$$

et  $V$  c'est la force sismique minimum.

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

Dans notre cas on a un niveau : donc la force sismique horizontale qui s'applique sur la toiture est égale à :

$$F = A.B.B.Q. w_k.$$

avec :

A: le coefficient d'accélération de zone, qui dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

La valeur de A doit être prise dans le tableau 3-1 des RPA-80.

notre cas: groupe d'usage 2 }  
et zone II }  $\Rightarrow A = 0,15.$

D: le facteur d'amplification dynamique moyen.

La valeur de D sera déterminée d'après le type de sol en fonction de la période T du bâtiment (fig: 3-2).

avec  $T = 0,09 \frac{h_i}{\sqrt{L}} = 0,09 \times \frac{11,4}{\sqrt{36}} = 0,1718$  }  
et sol ferme. }  $\Rightarrow D = 2$

B: le facteur de comportement de la structure, il dépend de son type et la nature de ses contreventement.

La valeur de B est donnée dans le tableau 3-2 des RPA-80.

dans notre cas:  $B = 1/4.$

Q: 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 Q devra être déterminée par la formule:  $Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$  et les valeurs de  $P_q$  sont données dans le tableau 3-3 des RPA-80.

dans notre cas:  $Q = 1,2.$

D'où le produit:  $A \cdot D \cdot B \cdot Q = 0,15 \times 2 \times \frac{1}{4} \times 1,2 = 0,09.$

ET:  $V = 0,09 \cdot W_k:$

La charge de la toiture est de  $90,4 \text{ kg/m}^2$

donc :  $W_h = 90,4 \times 32 \times 36$

$$V = 0,09 W_h = 0,09 \times 90,4 \times 32 \times 36 = 9372,672 \text{ kg.}$$

Et  $V$  est la force sismique horizontale qui revient à la toiture.

Et comme la vérification des attaches des poutres doit se faire sous l'effet de la composante verticale ( $V_v$ ):

c'est à dire en utilisant le parasismique algérien (RPA 80)

on doit considérer la combinaison :  $0,8 G + SI$

avec  $SI$  la composante horizontale. ( $V_h$ )

où  $G = 542,4 \text{ kg/m}^2$

et  $SI = \frac{V}{L} = \frac{9372,672}{32} = 292,9 \text{ kg/m}^2$

d'où  $0,8 G + SI = (0,8 \times 542,4 + 292,9) \text{ kg/m}^2 = 726,82 \text{ kg/m}^2$

et  $T = 726,82 \times \frac{L}{2} = 726,82 \times \frac{32}{2} = 11629,12 \text{ kg}$

de plus on aura  $\frac{T}{3}$  l'effort qui revient à chaque boulon

cad :  $\frac{T}{3} = 3876,38 \text{ kg}$ . et cet effort est inférieur à l'effort résistant par boulon  $F$  ( $F = 4302,04 \text{ kg}$ )

$$F > \frac{T}{3}$$

Donc la fixation de la poutre est vérifiée au séisme.

## 4. ETUDE DE LA STABILITE DE LA POUTRE A L'EGARD DU DEVERSEMENT

4.1 Cas de la poutre en construction

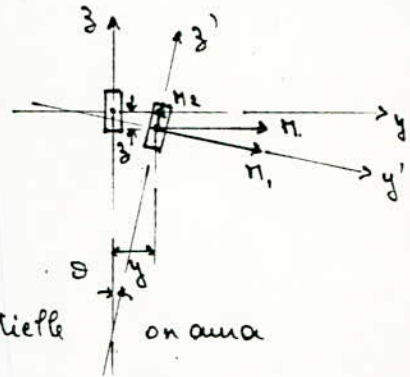
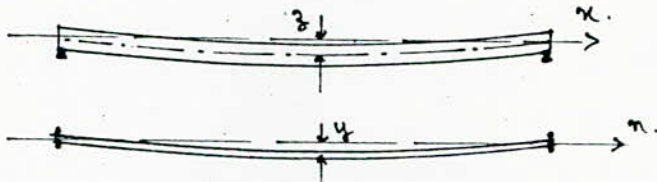
4.2 Cas de la poutre en service

4.3 Effort transmis dans les pannes

4- Etude de la stabilité de la poutre à l'égard du déversement

Par déversement, on entend tout élément, qui soumis à des sollicitations de flexion dans son plan, peut quitter ce plan pour prendre une nouvelle position d'équilibre plus ou moins stable. Dans ce chapitre on supposera que notre poutre a une section constante ( $h \times b$ ) pour simplifier les calculs, avec  $h'$  obtenue au tiers de la portée  $L$  c'est à dire  $h' = 1,75 \text{ m}$ ,  $b = 18 \text{ cm}$  et  $L = 32 \text{ m}$ .

- Détermination de la charge critique :



A l'aide de la méthode de l'équation différentielle on aura  
 $M$ : moment de flexion dans la section d'abscisse  $x$ , produit par les forces verticales appliquées sur la fibre moyenne.

Et après déversement, le moment  $M$  se décompose en  $M_1$  et  $M_2$  tel que :

$$M_1 = M \cos \theta$$

$$\text{et } M_2 = M \sin \theta$$

avec  $\theta$  petit  $\left( \begin{array}{l} \cos \theta \approx 1 \\ \sin \theta \approx \theta \end{array} \right) \Rightarrow \begin{array}{l} M_1 = M \\ \text{et } M_2 = M \theta \end{array}$

Le moment  $M_2$  donne une déformation latérale  $y$  d'équation

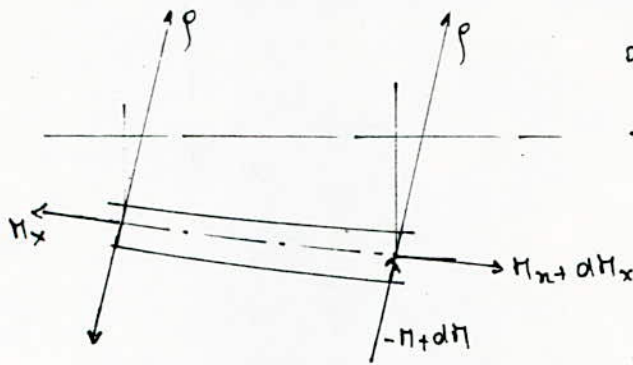
$$\frac{d^4 y}{dx^4} = \frac{1}{EJ_2} \frac{d^2(M\theta)}{dx^2}$$

$J_2$ : moment d'inertie par rapport à  $y$ .

Et comme notre poutre repose sur 2 appuis donc l'équation précédente devient :

$$y'' = - \frac{M}{EJ_2} \theta$$

Evaluons le moment de torsion  $M_x$  qui prend naissance avec le déversement.



ou a:

$$-M_x + (M_x + dM_x) - M \frac{dx}{d\varphi} = 0$$

$$dM_x = M \frac{d\varphi}{dx}$$

$$dM_x = M y'' dx \Rightarrow$$

$$\frac{dM_x}{dx} = M y'' \quad (1)$$

$$\text{et avec } \gamma'' = -\frac{M}{EJ_2} \vartheta \quad (2)$$

à l'aide de (1) et (2) on aura:

$$\frac{dM_x}{dx} = -\frac{M^2 \vartheta}{EJ_2} \Rightarrow \frac{dM_x}{dx} + \frac{M^2 \vartheta}{EJ_2} = 0$$

et on sait que le moment de torsion  $M_x$  est égale à:

$$M_x = GJ \frac{d\vartheta}{dx} \quad \text{avec } GJ : \text{rigidité de la torsion.}$$

$$\text{et notons } B = EJ_2 \quad \text{et } C = GJ$$

$$\text{on aura: } GJ \frac{d^2 \vartheta}{dx^2} + \frac{M^2 d\vartheta}{EJ_2} = 0 \quad = \quad C \frac{d^2 \vartheta}{dx^2} + \frac{M^2 d\vartheta}{B}$$

d'où on a l'équation différentielle:

$$\frac{d^2 \vartheta}{dx^2} + \frac{M^2}{BC} d\vartheta = 0 \quad (A)$$

L'équation (A) admet pour solution générale.

$$\vartheta(x) = \alpha \sin \omega x + \beta \cos \omega x \quad \text{avec } \omega = \sqrt{\frac{M^2}{BC}}$$

Aux limites on a:

$$\text{au point A: } x=0 \text{ et } \vartheta=0 \Rightarrow \beta=0$$

$$\text{au point B: } x=L \text{ et } \vartheta=0 \Rightarrow \alpha \sin \omega L = 0.$$

et comme  $\vartheta(x)$  n'est pas identiquement nulle et  $\alpha \neq 0$  donc

$$\sin \omega L = 0 \Rightarrow \omega L = m\pi \quad \text{d'où } \omega = \frac{m\pi}{L}$$

et comme  $w = \sqrt{\frac{M^2}{Bc}} = \frac{M\pi}{L}$   
 et notre poutre est chargée uniformément ( $q$ ) donc le  
 moment fléchissant  $M$  sera égal à :

$$M = \frac{qL^2}{8} \Rightarrow w = \sqrt{\frac{q^2 L^4}{8^2 Bc}} = \frac{m\pi}{L}$$

d'où

$$\frac{q^2 L^4}{8^2 B.c} = \frac{m^2 \pi^2}{L^2} \Rightarrow q = \frac{8m\pi}{L^3} \sqrt{B.c}$$

Le déversement s'obtient pour le cas fondamental pour  $m=1$   
 d'où on peut déterminer la charge critique au déversement

$$q_{\text{crit}} = \frac{8\pi}{L^3} \sqrt{B.c}$$

avec

$$B = EJ_2 = E \times \frac{h^3 b^3}{12} \quad E = 115.000 \text{ kg. cm}^{-2}$$

$$C = JG = \frac{h b^3}{3} \left(1 + 0,63 \frac{b}{h}\right) G \quad G = 3500 \text{ kg. cm}^{-2}$$

Et si on obtient une charge critique supérieure à la  
 la charge appliquée cela impliquera que c'est une  
 position stable.

$$q_{\text{crit}} > q \Rightarrow \text{position stable.}$$

#### 4-1 Cas de la poutre en construction

Lorsque la poutre portuse est en construction la charge  $q$   
 à laquelle elle est soumise, est due uniquement au  
 poids propre de la poutre :

$$q = 450 \times h' \times b = 450 \times 0,38 \times 1,75 = 141,75 \text{ kg/ml}$$

- Calcul de la charge critique :



$$q_{ci} = \frac{8\pi}{L^3} \sqrt{B \cdot C}$$

$$B = EI_2 = \frac{175 \times 18^3}{12} \times 115000 = 9,7808 \cdot 10^9$$

$$C = GJ = \frac{175 \times 18^3}{3} \left(1 - 0,63 \frac{18}{175}\right) \cdot 3500 = 1,1135 \cdot 10^9$$

$$q_{ci} = \frac{8 \cdot \pi}{3200^3} \sqrt{B \cdot C} = 2,531 \text{ kg/cm} = 253,1 \text{ kg/ml}$$

donc :  $\frac{q_{ci}}{q} = \frac{253,1}{141,75} = 1,78$  (coefficient de sécurité)

d'où

$$q_{ci} > q \Rightarrow \text{position stable}$$

Et malgré qu'on a une sécurité de 1,78 en phase de construction, cependant un haubannage avec butonnage en phase de manutention est vivement conseillé (cause effet dynamique).

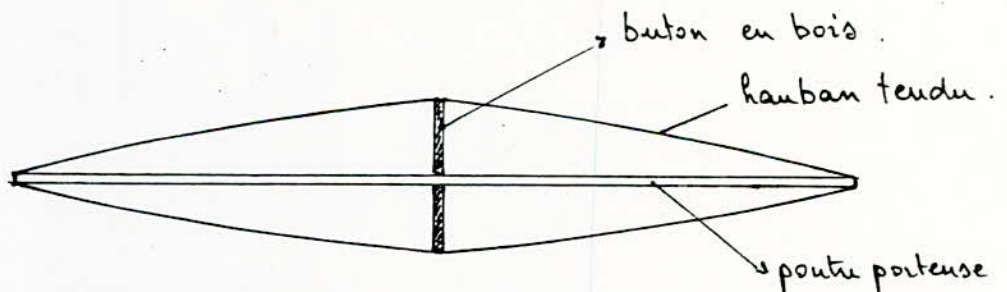


Schéma de la poutre porteuse en phase de construction, afin d'éviter les effets dynamiques qui peuvent provoquer le déversement de la poutre.

#### 4.2 Cas de la poutre en service

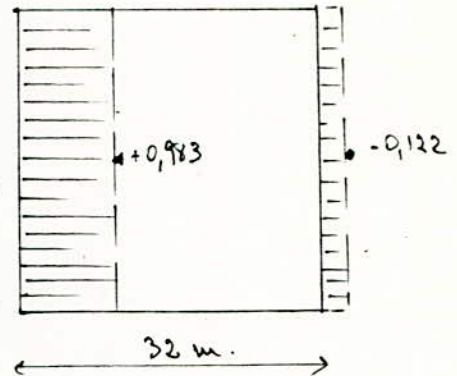
Lorsque la poutre porteuse est en service, elle est soumise aux effets du vent et aux charges permanentes. ( $S_1'$ )

## a. Effet du vent

Détermination de l'effort normal dû au vent qui s'applique sur chaque poutre

on a  $L = 32 < 60 \text{ m}$ .

Pour les bâtiments de longueur  $L \leq 60 \text{ m}$  il est possible de cumuler les actions (au vent et sous le vent) pour les répartitions sur les poutres (charpente en B.L.C. p. 101):



$$C = \frac{0,983 + 0,122}{2} = 0,5525$$

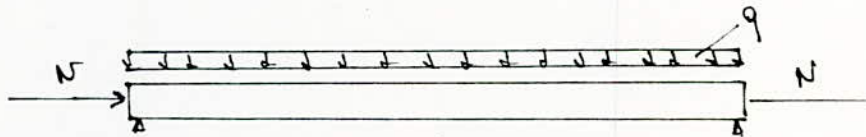
On aurait ainsi sur chaque poutre un effet de pression de  $P_{ve} = 102,5 \text{ kg/m}^2$

les poutres portées sont disposées tous les 6 m: cad.

$$q_{ve} = C P_{ve} \times 6 \text{ m} = 0,5525 \times 102,5 \times 6 = 340 \text{ kg/ml}$$

Et l'effort normal dû au vent sur chaque poutre sera de:

$$N = q_{ve} \times \frac{H}{2} = 340 \times \frac{11,4}{2} = 1938 \text{ kg.}$$



- Charges permanentes :

- sollicitation ponctuelle défavorable du 1<sup>er</sup> genre. (2-2)

$$q = 782,4 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Moment de flexion: } M = \frac{qL^2}{8} = \frac{782,4 \times 32^2}{8}$$

$$M = 100,15 \text{ t.m.}$$

Elongement de la poutre porteuse

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad \text{avec} \quad i = \sqrt{\frac{J}{A}} \quad \begin{array}{l} J: \text{moment d'inertie} \\ A: \text{section.} \end{array}$$

$$i = \sqrt{\frac{b R^3 / 12}{b h'}} = \frac{h'}{\sqrt{12}} = \frac{175}{\sqrt{12}} = 50,52 \text{ cm.}$$

$L_f = L$  (puisque la poutre est articulée à ses extrémités)

$$\lambda = \frac{L}{i} = \frac{3200}{50,52} = 63,34$$

d'après les "CB 71" (Art. 4,932) comme  $\lambda > 37,5$   
donc il y a risque de flambement.

Comme la poutre est soumise à un effort de compression (du au vent) et à un moment fléchissant (du aux charges) donc la contrainte sera égale à :

$$\sigma_f = K \frac{\bar{\sigma}_f}{\bar{\sigma}_f} \times \frac{N}{A} + \frac{M}{W_x} \leq \bar{\sigma}_f$$

avec  $K = \frac{1}{k}$  et comme  $37,5 < \lambda = 63,34 < 75 \Rightarrow k = 1,45 - 1,2 \frac{\lambda}{100}$   
 $k = 0,689$  ;  $K = 1,449$  ;  $\bar{\sigma}_f = 120 \text{ kg.cm}^2$  ;  $\bar{\sigma}_f' = 113 \text{ kg.cm}^2$

d'où :  $\sigma_f = 1,449 \times \frac{120}{113} \times \frac{1938}{18 \times 175} + \frac{100147,2 \cdot 10^2}{18 \times 175^2 / 6}$

$$\sigma_f = 109,95 \text{ kg.cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 120 \text{ kg.cm}^2$$

Donc la flexion avec compression avec risque de flambement est vérifiée.

b. Calcul de la charge critique

$$q_{ci} = \frac{8\pi}{L^3} \sqrt{B.C.} \quad \text{déjà calculée} \quad q_{ci} = 253,1 \text{ kg/ml.}$$

Et la charge en service est égale à :

$$q = 782,4 \text{ kg/ml.}$$

donc on a :

$q > q_{crit}$  donc c'est une position instable.

Et il ya des dispositions à prendre pour éviter le déversement de la poutre porteuse en service :

Pour cela : "le guide pratique de conception et de mise en œuvre des charpentes en bois lamellé-collé" préconise :

le rapport  $\frac{h'}{b}$  qui est égale à  $\frac{175}{18} = 9,72$  car  $8 < \frac{h'}{b} < 10$

on doit prévoir un dispositif tous les  $6 h'$  (10,5 m), mais les pannes sont déjà positionnées tous les 1,33 m.

Donc en phase de service le déversement ne peut avoir lieu malgré la valeur de la charge critique indiquée ci-dessus, du fait de la présence des pannes fixées aux poutres porteuses et qui constituent en quelque sorte une liaison entre les fibres supérieures (fibres comprimées en déversement dû aux charges descendantes).

Cependant il ya lieu d'évaluer l'effort transmis dans les pannes par ce phénomène et par les pannes aux poutres au vent de pignon.

#### 4-3 Effort transmis dans les pannes

Pour l'effort transmis dans les pannes empêchant le déversement latéral, le règlement canadien préconise  $1/15$

en reprise latérale pour bloquer le déversement

$N$ : effort normal développé dans la partie comprimée de la poutre soit  $q_{ei} = 253,1 \text{ kg/ml}$

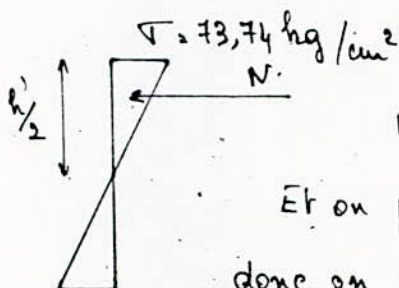
$$\text{et } M_{ei} = q_{ei} \frac{L^2}{8} = 253,1 \times \frac{32^2}{8} = 32396,8 \text{ kg. m}$$

Et pour la charge et le moment développés en service on a :

$$q = 782,4 \text{ kg/ml} \quad \text{et } M = q \frac{L^2}{8} = 100147,2 \text{ kg. m}$$

avec :

$$\sigma_s = \frac{(M - M_{ei})}{W_x} = \frac{100147,2 - 32396,8}{18 \times \frac{175^2}{6}} = 73,74 \text{ kg/cm}^2$$



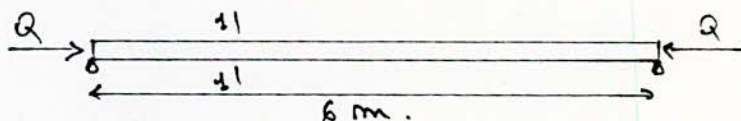
$$N = \sigma_s \cdot A \quad A: \text{section comprimée}$$

$$N = 73,74 \times \frac{175}{2} \times 18 = 116140,5 \text{ kg.}$$

Et on prendra par la suite 4 poutres au vent donc on aura.  $Q$  la charge reprise par la panne égale à :  $Q = 4 \times 1\% N$ .

$$\text{soit : } Q = 4\% N = 0,04 \times 116140,5 = 4645,62 \text{ kg}$$

$$Q \approx 4,65 \text{ t.}$$



Et la panne est sollicitée par  $q$  :

$$q = 144,25 \text{ kg/ml} \quad (\text{§ 2-1}).$$

$$\text{et le moment : } M = q \frac{l^2}{8} \quad l = 8 \text{ m.}$$

$$M = 144,25 \times \frac{6^2}{8} = 649,125 \text{ kg. m.}$$

Donc on est dans le cas d'une section fléchie et comprimée, et il faut voir s'il y a risque de flambement, c'est-à-dire : calculer  $\lambda$  :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec } i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad \text{et } A = bh^2 \quad \text{avec } b \text{ et } h \text{ les dimensions de la panne.}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{25}{\sqrt{12}} = 7,217 \text{ cm.}$$

$$l_f = l_0 \quad (\text{panne sur appuis simple}). \quad l_0 = 6 \text{ m} = 600 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{600}{7,217} = 83,1$$

Donc il y a risque de flambement :

$$75 < \lambda < 120 \Rightarrow k = \frac{3100}{\lambda^2} = \frac{3100}{83,1^2} = 0,449$$

$$\text{et } K = \frac{1}{k} = 2,227.$$

D'où la contrainte sera égale à :

$$\sigma = K \frac{\bar{\sigma}_f}{\frac{\bar{\sigma}_f}{\sigma_y}} \times \frac{M}{A} + \frac{M}{W_x} \leq \bar{\sigma}_f'$$

$$\sigma = 2,227 \times \frac{120}{113} \times \frac{4645,62}{10 \times 25} + \frac{649,125 \cdot 10^2}{10 \times 25^2 / 6} = 106,26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{donc } \sigma = 106,26 \text{ kg.cm}^2 < \bar{\sigma}_f' = 120 \text{ kg.cm}^2$$

c'est à dire que la panne est vérifiée, et elle peut bloquer le déversement latéral de la poutre porteuse.

## 5. CALCUL DE LA POUTRE DE CONTREVENTEMENT

5.1 Calcul au vent

5.2 Calcul au séisme

5.3 Injection des efforts anti-déversement

5.4 Vérifications

5. Calcul de la poutre de contreventement (au vent)

5-1 calcul au vent

Les poutres de contreventement reprennent uniquement les efforts dus au vent. Et dans notre cas on prévoit quatre (4) poutres de contreventement (au vent) afin d'éviter la déformation d'ensemble au niveau de la toiture.

- Répartition des efforts de vent sur les poutres au vent :  
de cas le plus défavorable est obtenu lorsque le vent est perpendiculaire à la petite face avec une dépression (-0,226)

Comme la longueur est inférieure à 60 m, on aurait ainsi pour chaque poutre un effet de pression de :

$$c = \frac{1,026 + 0,15}{2} = 0,588$$

- Recherche des efforts appliqués :

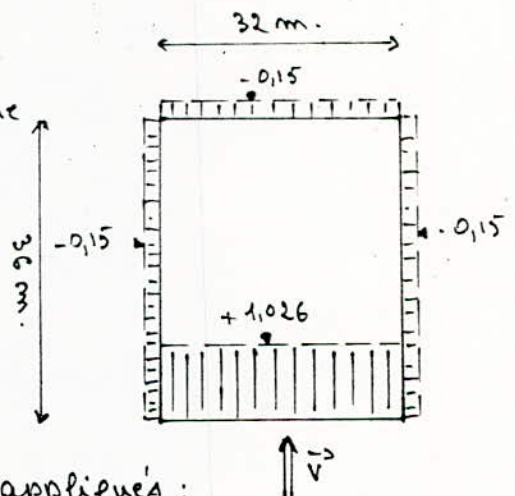
l'action du vent sur la toiture  $F_t$  avec  $S$  la surface offerte au vent ( $H \times L$ ),  $q$  la pression du vent (y compris les coefficients de réduction et de pression).

$$q = c \cdot P_{ve} \quad \text{avec} \quad P_{ve} = 102,5 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2}$$

$$q = 0,588 \times 102,5 = 60,27 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2}$$

l'effort total en pignon est :  $F_{max} = q \cdot S$

$$F_{max} = 60,27 \times 11,4 \times 32 = 21986,5 \text{ kg}$$





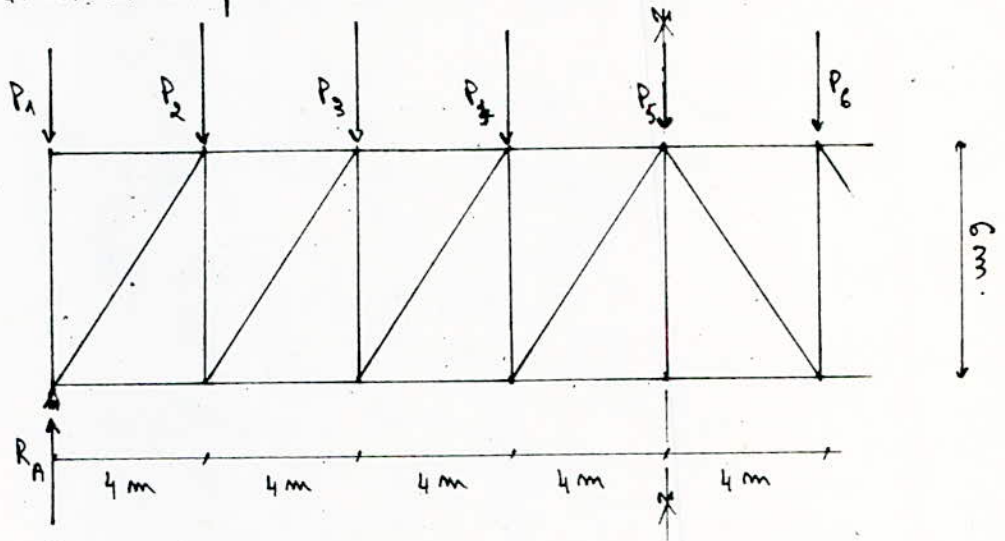
l'effort au niveau de la toiture est:  $F_t = 0,5 F_{max}$

$$F_t = 0,5 \times 21986,5 = 10993,25 \text{ kg.}$$

Et il n'existe pas d'effort d'entraînement puisque:

$$\frac{L}{H} = \frac{36}{11,4} < 4.$$

- Calcul de la poutre de contreventement au vent:



la poutre de contreventement est constituée de membrures, montants et les diagonales.

- Les membrures sont constitués par les éléments principaux de l'ossature (poutres porteuses en bois L.E.)
- Les montants et les diagonales sont constitués simultanément par les poutres de contreventement et les contreventements.

$$\text{On a: } \sum_{i=1}^9 P_i = F_t$$

$$\text{on note } P = P_i \text{ avec } i = 2, 3, \dots, 8$$

$$P_1 = P_9 = \frac{P_i}{2} = \frac{P}{2} \rightarrow P_1 + P_9 = P_9 + P_1 = P = P_i \quad i = 2, \dots, 8.$$

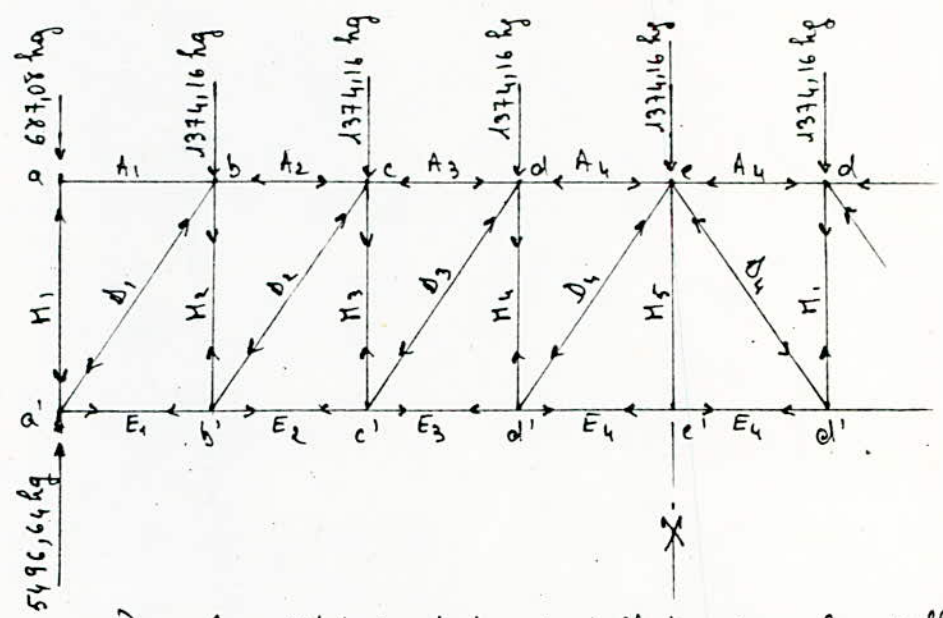
$$P_2 + P_3 + \dots + P_8 = 7P \Rightarrow \sum_{i=1}^9 P_i = 8P = F_t.$$

$$P = \frac{F_t}{8} = \frac{10993,25}{8} = 1374,16 \text{ kg.}$$

$$P_i = 1374,16 \text{ kg} \quad \text{et} \quad P_1 = P_g = \frac{P}{2} = 687,08 \text{ kg}$$

$$i=2, \dots, 8$$

$$R_A = R_B = \frac{F_t}{2} = 5496,64 \text{ kg}$$



Pour la détermination des efforts dans les différents éléments de la poutre de contreventement, on utilise la méthode des nœuds (puisque on a un cas simple).

$$\tan \alpha = \frac{4}{3} = \frac{2}{3} \Rightarrow \alpha = 33,69^\circ$$

$$\text{nœud a: } \left. \begin{array}{l} M_1 - 687,08 = 0 \\ A_1 = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} M_1 = 687,08 \text{ kg} \\ A_1 = 0 \end{array}$$

$$\text{nœud a': } \left. \begin{array}{l} -M_1 + 5496,64 - D_1 \cos \alpha = 0 \\ E_1 - D_1 \sin \alpha = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} D_1 = 5780,37 \text{ kg} \\ E_1 = 3206,37 \text{ kg} \end{array}$$

$$\text{nœud b: } \left. \begin{array}{l} -M_2 - 1374,16 + D_1 \cos \alpha \\ D_1 \sin \alpha - A_2 = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} M_2 = 3435,4 \text{ kg} \\ A_2 = 3206,27 \text{ kg} \end{array}$$

$$\text{nœud b': } \left. \begin{array}{l} M_2 - D_2 \cos \alpha = 0 \\ -E_1 - D_2 \sin \alpha + E_1 = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} D_2 = 4128,24 \text{ kg} \\ E_2 = 5496,64 \text{ kg} \end{array}$$

$$\text{nœud c: } \left. \begin{array}{l} -1374,16 - M_3 + D_2 \cos \alpha = 0 \\ A_2 + D_2 \sin \alpha - A_3 = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} M_3 = 2061,24 \text{ kg} \\ A_3 = 5496,64 \text{ kg} \end{array}$$

$$\text{noeud c': } \left. \begin{array}{l} M_3 - D_3 \cos \alpha = 0 \\ -E_2 - D_3 \sin \alpha + E_3 = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} D_3 = 2477,30 \text{ kg} \\ E_3 = 6870,8 \text{ kg} \end{array}$$

$$\text{noeud d: } \left. \begin{array}{l} -1374,16 - M_4 + D_3 \cos \alpha = 0 \\ A_3 + D_3 \sin \alpha - A_4 = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} M_4 = 687,08 \text{ kg} \\ A_4 = 6870,80 \text{ kg} \end{array}$$

$$\text{noeud d': } \left. \begin{array}{l} M_4 - D_4 \cos \alpha = 0 \\ -E_3 - D_4 \sin \alpha + E_4 = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} D_4 = 825,77 \text{ kg} \\ E_4 = 7328,95 \text{ kg} \end{array}$$

Et par symétrie, on déduit les efforts dans les autres éléments

Pour dimensionner la poutre de contreventement, il suffit de voir l'élément sur lequel s'applique l'effort de traction maximum, c'est à dire les diagonales et on a un effort maximum de :  $N = 5780,37 \text{ kg}$ .

- Si on prend une poutre de contreventement en B.L.C. on avait :

$$\frac{N}{A_{\text{nec}}} \leq \bar{\sigma} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma} : \text{contrainte de traction (96 kg/cm}^2\text{)}$$

$A_{\text{nec}}$  : section nécessaire

$N$  : effort appliqué.

$$A_{\text{nec}} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}} = \frac{5780,37}{96} = 60,21 \text{ cm}^2.$$

On choisit une section rectangulaire  $(10 \times 24) \text{ cm}^2 = 240 \text{ cm}^2$ .

Vérification de la poutre de contreventement.

$$\text{pois propre : } q = 450 \times 0,1 \times 0,24 = 10,8 \text{ kg/ml.}$$

$$M = \frac{q l^2}{8} \quad \text{avec } l : \text{longueur de la diagonale}$$

$$M = 10,8 \frac{(6^2 + 4^2)}{8} = 70,2 \text{ kg.m.}$$

Calcul de l'élanement  $\lambda$ :

$$\lambda = \frac{l_s}{i} \quad \text{avec} \quad l_s = l_0 = (\sqrt{6^2 + 4^2}) \text{ m.}$$

$$\text{et } i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{24}{\sqrt{12}} = 6,93 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{(\sqrt{6^2 + 4^2}) 10^2}{6,93} = 104,056$$

donc il y a risque de flambement.

$$75 < \lambda < 120 \Rightarrow k = \frac{3100}{\lambda^2} \text{ et } K = \frac{1}{k} = 3,49 \text{ ("CB 71")}$$

Donc on est dans le cas d'une section fléchie et tendue:

Calcul de  $\sigma$ :

$$\sigma = K \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}} \times \frac{N}{A} + \frac{M}{W_x} \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma = 3,49 \times \frac{120}{96} \times \frac{5780,37}{10 \times 24} + \frac{70,2 \cdot 10^2}{10 \times 24^2 / 6} = 112,4 \text{ kg.cm}^{-2} < \bar{\sigma}_s = 120 \text{ kg.cm}^{-2}$$

Donc la diagonale est vérifiée.

Et on prendra pour la section des diagonales et des montants  $(10 \times 25) \text{ cm}^2$ . (identique aux pannes), mais on aura un problème de fixation. Donc pour éviter cela il suffira de prendre des tiges en acier pour la constitution de la poutre de contreventement au lieu d'éléments en bois.

D'où: Si on prend des tiges en acier on aura:

- Pour la diagonale: (dimensionnement)

$$\frac{N}{A_{\text{mes}}} \leq \bar{\sigma}_a \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{mes}} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{5780,37}{2400} = 2,41 \text{ cm}^2$$

donc on prend des tige  $\phi 24 \text{ mm}$ .

$$\text{cad: } A = 4,524 \text{ cm}^2$$

Vérification : (en traction)

$$\sigma_a = \frac{N}{A} = \frac{5780,37}{4,524} = 1277,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_a < \bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kg/cm}^2.$$

Donc on a des tiges  $\phi 24 \text{ mm}$ .

### 5-2 Calcul au séisme

On considère le règlement parasismique algérien (RPA 80).

(voir §3.4.c.).

$$V = ADBQW \quad \text{avec} \quad ADBQ = 0,09.$$

et  $w$ : poids de la toiture :

$$\text{on a } V = 9,4 \text{ t}$$

Et comme on a 4 poutres au vent, donc l'effort qui revient à chaque poutre sera de:  $V/4$

$$\text{c'est: } 2,35 \text{ t.}$$

Et la charge  $P$  due au séisme qui revient à la poutre de contreventement :

$$\sum_{i=1}^3 P_i = 8P = 2,35 \text{ t} \Rightarrow P = 0,294 \text{ t}$$

$P = 294 \text{ kg}$ . , donc si on fera le même calcul que précédemment pour la détermination de l'effort sur la diagonale on verra qu'il sera inférieur à celui, provoqué par le vent (puisque  $P = 294 \text{ kg}$  due au séisme est inférieur à  $P = 1374,16 \text{ kg}$  due au vent). Donc la situation est moins défavorable que celle du vent, donc la tige  $\phi 24$  est maintenue.

5.3 Injection des efforts anti-déversement

Comme il est indiqué dans le chapitre 4, la force  $Q = 4,65 \text{ t}$ , c'est l'effort auquel est soumis la panne pour empêcher le déversement de la poutre porteuse.

La répartition de cette force sur la poutre de contreventement se fera comme précédemment (calcul au vent).

$$\text{on a: } \sum_{i=1}^8 P_i = 8P = 4650 \text{ kg}$$

$$\text{d'où } P_i = 581,25 \text{ kg } (2 \leq i \leq 8) \text{ et } P_1 = P_9 = 290,625 \text{ kg.}$$

et l'effort maximum sur la diagonale  $D_2$  sera de:

$$H_2 = 290,625 \text{ kg}$$

$$A_1 = 0$$

$$\text{et } D_2 = \left( \frac{4650}{2} - 290,625 \right) \frac{1}{\cos \alpha} = 2445 \text{ kg.}$$

Donc l'effort de traction dû à l'empêchement du déversement est de  $2445 \text{ kg}$ , et on lui ajoutera l'effort dû au vent est à dire  $5780,37 \text{ kg}$ .

D'où l'effort de traction  $N$  auquel est soumise la diagonale est de:  $N = 5780,37 + 2445 = 8225,37 \text{ kg}$ .

Vérification:

$$\bar{\sigma}_a = \frac{N}{A} = \frac{8225,37}{4,524}$$

$$A = 4,524 \text{ cm}^2 \text{ (tige } \phi 24 \text{)}.$$

$$\bar{\sigma}_a = 1489 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kg/cm}^2.$$

Donc la tige  $\phi 24$  est maintenue, puisque qu'elle vérifie toutes les situations.

5-4 Vérficationsa. Vérfication des Montants :

Les montants sont en bois et ils ont une section rectangulaire de  $(10 \times 20) \text{ cm}^2$ .

L'effort maximum de compression est de  $N_1 = 3435,4 \text{ kg}$ .

et on doit ajouter à ce dernier, l'effort dû au déversement ( $\Delta N$ ).

on a:  $P_i = 581,25 \text{ kg}$  ;  $A_i = P_i = 290,625 \text{ kg}$  (voir §5.3).  
 $i = 2, \dots, 8$

d'où

$$M_1 = 290,625 \text{ kg} ; A_1 = 0 ; \Delta_1 = 2445 \text{ kg} ; E_1 = 1356,24 \text{ kg} \text{ et}$$

$$M_2 = 2615,6 \text{ kg} = \Delta N \text{ (effort maximum dû au déversement)}$$

d'où

$$N = N_1 + \Delta N = 6051 \text{ kg} \text{ (effort qui sollicite le montant)}.$$

poide propre :  $q = 450 \times 0,1 \times 0,2 = 9 \text{ kg/ml}$

$$\text{d'où } M = \frac{q l^2}{8} = \frac{9 \times 6^2}{8} = 40,5 \text{ kg.m.}$$

flaccement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \text{ avec } l_f = 600 \text{ cm. et } i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{20}{\sqrt{12}} = 5,77 \text{ cm.}$$

$$\text{d'où } \lambda = \frac{600}{5,77} = 104 \Rightarrow \text{ donc il ya risque de flaccement.}$$

$$\text{D'après les "CB 71" } 75 < \lambda < 120 \Rightarrow k = \frac{3100}{\lambda^2} = 0,28 \text{ et } R = \frac{1}{k} = 3,49.$$

et c'est la vérification d'une section fléchie et comprimée avec risque de flaccement :

$$\text{d'où } \sigma = R \cdot \frac{\bar{\sigma}_f}{\sigma'_f} \cdot \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \leq \bar{\sigma}_f.$$

$$\sigma = 3,49 \times \frac{120}{113} \cdot \frac{6051}{10 \times 20} + \frac{40,5 \cdot 10^2 \times 6}{10 \times 20^2} = 118,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 120 \text{ kg/cm}^2$$

donc le montant en bois  $(10 \times 20)$  est vérifié.

Et en plus les pannes peuvent jouer le rôle de montants.

b. Compression de la membrure supérieure:

C'est la poutre porteuse qui joue le rôle de membrure.

effort maximum:  $N = 6870,80 \text{ kg}$ .

section  $(175 \times 18) \text{ cm}^2$ . (la section équivalente).

écartement:  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$$l_f = 3200 \text{ cm}, \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{8^2}{12}} = \frac{175}{\sqrt{12}} = 50,52 \text{ cm}.$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{3200}{50,52} = 63,34 \Rightarrow \text{risque de flambement.}$$

$$\text{et comme } \lambda < 75 \Rightarrow k = 1,45 - 1,2 \frac{\lambda}{100} = 1,69 \text{ et } K = \frac{1}{k} = 1,45$$

et la valeur de la contrainte:

$$\sigma = K \cdot \frac{\overline{\sigma}_f}{\overline{\sigma}_f} \cdot \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \leq \overline{\sigma}_f'$$

avec  $M = 100,15 \text{ t.m.}$  (voir § 2.2).

$$\sigma = 1,45 \cdot \frac{120}{113} \times \frac{6870,8}{18 \cdot 175} + \frac{100,15 \cdot 10^5}{18 \cdot 175^2/6} = 112,3 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma}_f' = 120 \text{ kg/cm}^2$$

donc la membrure est vérifiée.

c. Traction de la membrure inférieure:

membrure inférieure: poutre porteuse.  $(18 \times 175)$ .

et l'effort maximal de traction est de  $7328,85 \text{ kg}$ .

la valeur de la contrainte sera égale à:

$$\sigma = \frac{\overline{\sigma}_f'}{\overline{\sigma}_f} \cdot \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \leq \overline{\sigma}_f = 120 \text{ kg/cm}^2.$$

$$M = 100,15 \text{ t.m.}$$

$$\sigma = \frac{120}{96} \times \frac{7328,85}{18 \times 175} + \frac{100,15 \cdot 10^5}{18 \cdot 175^2/6} = 112,52 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma}_f = 120 \text{ kg/cm}^2.$$

Donc la membrure est vérifiée.

et on peut conclure que la poutre de contreventement est vérifiée.



## 6. CALCUL DE LA STRUCTURE RESISTANTE

6.1	Aux forces latérales	p	54
6.1.1	Au séisme	p	63
6.1.2	Au vent	p	68
6.2	Aux charges verticales	p	72
6.3	Combinaisons des efforts	p	84
6.4	Ferraillage des poutres	p	100
6.5	Ferraillage des poteaux	p	121

## 6- Calcul de la structure résistante

### 6-1 Aux forces latérales

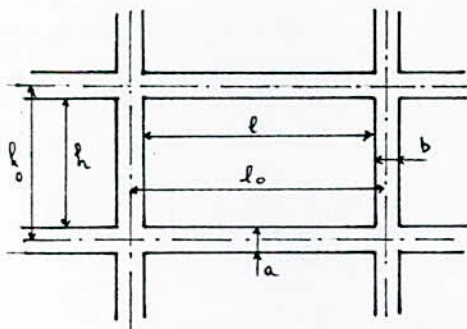
Notre structure, sous les forces latérales, sera étudiée avec la méthode de "Muto".

#### a- Exposé de la méthode de Muto :

Cette méthode due au professeur Muto est une méthode réglementaire en usage au Japon, pour le calcul des ossatures poteaux-poutres sous l'action des forces latérales (séismes, vent). Elle est basée sur la notion de rigidité de niveau c'est à dire l'effort tranchant de niveau que divise le déplacement relatif de niveau.

Etapes de calcul :

1. On calcule pour chaque poutre et poteau la longueur effective à prendre en compte :



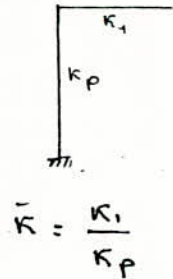
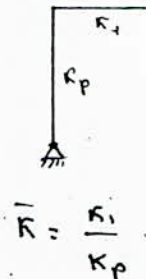
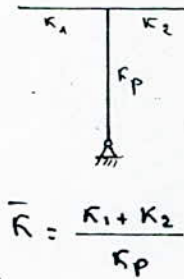
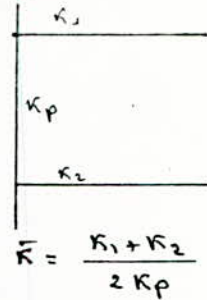
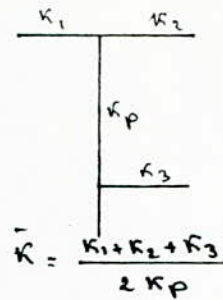
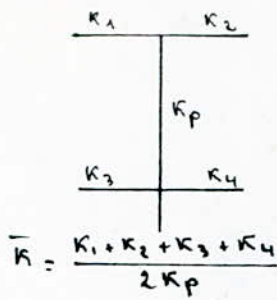
. Poutres :  $l_e = l + a/2 \neq l_0$

. Poteaux :  $h_e = h + b/2 \neq h_0$

2. Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres.

$$K_{\text{poteau}} = I/h_e \quad ; \quad K_{\text{poutre}} = I/l_e$$

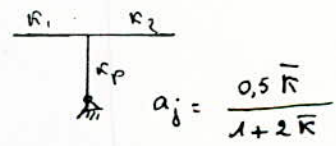
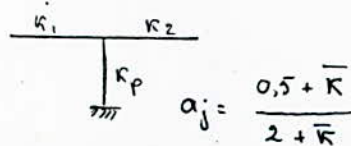
3. Calcul des coefficients  $\bar{k}$  dans les sens x et y :



4. Calcul des coefficients de correction  $a_j$  des rigidités des poteaux dans les 2 sens  $x$  et  $y$ .

Etage courant :  $a_j^{(i)} = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

1<sup>er</sup> niveau (Reg de chaussée).



5. Calcul des raideurs corrigées des poteaux  $a_j K_j$  dans les 2 sens  $x$  et  $y$ .

6. Calcul de la quantité  $D_j = \sum a_j^{(i)} K_j^{(i)}$ , pour chaque niveau des différents portiques transversaux ou longitudinaux.

7. Rigidité de niveau d'un portique à l'étage courant  $(i)$

$$R_j = \frac{12 E}{h_j^2} \cdot D_j$$

8. Calcul de la quantité  $D_i = \sum D_j$  dans les 2 sens  $x$  et  $y$

et  $R_{jx} = \sum R_{jx} = \frac{12 E}{h_j^2} \sum D_{jx} = \frac{12 E}{h_j^2} D_{ix}$

et  $R_{jy} = \frac{12 E}{h_j^2} D_{iy}$

9. Détermination du centre de torsion :

Soit un repère  $O_n y$ , avec  $O_n$  et  $O_y$  parallèles aux directions principales du bâtiment et  $O$  un point quelconque. Les coordonnées  $(x_{c_j}, y_{c_j})$  du centre de torsion  $C_j$  de l'étage  $j$  par rapport à  $O_n y$  sont données par :

$$x_{c_j} = \frac{\sum_{t=1}^k R_{jy}^{(t)} \cdot x_i^{(t)}}{\sum_{t=1}^k R_{jy}^{(t)}} \quad ; \quad y_{c_j} = \frac{\sum_{l=1}^m R_{jx}^{(l)} \cdot y_j^{(l)}}{\sum_{l=1}^m R_{jx}^{(l)}}$$

10. Calcul de la rigidité de torsion  $\mathcal{R}_{j\theta}$  à chaque niveau  $j$  : donnée par la formule :

$$\mathcal{R}_{j\theta} = \sum_{t=1}^k R_{jy}^{(t)} \cdot [x_s^{(t)}]^2 + \sum_{l=1}^m R_{jx}^{(l)} \cdot [y_j^{(l)}]^2$$

11. Calcul des efforts tranchants de niveau  $j$  revenant à chaque portique

La force résultante  $F_j$  due au séisme ou au vent appliquée au plancher  $j$  passe par le point  $G_j$  (CG)

soient :  $\tau_{jx}$  : effort tranchant de l'étage  $j$  dans le sens  $x$ .

$\tau_{jy}$  : " " " " " " " "  $y$ .

et on suppose que les points  $G_j$  (et  $C_j$ ) de chaque niveau sont situés sur la même verticale

d'effort tranchant de l'étage  $j$ ,  $\tau_{jx}$  dans la direction  $x$  passant par  $G_j$  est équivalent à  $\tau_{jx}$  passant par  $C_j$  plus un couple

de torsion  $\mathcal{M}_{jx} = \tau_{jx} \cdot y_G$

- d'où sous l'action de  $\tau_{jx}$ , il en résulte :

un effort tranchant  $T_{jx}^{(1)}$  de niveau (j) dans un portique longitudinal (1) quelconque

$$T_{jx}^{(1)} = \tau_{jx} \frac{R_{jx}^{(1)}}{R_{jx}} + \tau_{jx} \frac{R_{jx}^{(1)} \cdot y_j^{(1)}}{R_{j\theta}} \cdot y_G$$

et  $T_{jy}^{(t)}$  de niveau (j) dans un portique transversale (t) quelconque

$$T_{jy}^{(t)} = \tau_{jy} \frac{y_G}{R_{j\theta}} R_{jy}^{(t)} \cdot x_j^{(t)}$$

Et sous l'action de  $\tau_{jy}$ , on obtient :

$$T_{jy}^{(t)} = \tau_{jy} \frac{R_{jy}^{(t)}}{R_{jy}} + \tau_{jy} \frac{R_{jy}^{(t)} \cdot x_j^{(t)}}{R_{j\theta}} \cdot x_G$$

et :

$$T_{jx}^{(t)} = \tau_{jy} \frac{x_G}{R_{j\theta}} R_{jx}^{(t)} \cdot y_j^{(t)}$$

Dans le cas où il n'y a pas de torsion ead :  $x_G = x_{c_j}$  et

$y_G = y_{c_j}$  on aura :

$$T_{jy}^{(t)} = \tau_{jy} \frac{R_{jy}^{(t)}}{R_{jy}} \quad \text{et} \quad T_{jx}^{(t)} = \tau_{jx} \cdot \frac{R_{jy}^{(t)}}{R_{jx}}$$

12. Calcul des efforts tranchant de niveau j revenant à chaque poteau de portiques longitudinaux et transversaux.

$$t_j = \frac{a_j k_j}{\sum a_j k_j} T_j = \frac{a_i k_j}{D_j} T_j$$

13. Détermination de la position du point de moment nul

$$z = y \cdot h \quad \text{avec} \quad y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3.$$

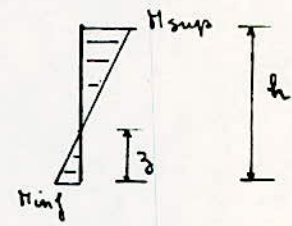
$y_0, y_1, y_2, y_3$  sont donnée par les tableaux n° 2, 3, 4 et 5 dans

« le Bulletin du CTC N° 5 SEPT. OCT. 1980 »

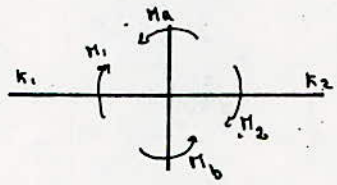
14. Calcul des moments aux têtes des poteaux

$$M_{sup} = t(h-z)$$

$$M_{inf} = t.z$$

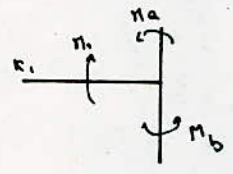


15. Calcul des moments dans les poutres.



$$M_1 = \frac{k_1}{k_1 + k_2} (M_a + M_b)$$

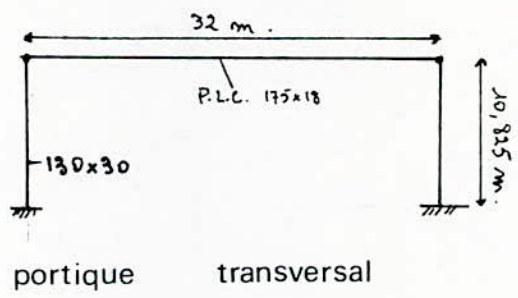
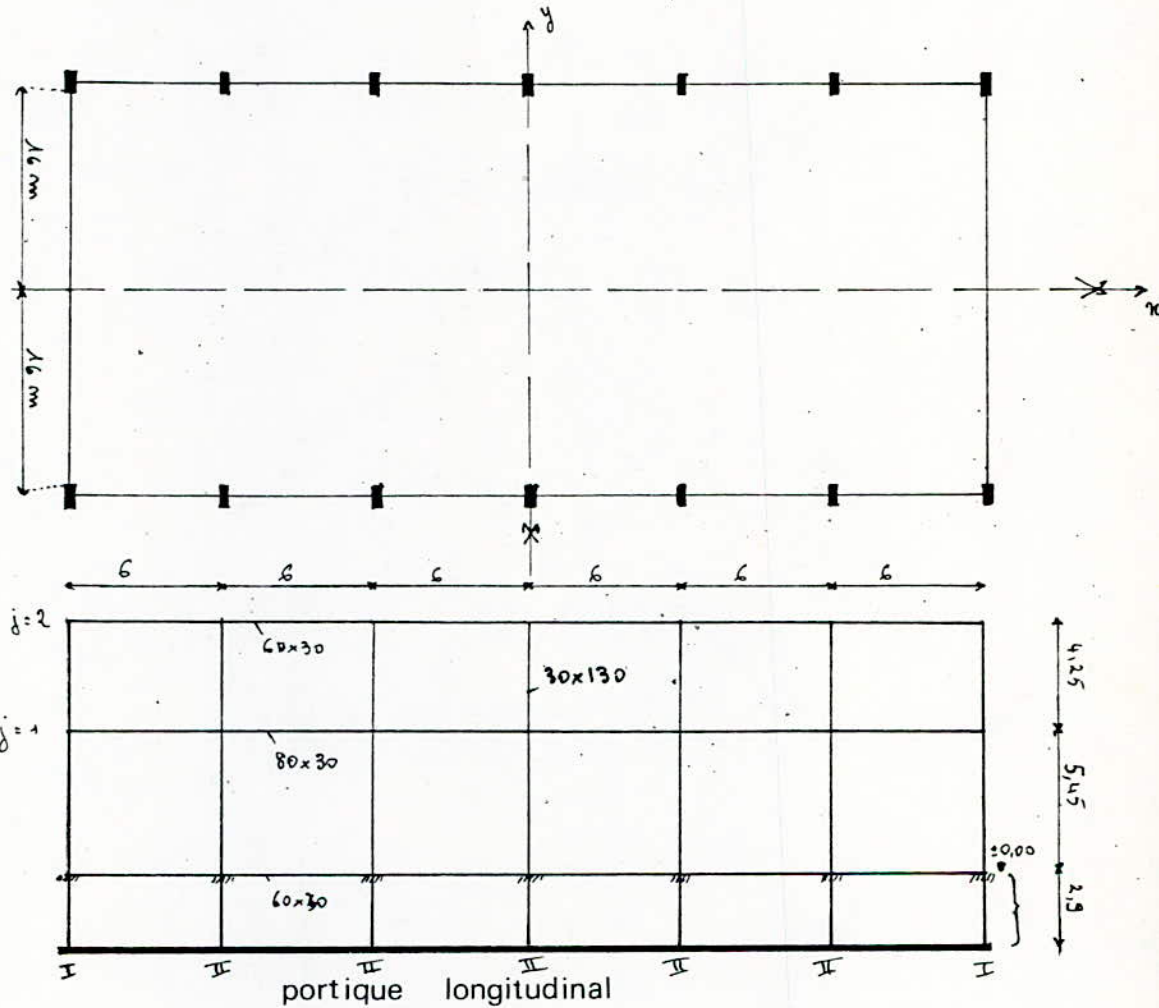
$$M_2 = \frac{k_2}{k_1 + k_2} (M_a + M_b)$$



$$\Rightarrow M_1 = M_a + M_b$$

Nota: "La méthode de Muto" dans le "Bulletin des CTC N°5/80" par M. RILI

b. Dans notre cas, on a un bâtiment constitué de 7 portiques transversaux de même rigidité et de 2 portiques longitudinaux identiques.



\* Sens longitudinal :

. Calcul des longueurs et hauteurs effectives :

- Pontons :  $j=1$  ;  $l_e = 570 + 60/2 = 600 \text{ cm}$ .

$j=2$  ;  $l_e = 570 + 80/2 = 610 \text{ cm}$ .

- poteaux :  $j=1$  ;  $h_e = 475 + 30/2 = 490 \text{ cm}$ .

$j=2$  ;  $h_e = 355 + 30/2 = 375 \text{ cm}$ .

. Calcul des raideurs effectives :

- Pontons :  $j=1$  ;  $K_1 = I/l_e = \frac{30 \times 80^3}{12 \times 600} = 2133,33 \text{ cm}^3$

$j=2$  ;  $K_2 = I/l_e = \frac{30 \times 60^3}{12 \times 610} = 885,25 \text{ cm}^3$

- poteaux :  $j=1$  ;  $K_{p1} = I/h_e = \frac{130 \times 30^3}{12 \times 490} = 596,94 \text{ cm}^3$

$j=2$  ;  $K_{p2} = I/h_e = \frac{130 \times 30^3}{12 \times 375} = 780 \text{ cm}^3$

. Calcul des coefficients  $\bar{K}$  et  $a_j$ .

- poteaux de niveau 1, file II :

$$\bar{K} = \frac{2 \times 2133,33}{596,94} = 7,147 \rightarrow a_1 = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}} = 0,836$$

- poteaux de niveau 1, file I :

$$\bar{K} = \frac{2133,33}{596,94} = 3,574 \rightarrow a_1 = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}} = 0,73$$

- poteaux de niveau 2, file II :

$$\bar{K} = \frac{2 \times 2133,33 + 2 \times 885,25}{2 \times 780} = 3,87 \rightarrow a_2 = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} = 0,66$$

- poteaux de niveau 2, file I :

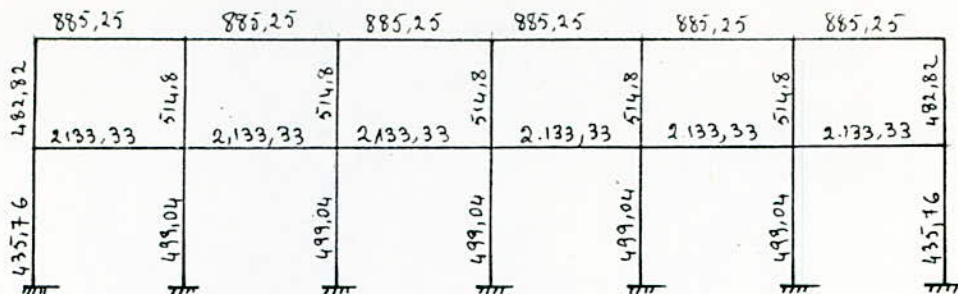
$$\bar{K} = \frac{885,25 + 2133,33}{2 \times 780} = 1,935 \rightarrow a_2 = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} = 0,619$$

. Calcul des raideurs corrigées :

$j=1$  : file I,  $a_1 K_{p1} = 435,76 \text{ cm}^3$  ; file II,  $a_1 K_{p2} = 499,04 \text{ cm}^3$

$j=2$  : file I,  $a_2 K_{p1} = 482,82 \text{ cm}^3$  ; file II,  $a_2 K_{p2} = 514,8 \text{ cm}^3$





\* Sens transversal :

. Longueurs et hauteurs effectives :

$$l_e = 3200 + 60/2 = 3230 \text{ cm (Poutre)}$$

$$h_e = 970 + 130/2 = 1035 \text{ cm (Poteaux)}$$

. Raideurs effectives :

$$K = I/l_e = \frac{18 \times 175^3}{12 \times 3230} = 2492,73 \text{ (Poutre)}$$

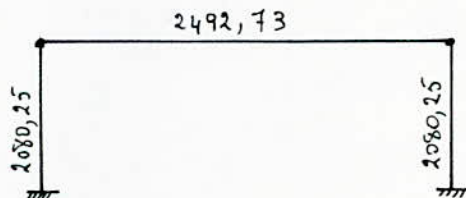
$$K_p = I/h_e = \frac{30 \times 130^3}{12 \times 1035} = 5306,76 \text{ (Poteau)}$$

. Coefficients  $\bar{K}$  et  $\alpha$  :

$$\bar{K} = \frac{K}{K_p} = \frac{2492,73}{5306,76} = 0,47 \rightarrow \alpha = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}} = 0,392$$

. Calcul de la raideur corrigée :

$$\alpha K_p = 2080,25$$



On regroupera toutes les valeurs qui nous permettront de déterminer les efforts horizontaux dans les tableaux qui suivront :

Sens x-x

Portiques longitudinaux :

niveau	Pile de poteaux	$\bar{K}$	$a_i$	$K_p$	$a_i K_p$	$D_j = \sum a_i K_p$	$\frac{a_i K_p}{D_j}$	$R_{jx} = \frac{12 E D_j}{L^3}$	$R_{ix}$
2	I	1,935	0,619	780	482,82	3539,64	0,1364	96655,77	676590,39
2	II	3,87	0,66	780	514,8		0,145		
1	I	3,574	0,73	596,94	435,76	3366,72	0,129	53845,089	376915,6
1	II	7,147	0,836	596,94	499,04		0,148		

Sens y-y

Portiques transversaux :

niveau	Pile de poteaux	$\bar{K}$	$a$	$K_p$	$a K_p$	$D_j$	$\frac{a K_p}{D_j}$	$R_{jy} = \frac{12 E D_j}{L^3}$	$R_{iy}$
1	I	0,47	0,392	5306,76	2080,25	4160,5	0,5	14914,066	29828,131

Nota:  $E = E_{\text{uis. beton}} = 3,2 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 

$$D_{jx} = 2 \times 482,82 + 5 \times 514,8$$

$$D_{jy} = 2 \times 2080,25$$

\* Détermination du centre de torsion :

Pour des raisons de symétrie :

$$m_{ej} = 0 \text{ et } y_{ej} = 0 \Rightarrow C_j \text{ est confondu avec le CG et } O.$$

6-1-1 Au séisme

Calcul de la force sismique  $V$  : d'après le règlement algérien (R.P.A. 80) . (voir § 3.4.c)

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

$$A.B.D.Q = 0,09.$$

$W$  : poids mort du bâtiment

- toiture :  $104140,8 \text{ kg} = P_1$

- Mur de remplissage : parpingeux :  $1400 \text{ kg/m}^3$

$$1400 (9,7 \times 0,3 (36+32) \times 2) = 554064 \text{ kg} . \text{ (à cause de } \mu = 15,28\%)$$

$$P_2 = 554064 (1 - 0,1528) = 460931 \text{ kg}.$$

- Poutres :  $75600 \text{ kg}$

- poteaux :  $66202,5 \text{ kg}.$

d'où :  $W = 707 \text{ t}.$

et  $V = 0,09 \times 707 = 63,63 \text{ t}.$

a. Portique longitudinal

La force sismique passe par le centre de gravité  $G$  et d'après le RPA 80 si  $CG < 5\%L$ , on prendra  $5\%L$  c'est à dire dans notre cas on prend  $CG = 5\% \times 36 \text{ m}$

$$CG = 1,6 \text{ m}.$$

- Calcul de la rigidité de torsion à chaque niveau :

$$R_{j\theta} = \sum_{i=1}^{i=h} R_{jy}^{(H)} [x_j^{(H)}]^2 + \sum_{i=1}^{i=m} R_{jx} [y_i^f]^2$$

- niveau 1 :

$$R_{1\theta} = 2 \times 14914,066 \times 1800^2 + 2 \times 14914,066 \times 1200^2 + 2 \times 14914,066 \times 600^2 + 2 \times 53845,085 \times 1600^2 = 4,2602 \cdot 10^{11} \text{ kg.cm}.$$

niveau 2:

$$R_{20} = 2 \times 14914,066 (\overline{1800}^2 + \overline{1200}^2 + \overline{600}^2) + 2 \times 53845,085 \times \overline{1600}^2 =$$

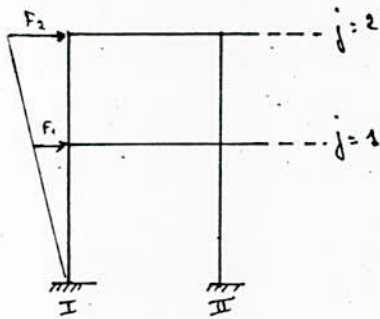
$$R_{20} = 6,4521 \cdot 10^{11} \text{ kg. cm.}$$

Effort tranchant  $T_{ix}$  dans les portiques longitudinaux :  
 Dans le sens longitudinal, on a 2 portiques qui  
 reprennent la force sismique  $V$ .

On suppose qu'on a une répartition  
 triangulaire tel que :

$$F_1 + F_2 = \frac{V}{2} \approx 32 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow F_1 = 11,5 \text{ t et } F_2 = 20,5 \text{ t.}$$



$$\left. \begin{array}{l} F_1 = 11,5 \text{ t} \\ F_2 = 20,5 \text{ t} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} \sigma_{2x} = 20,5 \text{ t} \\ \text{et } \sigma_{1x} = 32 \text{ t.} \end{array}$$

$$\text{et: } T_{jx} = \sigma_{jx} \frac{R_{jx}}{R_{j0}} + \sigma_{jx} \frac{R_{jx} \cdot Y_j}{R_{j0}} \cdot Y_G \quad (Y_G = 1,6 \text{ m}).$$

d'où : niveau 1:

$$T_{1x} = 32 \times \frac{53845,085}{376915,6} + 32 \times \frac{53845,085 \times 1600 \times (-160)}{4,2602 \cdot 10^{11}}$$

$$T_{1x} = 3,5 \text{ t.}$$

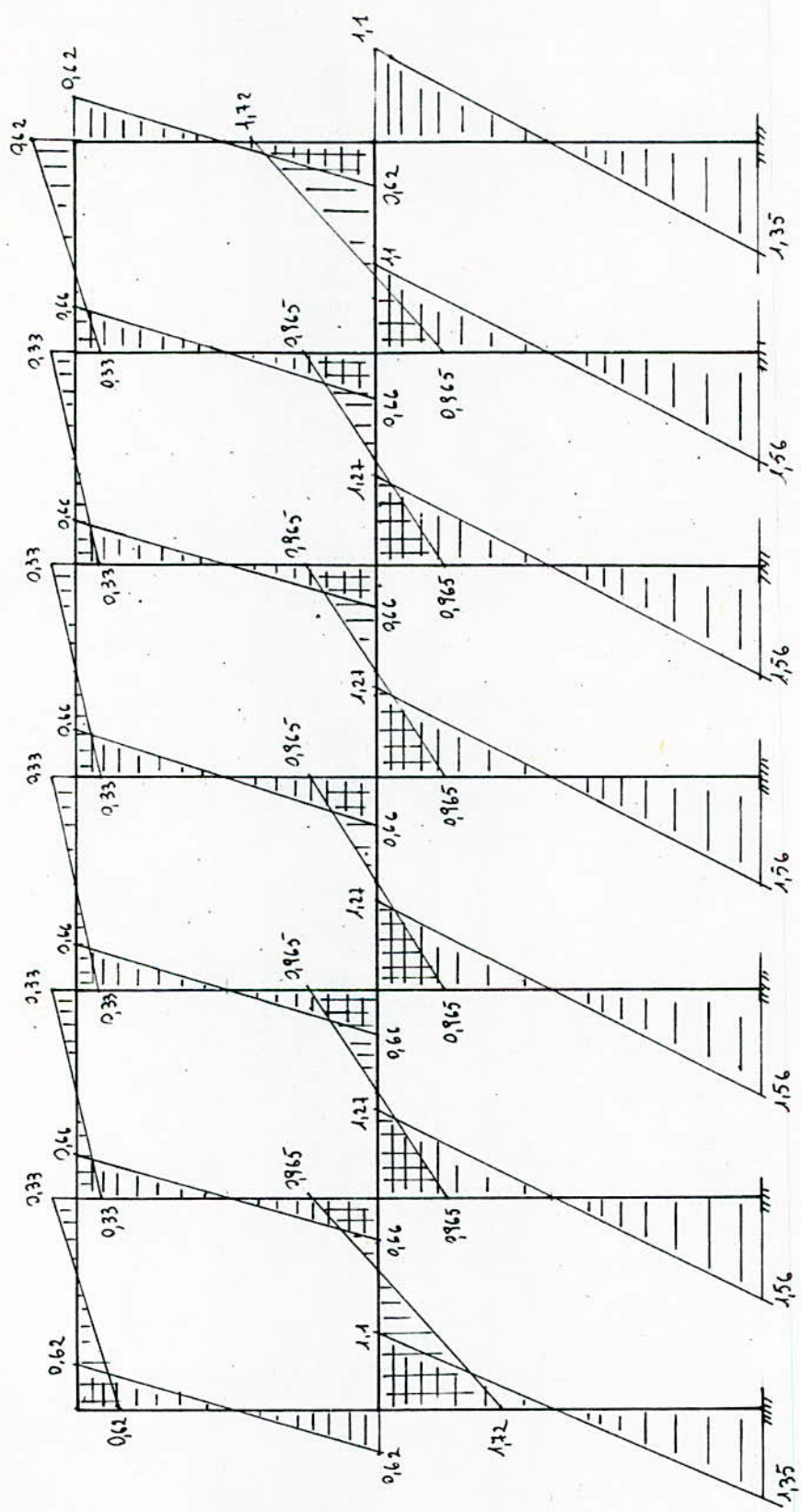
et au niveau 2:

$$T_{2x} = 20,5 \times \frac{96655,77}{676590,39} + 20,5 \times \frac{96655,77 \times 1600 \times (-160)}{6,4521 \cdot 10^{11}}$$

$$T_{2x} = 2,15 \text{ t.}$$

Et la suite des opérations de la méthode de Huto est  
 consignée dans le tableau suivant.

niveau	Site de poteaux	$\frac{a_i \cdot R_p}{\sum a_i \cdot R_p}$	$T_{ix}$	$t_{ix}$	$y_0$	$y_1$	$y_2$	$y_3$	$y$	$z = y \cdot h$	$h \cdot z$	$H_{sup} = t_{ix} \cdot (1 + \frac{z}{h})$	$H_{inf} = t_{ix} \cdot (1 - \frac{z}{h})$
2	I	0,136	2,15	0,2924	0,45	0,05	-	-	0,5	2,125	2,125	0,62	0,62
	II	0,145	2,15	0,31	0,45	0,05	-	-	0,5	2,125	2,125	0,66	0,66
	II	0,145	2,15	0,31	0,45	0,05	-	-	0,5	2,125	2,125	0,66	0,66
	II	0,145	2,15	0,31	0,45	0,05	-	-	0,5	2,125	2,125	0,66	0,66
	II	0,145	2,15	0,31	0,45	0,05	-	-	0,5	2,125	2,125	0,66	0,66
	II	0,145	2,15	0,31	0,45	0,05	-	-	0,5	2,125	2,125	0,66	0,66
	I	0,145	2,15	0,2924	0,45	0,05	-	-	0,5	2,125	2,125	0,62	0,62
1	I	0,129	3,5	0,45	0,55	-	-	-	0,55	3	2,45	1,1	1,35
	II	0,148	3,5	0,52	0,55	-	-	-	0,55	3	2,45	1,27	1,56
	II	0,148	3,5	0,52	0,55	-	-	-	0,55	3	2,45	1,27	1,56
	II	0,148	3,5	0,52	0,55	-	-	-	0,55	3	2,45	1,27	1,56
	II	0,148	3,5	0,52	0,55	-	-	-	0,55	3	2,45	1,27	1,56
	II	0,148	3,5	0,52	0,55	-	-	-	0,55	3	2,45	1,27	1,56
	I	0,148	3,5	0,45	0,55	-	-	-	0,55	3	2,45	1,27	1,56



Moments fléchissants dûs au séisme  
( portique longitudinal )

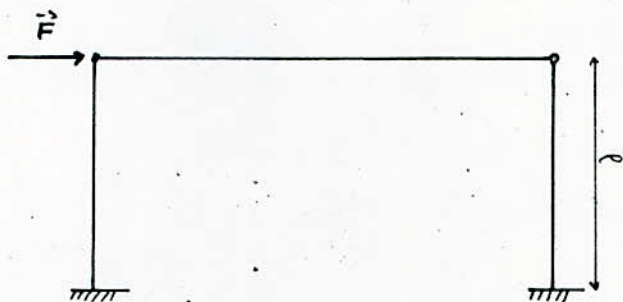
b. portique transversal

. Calcul de l'effort tranchant  $T_{iy}$  :

la force sismique :  $V = 63,63 \text{ t}$  , et on a 7 portiques transversaux , donc  $V$  sera répartie sur les 7 portiques :

$$F = \frac{V}{7} = 9,09 \text{ t}.$$

$$\text{d'où } Z_{iy} = 9,09 \text{ t}$$



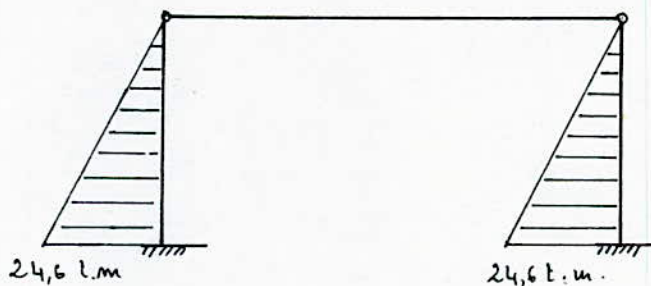
$$T_{iy} = Z_{iy} \frac{R_{iy}}{R_{iy}} + Z_{iy} \cdot \frac{R_{iy} \cdot x_i}{R_{i0}} \cdot \frac{x_0}{s} \quad (x_0 = 0).$$

d'où

$$T_{iy} = 9,09 \times \frac{14914,066}{29828,131} = 4,545 \text{ t} \rightarrow T_y = 4,545 \text{ t}.$$

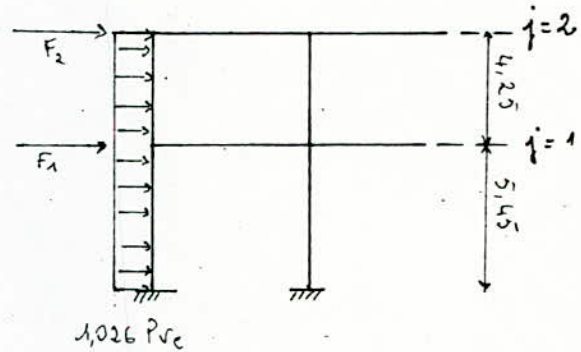
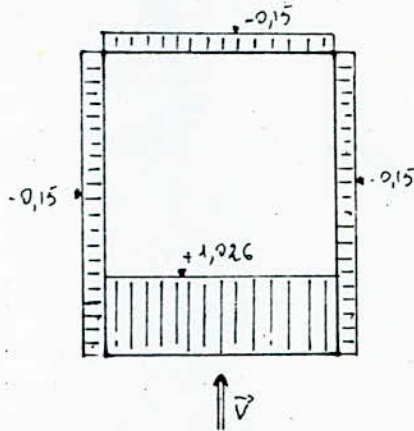
Et à l'aide de la méthode des forces , on déterminera les efforts sur le portique transversale :

$$M = T_y \frac{l}{2}$$



6-1-2 Au venta. portique longitudinal

Cas le plus défavorable :



$$1,026 P_{v_c} = 1,026 \times 102,5 = 105,165 \text{ kg/m}^2.$$

$$F_t = F_1 + F_2 = 1,026 P_{v_c} \times S = 1,026 \times 102,5 \times 32 \times 11,4 \approx 38364,2 \text{ kg}$$

$$F_t \approx 38,4 \text{ t.}$$

$$F_1 = 105,165 \left( \frac{4,25}{2} + 5,45 \right) \times 32 = 25492 \text{ kg} \approx 25,5 \text{ t.}$$

$$\text{et } F_2 = F_t - F_1 = 38,4 - 25,5 = 12,9 \text{ t.}$$

$$\left. \begin{array}{l} F_1 = 25,5 \text{ t} \\ \text{et } F_2 = 12,9 \text{ t} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} \sigma_{2x} = 12,9 \text{ t} \\ \text{et } \sigma_{1x} = 38,4 \text{ t.} \end{array}$$

. Calcul de l'effort tranchant de niveau

$$T_{jx} = \sigma_{jx}^{(t)} \cdot \frac{R_{jx}^{(t)}}{R_{jx}^{(v)}} + \sigma_{jx}^{(h)} \cdot \frac{R_{jx}^{(h)} \cdot \gamma_d^{(h)} \cdot \gamma_G}{R_{j\theta}} \quad \text{avec } \gamma_G = 0.$$

$$T_{1x} = 38,4 \times \frac{53845,085}{376915,6} = 5,485 \text{ t} \rightarrow T_{1x} \approx 5,5 \text{ t.}$$

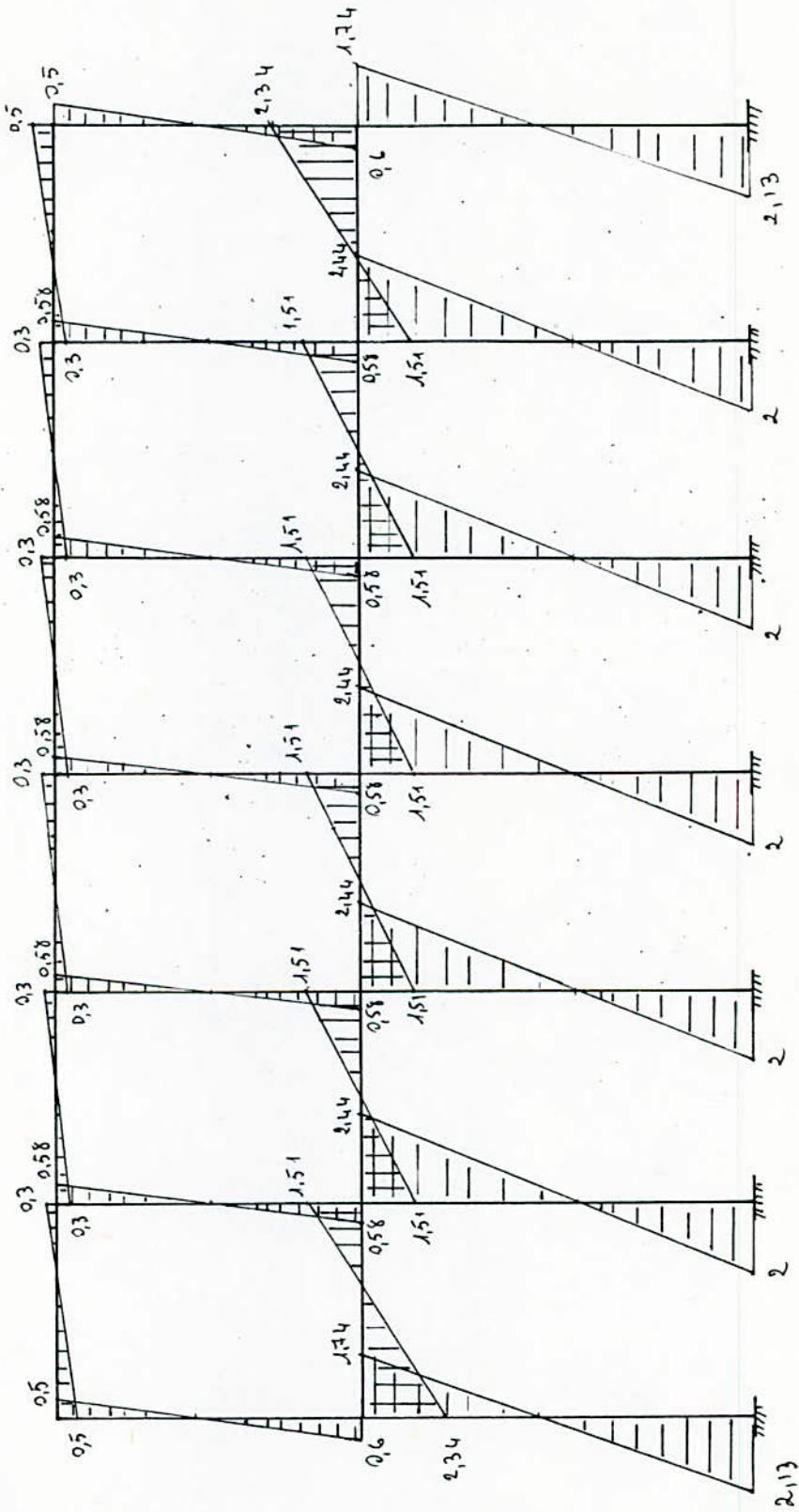
$$T_{2x} = 12,9 \times \frac{96655,77}{676590,39} = 1,893 \text{ t} \rightarrow T_{2x} \approx 1,9 \text{ t.}$$



Niveau	lib de poutaux	$\frac{a_i \cdot K_P}{\sum a_i \cdot K_P}$	$T_{i \times (H)}$	$t_{i \times (H)}$	$y_0$	$y_1$	$y_2$	$y_3$	$y$	$Z = h \cdot Z$	$h \cdot Z$	$M_{supp. (m)}$	$M_{inf. (m)}$
2	I	0,136	1,9	0,258	0,5	0,05	-	-	0,55	2,3375	1,9125	0,5	0,6
	II	0,145	1,9	0,275	0,45	0,05	-	-	0,5	2,125	2,125	0,58	0,58
	III	0,145	1,9	0,275	0,45	0,05	-	-	0,5	2,125	2,125	0,58	0,58
	II	0,145	1,9	0,275	0,45	0,05	-	-	0,5	2,125	2,125	0,58	0,58
	II	0,145	1,9	0,275	0,45	0,05	-	-	0,5	2,125	2,125	0,58	0,58
	II	0,145	1,9	0,275	0,45	0,05	-	-	0,5	2,125	2,125	0,58	0,58
	II	0,145	1,9	0,275	0,45	0,05	-	-	0,5	2,125	2,125	0,58	0,58
	I	0,136	1,9	0,258	0,5	0,05	-	-	0,55	2,3375	1,9125	0,5	0,6
1	I	0,129	5,5	0,71	0,55	-	-	-	0,55	3	2,45	1,74	2,13
	II	0,148	5,5	0,814	0,45	-	-	-	0,45	2,4525	3	2,44	2
	II	0,148	5,5	0,814	0,45	-	-	-	0,45	2,4525	3	2,44	2
	II	0,148	5,5	0,814	0,45	-	-	-	0,45	2,4525	3	2,44	2
	II	0,148	5,5	0,814	0,45	-	-	-	0,45	2,4525	3	2,44	2
	II	0,148	5,5	0,814	0,45	-	-	-	0,45	2,4525	3	2,44	2
	II	0,148	5,5	0,814	0,45	-	-	-	0,45	2,4525	3	2,44	2
	I	0,129	5,5	0,71	0,55	-	-	-	0,55	3	2,45	1,74	2,13

(h=4,25)

(h=5,45)



moments fléchissants dûs au vent extrême (portique longitudinal)

b. portique transversal

Cas du vent extrême le plus défavorable :

Vent  $\perp$  à la grande face avec dépression (-0,183).

$$P_{ve} = 0,983 \times 102,5 = 100,76 \text{ kg/cm}^2$$

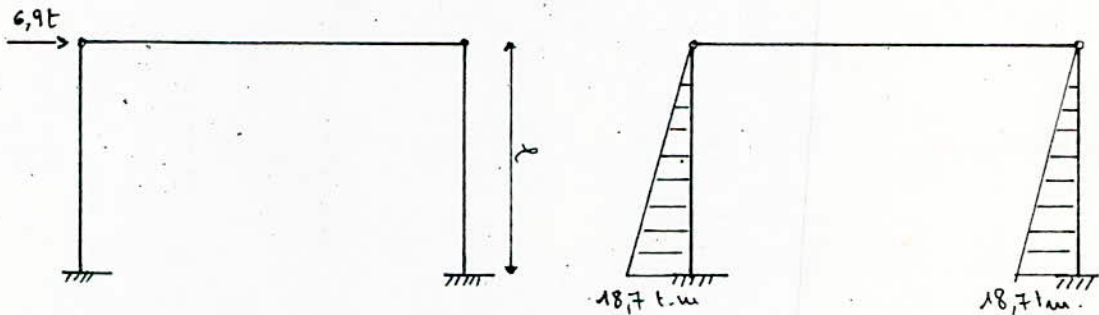
Et la force  $P$  qui agit sur un portique transversal inter-médiaire est de :

$$P = P_{ve} \times S = 100,76 \times 11,6 \times 6 = 6892 \text{ kg} \approx 6,9 \text{ t}$$

$$\text{donc } G_y = 6,9 \text{ t}$$

Et l'effort tranchant est égal à :

$$T_{jy} = G_{jy} \cdot \frac{R_{jy}}{G_{jy}} = 6,9 \times \frac{14914,066}{29828,131} = 3,45 \text{ t}$$



Nota: pour avoir les efforts dus au vent normal, il suffit de diviser tous les efforts dus au vent extrême par 1,75.

6.2 Aux charges verticales

des portiques porteurs seront étudiés par la méthode de Caprot exposée à l'annexe A des CCBA 68.

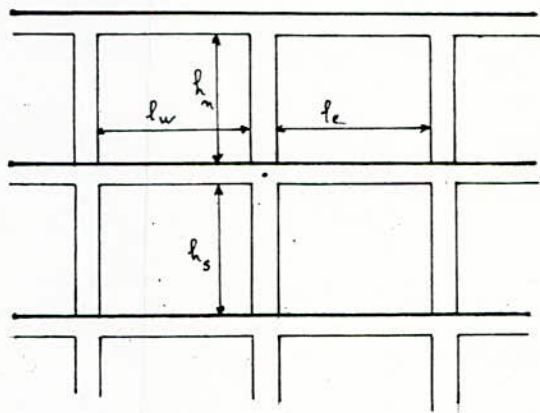
- Exposé de la méthode:

- tronçons fictifs de poteaux

$$* h'_m = \begin{cases} 0,9 h_m & \text{pour maend avant} \\ & \text{dernier plancher.} \\ 0,8 h_m & \text{autres cas.} \end{cases}$$

$$* h'_s = 0,8 h_s$$

$$* K_m = \frac{I_m}{h'_m} \quad ; \quad K_s = \frac{I_s}{h'_s}$$



- travées fictives

\* travées intermédiaires

$$* l'_e = 0,8 l_e \rightarrow K_e = I_e / h'_e$$

$$* l'_w = 0,8 l_w \rightarrow K_w = I_w / h'_w$$

\* travées de rive

$$* \text{maend de rive : } \begin{cases} * l'_w = 0,8 l_w & \text{maend de droite} \\ * l'_e = 0,8 l_e & \text{maend de gauche.} \end{cases}$$

\* maend voisin de rive de gauche:

$$l'_w = \chi l_w \text{ avec } \begin{cases} \chi = 0,8 & \text{pour } K_s + K_m \geq 1,5 K_e \\ \chi = \left(1 - \frac{K_s + K_m}{7,5 K_e}\right) & \text{pour } K_s + K_m < 1,5 K_e \end{cases}$$

\* maend voisin de rive de droite:

$$l'_e = \chi l_e \text{ avec } \chi = 0,8 \text{ pour } K_s + K_m \geq 1,5 K_w.$$

$$\chi = \left(1 - \frac{K_s + K_m}{7,5 K_w}\right) \text{ pour } K_s + K_m < 1,5 K_w$$

$$\text{On pose } D = K_m + K_s + K_e + K_w.$$

- Moments fictifs dans le cas de charges uniformes seulement.

$$M'_w = \frac{q_w \cdot l_w^2}{8,5} ; M'_e = \frac{q_e l_e^2}{8,5}$$

\* Moments aux nœuds des appuis :

- nœuds intermédiaires différents des nœuds voisins de rive

. au nœud de l'appui dans la travée de gauche :

$$M_w = M'_e \frac{K_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right)$$

. au nœud de l'appui dans la travée de droite :

$$M_e = M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right) + M'_w \frac{K_e}{D}$$

. au nœud inférieur des poutres dans le poteau inférieur :

$$M_s = \frac{K_s}{D} (M'_e - M'_w)$$

. au nœud supérieur du plancher dans le poteau supérieur :

$$M_m = \frac{K_m}{D} (M'_e - M'_w)$$

- nœuds de rive :

. nœud de rive gauche :

$$M_e = M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right) ; M_s = M'_e \frac{K_s}{D} ; M_m = M'_e \frac{K_m}{D}$$

. nœud de rive de droite :

$$M_w = M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right) ; M_s = M'_w \frac{K_s}{D} ; M_m = M'_w \frac{K_m}{D}$$

- nœuds voisins de rive :

$$M_w = M'_e \frac{K_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right) ; M_e = M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right) + M'_w \frac{K_e}{D}$$

$$M_s = \frac{K_s}{D} (M'_e - M'_w) ; M_m = \frac{K_m}{D} (M'_e - M'_w)$$

\* Moments en travée :

$$M_t = M_0 - \frac{M_{e,i-1} + M_{w,i}}{2}$$



où  $M_0$  : moment isostatique de la travée indépendante suivant le cas de charge considéré

- Moments dans les poteaux :

On admet que les points de moment nul se trouvent à  $h'_m$  au-dessus du plancher et  $h'_s$  au-dessous du nu inférieur.

- Efforts tranchants dans les poutres :

Conformément à l'article A13 des CBA 68, dans le cas de plusieurs travées, les efforts tranchants d'appuis sont calculés en faisant état des moments de continuité.

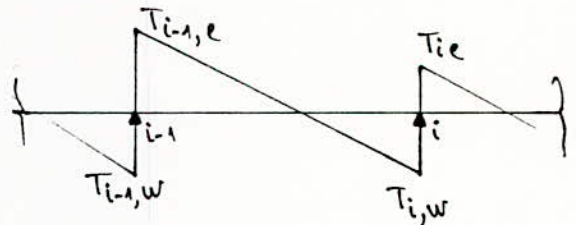
Ils sont ainsi donnés, en valeur algébrique, pour une travée  $(i-1, i)$  par les formules :

$$T_{i-1,e} = \frac{q\ell}{2} + \frac{M_{i-1,e} - M_{i,w}}{\ell} ; T_{i,w} = -\frac{q\ell}{2} + \frac{M_{i-1,e} - M_{i,w}}{\ell}$$

- Efforts normaux apportés par les poutres aux poteaux :

Ces efforts sont déterminés à partir des efforts tranchants obtenus dans les poutres. Ainsi dans le cas de charges verticales, donnant le diagramme d'efforts tranchants ci-dessous.

Les réactions au niveau des appuis  $i$  et  $i-1$  donnent les efforts de compression dans les poteaux.

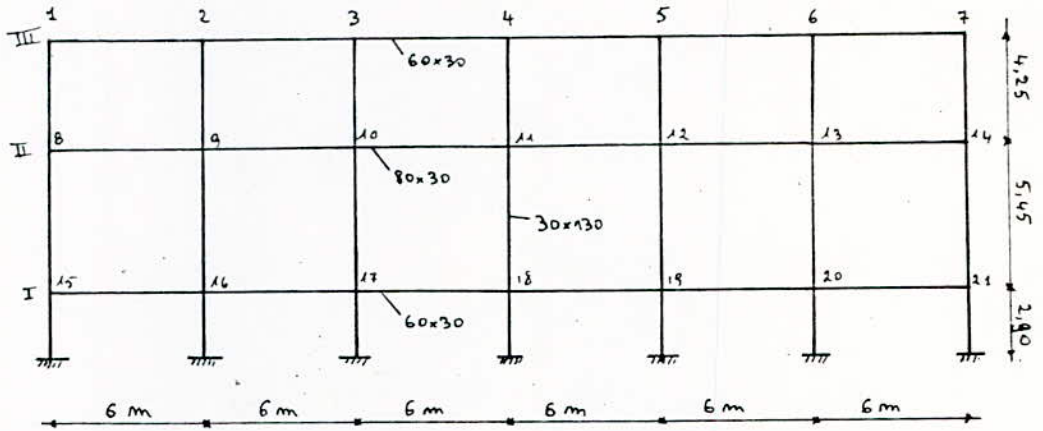


$$N_{i-1} = T_{i-1,e} - T_{i-1,w} ; N_i = T_{i,e} - T_{i,w}$$

( $T_{i-1,e}$  ;  $T_{i-1,w}$  , ... etc étant en valeurs algébriques).

6.2.1. Sens longitudinal

a. Schema du Portique longitudinal de rive (A-A)



b. Evaluation des charges et surcharges. (A-A)

\* Charges permanentes :

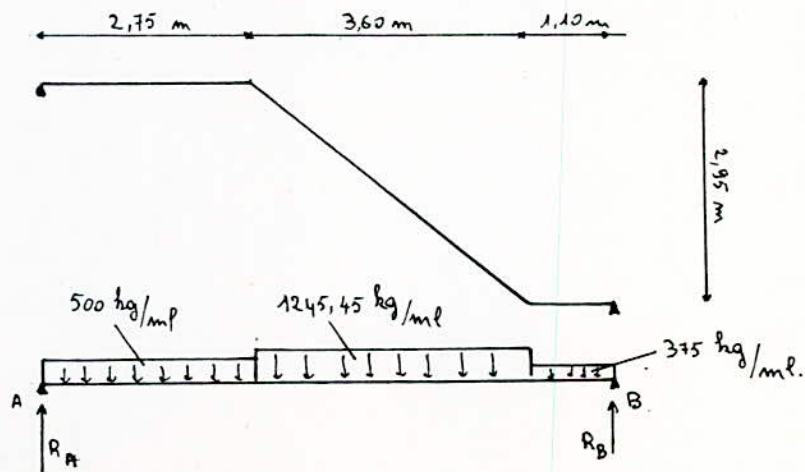
. niveau III : poids propre de la poutre (60x30)

$$q_{III} = 2500 \times 0,6 \times 0,3 = 450 \text{ kg/mpl} = 0,45 \text{ t/mpl.}$$

. niveau II : (G<sub>1</sub>) poids propre de la poutre (80x30) plus une partie du poids des gradins (G<sub>2</sub>).

-  $G_1 = 2500 \times 0,8 \times 0,3 = 600 \text{ kg/mpl} = 0,6 \text{ t/mpl.}$

- détermination de G<sub>2</sub> :



La valeur de  $R_A$  pour 1 mètre linéaire de gradins est  $G_2$   
 il suffit de calculer  $\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A = 2,897 \text{ t/m} \approx 2,9 \text{ t/m}$   
 donc  $q_{II} = G_1 + G_2 = 0,6 + 2,9 = 3,5 \text{ t/m}$

- niveau I :

Plancher :  $G'_1$

corps creux + table de compression :  $25 \times 5 = 45 \text{ kg/m}^2$   
 Sable + mortier ciment + revêtement :  $120 \text{ kg/m}^2$  }  $535 \text{ kg/m}^2$

$$G'_1 = 0,535 \times \frac{8,05 + 6,85}{2} \approx 3,99 \text{ t/m}$$

Poutre :  $G'_2 = 0,45 \text{ t/m}$  (60 x 30)

$$q_I = G'_1 + G'_2 = 4,44 \text{ t/m}$$

\* Surcharges :

- niveau III :  $P_{III} = 0$

- niveau II :  $500 \text{ kg/m}^2$  pour les gradins et avec le même calcul on obtient :  $P_{II} = 2,07 \text{ t/m}$ .

- niveau I :  $P_I = 3,725 \text{ t/m}$

c. Caractéristiques du portique et le calcul des efforts seront consignés dans des tableaux (voir suite)

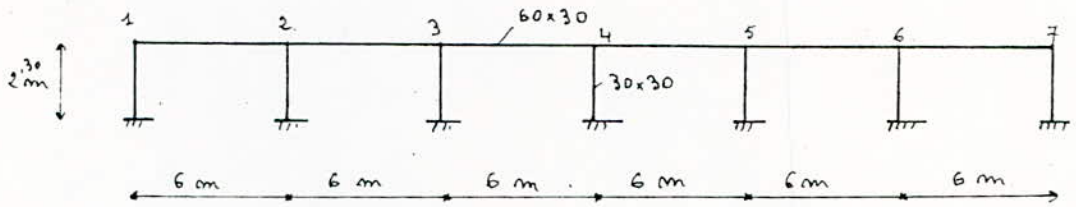


Niveau	Niveau	$f_w$ (mm)	$\rho_c$ (mm)	$\rho_m$ (mm)	$\rho_g$ (mm)	$\frac{I_c - I_w}{10^{-4} \text{ mm}^4}$	$\frac{I_c - I_s}{10^{-4} \text{ mm}^4}$	$\rho'_w$	$\rho'_c$	$h'_{in}$	$h'_{is}$	$K'_{w, 10^{-4} \text{ mm}^3}$	$K'_{c, 10^{-4} \text{ mm}^3}$	$K'_{m, 10^{-4} \text{ mm}^3}$	$K'_{s, 10^{-4} \text{ mm}^3}$	$D, 10^{-4} \text{ mm}^3$	$\chi$
III	1	-	5,7	-	3,55	54	29,25	-	4,56	-	2,84	-	11,84	-	10,3	22,14	0,884
	2	5,7	5,7	-	3,55	54	29,25	5,04	4,56	-	2,84	10,71	11,84	-	10,3	32,85	
	3	5,7	5,7	-	3,55	54	29,25	4,56	4,56	-	2,84	11,84	11,84	-	10,3	33,98	
	4	5,7	5,7	-	3,55	54	29,25	4,56	4,56	-	2,84	11,84	11,84	-	10,3	33,98	
	5	5,7	5,7	-	3,55	54	29,25	4,56	4,56	-	2,84	11,84	11,84	-	10,3	33,98	
	6	5,7	5,7	-	3,55	54	29,25	4,56	5,04	-	2,84	11,84	11,84	-	10,3	32,85	
	7	5,7	-	-	3,55	54	29,25	4,56	-	-	2,84	11,84	-	-	10,3	22,14	0,884
II	8	-	5,7	3,55	4,75	128	29,25	-	4,56	3,195	3,8	-	28,07	9,155	7,7	44,925	0,92
	9	5,7	5,7	3,55	4,75	128	29,25	5,244	4,56	3,195	3,8	24,41	28,07	9,155	7,7	69,335	
	10	5,7	5,7	3,55	4,75	128	29,25	4,56	4,56	3,195	3,8	28,07	28,07	9,155	7,7	72,995	
	11	5,7	5,7	3,55	4,75	128	29,25	4,56	4,56	3,195	3,8	28,07	28,07	9,155	7,7	72,995	
	12	5,7	5,7	3,55	4,75	128	29,25	4,56	4,56	3,195	3,8	28,07	28,07	9,155	7,7	72,995	
	13	5,7	5,7	3,55	4,75	128	29,25	4,56	5,244	4,56	3,195	3,8	28,07	9,155	7,7	69,335	
	14	5,7	-	3,55	4,75	128	29,25	4,56	-	-	3,195	3,8	28,07	-	9,155	44,925	0,92
I	15	-	5,7	4,75	2,6	54	29,25	-	4,56	3,8	2,08	-	11,84	7,7	14,06	33,06	0,8
	16	5,7	5,7	4,75	2,6	54	29,25	4,56	4,56	3,8	2,08	11,84	11,84	7,7	14,06	45,44	
	17	5,7	5,7	4,75	2,6	54	29,25	4,56	4,56	3,8	2,08	11,84	11,84	7,7	14,06	45,44	
	18	5,7	5,7	4,75	2,6	54	29,25	4,56	4,56	3,8	2,08	11,84	11,84	7,7	14,06	45,44	
	19	5,7	5,7	4,75	2,6	54	29,25	4,56	4,56	3,8	2,08	11,84	11,84	7,7	14,06	45,44	
	20	5,7	5,7	4,75	2,6	54	29,25	4,56	4,56	3,8	2,08	11,84	11,84	7,7	14,06	45,44	
	21	5,7	-	4,75	2,6	54	29,25	4,56	-	-	3,8	2,08	11,84	-	7,7	33,06	0,8

portique longitudinal sous : G											
Niveau	nœud	q t/m	$N_w$	$N_e$	$N_w$	$N_e$	$M_m$	$M_s$	$M_e$	$T_{i,e}$	$T_{i,w}$
III	1	0,45	-	1,101	-	0,512	-	0,512	0,938	1,151	-1,415
	2	0,45	1,345	1,101	1,265	1,188	-	-0,077			
	3	0,45	1,101	1,101	1,101	1,101	-	-	1,784	1,298	-1,268
	4	0,45	1,101	1,101	1,101	1,101	-	-	0,726	1,283	-1,283
	5	0,45	1,101	1,101	1,101	1,101	-	-	0,726	1,283	-1,283
	6	0,45	1,101	1,345	1,188	1,265	-	0,077	1,784	1,268	-1,298
	7	0,45	1,101	-	0,512	-	-	-0,512	0,938	1,151	-1,151
II	8	3,5	-	8,562	-	3,212	1,745	1,467	7,433	8,722	-11,227
	9	3,5	11,323	8,562	10,351	9,679	-0,364	-0,308			
	10	3,5	8,562	8,562	8,562	8,562	-	-	5,094	10,171	-9,779
	11	3,5	8,562	8,562	8,562	8,562	-	-	5,652	9,975	-9,975
	12	3,5	8,562	8,562	8,562	8,562	-	-	5,652	9,975	-9,975
	13	3,5	8,562	11,323	9,679	10,351	-0,364	-0,308	5,094	9,779	-10,171
	14	3,5	8,562	-	3,212	-	1,745	1,467	7,433	11,227	-8,722
I	15	4,44	-	10,862	-	6,972	2,489	4,483	9,115	11,971	-13,336
	16	4,44	10,862	10,862	10,862	10,862	-	-			
	17	4,44	10,862	10,862	10,862	10,862	-	-	7,17	12,654	-12,654
	18	4,44	10,862	10,862	10,862	10,862	-	-	7,17	12,654	-12,654
	19	4,44	10,862	10,862	10,862	10,862	-	-	7,17	12,654	-12,654
	20	4,44	10,862	10,862	10,862	10,862	-	-	7,17	12,654	-12,654
	21	4,44	10,862	-	6,972	-	2,489	4,483	9,115	13,336	-11,971

portique longitudinal sous : P											
Niveau	mœud	q(t/m)	N <sub>w</sub> '	N <sub>c</sub> '	N <sub>w</sub>	N <sub>c</sub>	N <sub>m</sub>	N <sub>s</sub>	N <sub>t</sub>	T <sub>i,e</sub>	T <sub>i,w</sub>
III	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
II	8	2,07	-	5,065	-	1,9	1,032	0,868			
	9	2,07	6,697	5,065	6,122	5,726	-0,215	-0,181	4,396	5,159	-6,641
	10	2,07	5,065	5,065	5,065	5,065	-	-	3,012	6,016	-5,784
	11	2,07	5,065	5,065	5,065	5,065	-	-	3,342	5,9	-5,9
	12	2,07	5,065	5,065	5,065	5,065	-	-	3,342	5,9	-5,9
	13	2,07	5,065	6,697	5,726	6,122	-0,215	-0,181	3,012	5,784	-6,016
	14	2,07	5,065	-	1,9	-	1,032	0,868	4,396	6,641	-5,159
	15	3,725	-	9,112	-	5,848	2,122	3,726			
I	16	3,725	9,112	9,112	9,112	9,112	-	-	7,648	10,043	-11,189
	17	3,725	9,112	9,112	9,112	9,112	-	-	6,016	10,616	-10,616
	18	3,725	9,112	9,112	9,112	9,112	-	-	6,016	10,616	-10,616
	19	3,725	9,112	9,112	9,112	9,112	-	-	6,016	10,616	-10,616
	20	3,725	9,112	9,112	9,112	9,112	-	-	6,016	10,616	-10,616
	21	3,725	9,112	-	5,848	-	2,122	3,726	7,648	11,189	-10,043

d. Schema du portique longitudinal intermediaire (B-B).



. Charges permanentes :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Plancher : } G_1 = 3,99 \text{ t/ml} \\ \text{Poutres : } G_2 = 0,45 \text{ t/m} \end{array} \right\} q_G = 4,44 \text{ t/ml}$$

. Surcharges :  $P = 500 \text{ kg/m}^2 \rightarrow q_P = 3,725 \text{ t/ml}$ .

e. Caracteristiques geometriques du portique "B-B" et efforts :

nœuds	$h_w^{(m)}$	$h_e^{(m)}$	$h_s^{(m)}$	$I_{ex} I_w$	$I_s$	$l'_w$	$l'_e$	$l'_s$	$K_w$	$K_e$	$K_s$	$D$	$\chi$
1	-	5,7	2	54	6,75	-	4,56	1,6	-	11,84	4,22	16,06	0,95
2	5,7	5,7	2	54	6,75	5,415	4,56	1,6	9,97	11,84	4,22	26,03	
3	5,7	5,7	2	54	6,75	4,56	4,56	1,6	11,84	11,84	4,22	27,9	
4	5,7	5,7	2	54	6,75	4,56	4,56	1,6	11,84	11,84	4,22	27,9	
5	5,7	5,7	2	54	6,75	4,56	4,56	1,6	11,84	11,84	4,22	27,9	
6	5,7	5,7	2	54	6,75	4,56	5,415	1,6	11,84	9,97	4,22	26,03	
7	5,7	-	2	54	6,75	4,56	-	1,6	11,84	-	4,22	16,03	0,95

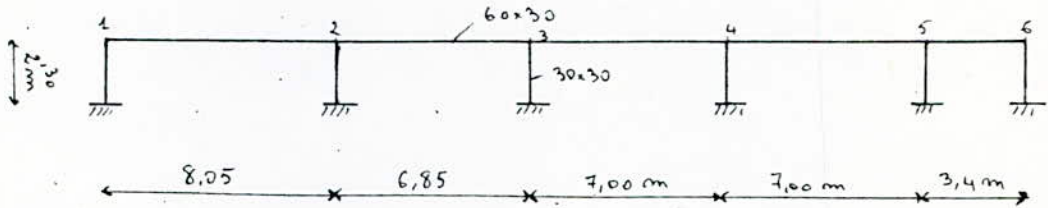
$$h'_m = 0 ; h''_m = 0 , I_m = 0 , k_m = 0 .$$

portique B.B sous : G										
Noeud	q(t/m²)	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>m</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>ic,e</sub>	T <sub>iw</sub>
1	4,44	-	10,302	-	2,71	-	2,71			
2	4,44	10,302	10,302	12,908	12,223	-	-0,685	9,293	10,213	-13,791
3	4,44	10,302	10,302	10,302	10,302	-	-	5,84	12,339	-11,665
4	4,44	10,302	10,302	10,302	10,302	-	-	6,8	12,002	-12,002
5	4,44	10,302	10,302	10,302	10,302	-	-	6,8	12,002	-12,002
6	4,44	10,302	10,302	12,223	12,908	-	-0,685	5,84	11,665	-12,339
7	4,44	10,302	-	2,71	-	-	2,71	9,293	13,791	-10,213

portique B.B sous : P										
Noeud	q(t/m²)	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>m</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>ic,e</sub>	T <sub>iw</sub>
1	3,725	-	9,115	-	2,395	-	2,395			
2	3,725	9,115	9,115	11,418	10,812	-	-0,606	8,222	9,034	-12,2
3	3,725	9,115	9,115	9,115	9,115	-	-	5,165	11,465	-10,319
4	3,725	9,115	9,115	9,115	9,115	-	-	6,013	10,617	-10,617
5	3,725	9,115	9,115	9,115	9,115	-	-	6,013	10,617	-10,617
6	3,725	9,115	9,115	10,812	11,418	-	-0,606	5,165	10,319	-11,465
7	3,725	9,115	-	2,395	-	-	2,395	8,222	12,2	-9,034

6-2-2 Sens transversal

a. Schéma du portique transversal intermédiaire "b.b"



• Charges permanentes :

$$G = 3435 \text{ kg/ml} = 3,435 \text{ t/ml}$$

• Surcharges :  $P = 500 \times 6 = 3000 \text{ kg/ml} = 3 \text{ t/ml}$

b. Caractéristiques géométriques du Portique Transversal qui serviront à calculer les efforts dans les poutres du plancher et les efforts dans les poteaux au-dessus des fondations (poteaux courts).

$$h_m = 0, h'_m = 0, k_m = 0$$

Noeud	$l_w$ (m)	$l'_e$ (m)	$h_s$ (m)	$10^4 \text{ m}^4$ $I_e = I_w$	$10^4 \text{ m}^4$ $I_s$	$l'_w$	$l'_e$	$h'_s$	$10^4 \text{ m}^3$ $K_w$	$10^4 \text{ m}^3$ $K_e$	$10^4 \text{ m}^3$ $K_s$	D	$\chi$
1	-	7,75	2	54	6,75	-	6,2	1,6	-	8,71	4,22	12,93	0,935
2	7,75	6,55	2	54	6,75	7,25	5,24	1,6	7,45	10,3	4,22	24,97	
3	6,55	6,7	2	54	6,75	5,24	5,36	1,6	10,3	10,07	4,22	24,59	
4	6,7	6,7	2	54	6,75	5,36	5,36	1,6	10,07	10,07	4,22	24,36	
5	6,7	3,1	2	54	6,75	5,36	3,02	1,6	10,07	17,88	4,22	36,06	
6	3,1	-	2	54	6,75	2,48	-	1,6	24,77	-	4,22	25,99	0,974

c. Calcul des effets (Portique transversal intermédiaire : 571)  
"b.b"

portique T.I. sous : G										
Noeud	q (t/m)	M <sub>w</sub> '	M <sub>e</sub> '	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>m</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>E</sub>	T <sub>i,c</sub>	T <sub>i,w</sub>
1	3,435	-	15,534	-	5,07	-	5,07			
2	3,435	21,241	11,096	17,801	15,852	-	-1,949	14,353	11,668	14,954
3	3,435	11,096	11,61	11,312	11,4	-	-0,088	4,839	11,943	-10,557
4	3,435	11,61	11,61	11,61	11,61	-	-	7,77	11,476	-11,538
5	3,435	11,61	3,680	9,397	7,642	-	-1,755	8,771	11,837	-11,177
6	3,435	2,485	-	0,404	-	-	0,404	0,113	7,659	-2,989

portique T.I. sous : P										
Noeud	q (t/m)	M <sub>w</sub> '	M <sub>e</sub> '	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>m</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>E</sub>	T <sub>i,c</sub>	T <sub>i,w</sub>
1	3	-	13,567	-	4,428	-	4,428			
2	3	18,551	9,691	15,547	13,845	-	-1,702	14,355	11,668	-14,954
3	3	9,691	10,14	10,495	10,531	-	-0,036	4,84	10,953	-11,548
4	3	10,14	10,14	10,14	10,14	-	-	7,77	11,476	-11,539
5	3	10,14	3,219	8,207	6,735	-	-1,472	8,772	11,838	-11,177
6	3	2,171	-	0,358	-	-	0,358	0,104	7,66	-2,99

6.3 Combinaisons des efforts

des CCBA 68 prennent en compte les sollicitations pondérées suivantes :

. Sollicitations totales pondérées du 1<sup>er</sup> genre :

$$S_1 = (G) + 1,2(P)$$

$$S_1' = (G) + (P) + (V)$$

. Sollicitations totales pondérées du 2<sup>ème</sup> genre :

$$S_2 = (G) + 1,5(P) + 1,5(V)$$

$$S_2' = (G) + (P) + \gamma_w(w)$$

$$S_2'' = (G) + (P) + (SI)$$

- avec (G): sollicitation due à la charge permanente
- (P): " " aux surcharges d'exploitation
- (V): " " " " climatiques normales
- (w): " " " " " extrêmes
- (SI): " " au séisme.

Et suivant les R.P.A. 80. la combinaison  $S_2''$  sera :

Pour les éléments structuraux	}	$G + Q + E$	$E$ : Effets des séismes. (SI)
		$0,8G \pm E$	$Q = P.$

Exception : Les poteaux dans les ossatures autoportante doivent être conçus pour  $G + Q + 1,2E$ . (3.3.2 des R.P.A. 80).



Portique longitudinal

G + 1,2 P

Niveau	Noeud	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>m</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>i,e</sub>	T <sub>i,w</sub>	N <sub>pot sup</sub>	N <sub>pot inf</sub>
III	1	-	0,512	-	0,512				-	1,151
	2	1,265	1,188	-	-0,077	0,938	1,151	-1,415	-	2,713
	3	1,101	1,101	-	-	1,784	1,298	-1,268	-	2,551
	4	1,101	1,101	-	-	0,726	1,283	-1,283	-	2,566
	5	1,101	1,101	-	-	0,726	1,283	-1,283	-	2,551
	6	1,188	1,265	-	0,077	1,784	1,268	-1,298	-	2,713
	7	0,512	-	-	-0,512	0,938	1,415	-1,151	-	1,151
II	8	-	5,492	2,984	2,509				1,151	16,064
	9	17,697	16,550	-0,622	-0,525	12,708	14,913	-19,196	2,713	39,299
	10	14,64	14,64	-	-	8,708	17,39	-16,72	2,551	36,326
	11	14,64	14,64	-	-	9,663	17,055	-17,055	2,566	36,676
	12	14,64	14,64	-	-	9,663	17,055	-17,055	2,551	36,326
	13	16,550	17,697	-0,622	-0,525	8,708	16,72	-17,39	2,713	39,299
	14	5,492	-	2,984	2,509	12,708	19,196	-17,913	1,151	16,064
I	15	-	13,99	5,036	8,96				16,064	40,087
	16	21,796	21,796	-	-	18,293	24,023	-26,763	39,299	91,455
	17	21,796	21,796	-	-	14,39	25,393	-25,393	36,326	86,986
	18	21,796	21,796	-	-	14,39	25,393	-25,393	36,676	87,462
	19	21,796	21,796	-	-	14,39	25,393	-25,393	36,326	86,986
	20	21,796	21,796	-	-	14,39	25,393	-25,393	39,299	91,455
	21	13,99	-	5,036	8,96	18,293	26,763	-24,023	16,064	40,087

portique longitudinal

$$G + P + \bar{V}$$

Niveaux	Nœuds	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>m</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>i,e</sub>	T <sub>i,w</sub>	N <sub>pot. sup</sub>	N <sub>pot. inf.</sub>
III	1	-	0,798	-	0,798				-	1,231
	2	1,437	1,36	-	0,421	0,938	1,831	-0,938	-	2,782
	3	1,273	1,273	-	0,344	1,784	1,844	-1,328	-	2,671
	4	1,273	1,273	-	0,344	0,726	1,343	-1,343	-	2,686
	5	1,273	1,273	-	0,344	0,726	1,343	-1,343	-	2,671
	6	1,36	1,437	-	0,267	1,784	1,328	-1,844	-	2,786
	7	0,226	-	-	-0,226	0,938	0,938	-1,231	-	1,231
II	8	-	6,45	3,121	3,329				1,231	15,498
	9	17,336	16,273	-0,247	0,905	11,829	14,267	-18,254	2,782	37,526
	10	14,49	14,49	0,332	1,394	8,106	16,49	-15,866	2,671	34,715
	11	14,49	14,49	0,332	1,394	8,994	16,178	-16,178	2,686	35,042
	12	14,49	14,49	0,332	1,394	8,994	16,178	-16,178	2,671	34,715
	13	16,273	17,336	0,911	1,883	8,106	15,866	-16,49	2,786	37,526
	14	6,45	-	2,433	2,433	11,829	18,254	-14,267	1,231	15,498
I	15	-	16,084	5,828	8,209				15,498	37,512
	16	19,974	19,974	1,147	1,147	16,763	22,014	-24,525	37,526	85,321
	17	19,974	19,974	1,147	1,147	13,186	23,27	-23,27	34,715	81,255
	18	19,974	19,974	1,147	1,147	13,186	23,27	-23,27	35,042	81,582
	19	19,974	19,974	1,147	1,147	13,186	23,27	-23,27	34,715	81,255
	20	19,974	19,974	1,147	1,147	13,186	23,27	-23,27	37,526	85,321
	21	16,084	-	3,394	5,775	16,763	+24,525	-22,014	15,498	37,512
Fondations	22			8,209						
	23			1,147						
	24			1,147						
	25			1,147						
	26			1,147						
	27			1,147						
	28			5,775						

portique longitudinal

G + 1,5 P + 1,5 V

Niveaux	Nœuds	M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>m</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>i,c</sub>	T <sub>i,w</sub>	N <sub>pot.→sup</sub>	N <sub>pot</sub>
III	1	-	0,941	-	0,941				-	1,272
	2	1,523	1,446	-	0,593	0,938	1,272	-1,536	-	2,879
	3	1,359	1,359	-	0,516	1,784	1,343	-1,313	-	2,641
	4	1,359	1,359	-	0,516	0,726	1,328	-1,328	-	2,656
	5	1,359	1,359	-	0,516	0,726	1,328	-1,328	-	2,641
	6	1,446	1,523	-	0,439	1,784	1,313	-1,343	-	2,879
	7	0,941	-	-	0,941	0,938	1,536	-1,272	-	1,272
II	8	-	8,069	3,809	4,26				1,272	18,312
	9	20,829	19,563	-1,186	-2,671	14,027	17,04	-15,882	2,879	38,203
	10	17,454	17,454	0,498	2,091	9,612	19,442	-18,682	2,641	40,375
	11	17,454	17,454	0,498	2,091	10,665	19,052	-19,052	2,656	40,76
	12	17,454	17,454	0,498	2,091	10,665	19,052	-19,052	2,641	40,375
	13	19,563	20,829	0,189	1,512	9,612	18,682	-19,442	2,879	38,203
	14	8,069	-	2,777	1,278	14,027	15,882	-17,04	1,272	18,203
I	15	-	15,744	7,168	10,072				18,312	45,348
	16	24,58	24,58	2,091	2,091	20,587	27,036	-30,12	38,203	96,901
	17	24,58	24,58	2,091	2,091	16,194	28,578	-28,578	40,375	97,531
	18	24,58	24,58	2,091	2,091	16,194	28,578	-28,578	40,76	97,916
	19	24,58	24,58	2,091	2,091	16,194	28,578	-28,578	40,375	97,531
	20	24,58	24,58	2,091	2,091	16,194	28,578	-28,578	38,203	96,901
	21	15,744	-	5,156	8,581	20,587	30,12	-27,036	18,312	45,348
Fondations	22			10,072						
	23			2,091						
	24			2,091						
	25			2,091						
	26			2,091						
	27			2,091						
	28			8,581						

portique longitudinal

G + P + W

Niveaux	Nœuds	$M_w$	$M_e$	$M_m$	$M_s$	$M_t$	$T_{i,e}$	$T_{i,w}$	$N_{pot. sup}$	$N_{pot.}$
III	1	-	1,012	-	1,012				-	1,291
	2	1,565	1,488	-	0,677	0,938	1,291	-1,555	-	2,906
	3	1,401	1,401	-	0,6	1,784	1,351	-1,321	-	2,657
	4	1,401	1,401	-	0,6	0,726	1,336	-1,336	-	2,672
	5	1,401	1,401	-	0,6	0,726	1,336	-1,336	-	2,657
	6	1,488	1,565	-	0,17	1,784	1,321	-1,351	-	2,906
	7	1,012	-	-	0,012	0,938	1,555	-1,291	-	1,291
II	8	-	7,452	3,377	4,075	10,445	14,411	-18,398	1,291	15,702
	9	17,983	16,95	1,159	2,929	8,106	16,717	-16,093	2,906	38,021
	10	15,137	15,137	0,58	2,44	8,994	16,405	-16,405	2,657	35,155
	11	15,137	15,137	0,58	2,44	8,994	16,405	-16,405	2,672	35,482
	12	15,137	15,137	0,58	2,44	8,994	16,405	-16,405	2,657	35,155
	13	16,915	17,983	2,197	1,951	8,106	16,093	-16,717	2,906	38,021
	14	7,452	-	2,177	0,595	10,445	18,398	-14,411	1,291	15,702
I	16	-	12,82	6,351	8,209	16,763	22,014	-24,525	15,702	37,716
	17	19,974	19,974	2,44	2,44	13,186	23,27	-23,27	38,021	85,816
	18	19,974	19,974	2,44	2,44	13,186	23,27	-23,27	35,155	81,695
	19	19,974	19,974	2,44	2,44	13,186	23,27	-23,27	35,482	82,022
	20	19,974	19,974	2,44	2,44	13,186	23,27	-23,27	35,155	81,695
	21	19,974	19,974	2,44	2,44	13,186	23,27	-23,27	38,021	85,816
	22	12,82	-	4,011	6,469	16,763	24,525	-22,014	15,702	37,716
Fondations	23			8,209						
	24			2,44						
	25			2,44						
	26			2,44						
	27			2,44						
	28			2,44						
	29			6,469						

portique longitudinal

G + P + SI

Niveaux	Noeuds	$M_w$	$M_e$	$M_m$	$M_s$	$M_t$	$T_{i,e}$	$T_{i,w}$	$N_{pot. sup}$	$N_{pot}$
II	1	-	1,132	-	1,132	1,877	1,318	-1,582	-	1,318
	2	1,595	1,518	-	0,737	1,784	1,414	-1,384	-	2,996
	3	1,431	1,431	-	0,66	0,726	1,399	-1,399	-	2,783
	4	1,431	1,431	-	0,66	0,726	1,399	-1,399	-	2,798
	5	1,431	1,431	-	0,66	1,784	1,384	-1,414	-	2,783
	6	1,518	1,593	-	0,583	1,877	1,582	1,318	-	2,996
	7	1,132	-	-	0,108				-	1,318
II	8	-	6,832	3,397	3,435	12,524	14,352	-18,339	1,318	15,67
	9	17,438	15,735	1,239	1,739	8,106	13,522	-15,902	2,996	34,857
	10	14,592	14,592	0,66	1,27	8,994	16,214	-16,214	2,783	34,899
	11	14,592	14,592	0,66	1,27	8,994	16,214	-16,214	2,798	35,211
	12	14,592	14,592	0,66	1,27	8,106	15,902	-13,522	2,783	34,899
	13	15,735	17,438	0,081	0,781	12,524	18,339	-14,352	2,996	34,857
	14	6,832	-	2,157	2,135				1,318	15,67
I	15	-	12,82	5,711	9,309	16,763	22,014	24,524	15,67	37,684
	16	19,974	19,974	1,27	1,27	13,186	23,27	-23,27	34,857	82,651
	17	19,974	19,974	1,27	1,27	13,186	23,27	-23,27	34,899	81,439
	18	19,974	19,974	1,27	1,27	13,186	23,27	-23,27	35,211	81,751
	19	19,974	19,974	1,27	1,27	13,186	23,27	-23,27	34,899	81,439
	20	19,974	19,974	1,27	1,27	16,763	24,524	-22,014	34,857	82,651
	21	12,82	-	3,511	9,309				15,67	37,684
Fondations	22			7,109						
	23			1,27						
	24			1,27						
	25			1,27						
	26			1,27						
	27			1,27						
	28			9,309						

## portique longitudinal

0.8G ± SI

Niveaux	Noeuds	M <sub>w</sub>	M <sub>c</sub>	M <sub>m</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>i,e</sub>	T <sub>i,w</sub>	N <sub>ptr. sup.</sub>	N <sub>ptr.</sub>
III	1	-	1,03	-	1,03				-	0,957
	2	1,342	1,281	-	0,722	1,083	0,957	-1,299	-	2,453
	3	1,211	1,211	-	0,66	1,784	1,154	-1,13	-	2,272
	4	1,211	1,211	-	0,66	0,726	1,142	-1,142	-	2,284
	5	1,211	1,211	-	0,66	0,726	1,142	-1,142	-	2,272
	6	1,281	1,342	-	0,598	1,784	1,13	-1,154	-	2,453
	7	1,03	-	-	0,211	1,083	1,299	-0,957	-	0,957
II	8	-	4,29	2,016	2,274	6,324	7,449	-9,453	0,957	8,406
	9	8,611	8,708	0,951	1,516	4,075	10,509	-8,162	2,453	22,415
	10	1,02	1,02	0,66	1,27	4,522	8,319	-8,319	2,272	18,753
	11	1,02	1,02	0,66	1,27	4,522	8,319	-8,319	2,284	18,922
	12	1,02	1,02	0,66	1,27	4,522	8,319	-8,319	2,272	18,753
	13	8,708	8,611	0,369	1,024	4,522	8,162	-10,509	2,453	22,415
	14	4,29	-	2,016	0,075	6,324	9,453	-7,449	0,957	8,406
I	15	-	6,972	3,043	3,929	7,292	9,577	-10,669	8,406	17,983
	16	10,862	10,862	1,27	1,27	5,736	10,123	-10,123	22,415	43,207
	17	10,862	10,862	1,27	1,27	5,736	10,123	-10,123	18,753	38,999
	18	10,862	10,862	1,27	1,27	5,736	10,123	-10,123	18,922	39,168
	19	10,862	10,862	1,27	1,27	5,736	10,123	-10,123	18,753	38,999
	20	10,862	10,862	1,27	1,27	5,736	10,123	-10,123	22,415	43,207
	21	6,972	-	0,891	6,081	7,292	10,669	-9,577	8,406	17,983
Fondations	22			3,929						
	23			1,27						
	24			1,27						
	25			1,27						
	26			1,27						
	27			1,27						
	28			6,081						

portique longitudinal

G + P + 1,2 SI

Niveaux	Nœuds	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>m</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>i,e</sub>	T <sub>i,w</sub>	N <sub>pot. sup.</sub>	N <sub>pot.</sub>
III	1	-	1,256	-	1,256				-	1,721
	2	1,664	1,584	-	0,869	1,112	1,721	-1,985	-	3,679
	3	1,497	1,497	-	0,792	1,784	1,694	-1,664	-	3,343
	4	1,497	1,497	-	0,792	0,726	1,679	-1,679	-	3,358
	5	1,497	1,497	-	0,792	0,726	1,679	-1,679	-	3,343
	6	1,584	1,664	-	0,792	1,784	1,664	-1,694	-	3,679
	7	1,256	-	-	0,792	1,112	1,985	-1,721	-	1,721
II	8	-	7,176	3,524	3,655				1,721	15,761
	9	17,631	16,563	1,371	2,013	12,282	14,04	-18,027	3,679	37,893
	10	14,785	14,785	0,792	1,524	8,106	16,187	-15,563	3,343	34,781
	11	14,785	14,785	0,792	1,524	8,994	15,875	-15,875	3,358	35,108
	12	14,785	14,785	0,792	1,524	8,994	15,875	-15,875	3,343	34,108
	13	16,563	17,631	0,213	1,035	8,106	15,563	-16,187	3,679	37,893
	14	7,176	-	2,033	1,015	12,282	18,027	14,04	1,721	15,761
I	15	-	12,82	5,934	6,889				15,761	37,775
	16	19,974	19,974	1,524	1,524	16,763	22,014	-24,525	37,893	85,688
	17	19,974	19,974	1,524	1,524	13,186	23,27	-23,27	34,781	81,321
	18	19,974	19,974	1,524	1,524	13,186	23,27	-23,27	35,108	84,648
	19	19,974	19,974	1,524	1,524	13,186	23,27	-23,27	34,781	81,321
	20	19,974	19,974	1,524	1,524	13,186	23,27	-23,27	37,893	85,688
	21	12,82	-	3,867	8,953	16,763	23,27	-23,27	15,761	37,775
Fondations	22			6,889						
	23			1,524						
	24			1,524						
	25			1,524						
	26			1,524						
	27			1,524						
	28			8,953						

portique longitudinal B-B // G + 1,2 P									
Nœuds	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>m</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>i,e</sub>	T <sub>i,w</sub>	N <sub>pot.sup</sub>	N <sub>pot</sub>
1	-	5,584	-	5,584				-	21,054
2	26,61	24,688	-	-1,412	19,159	24,054	-28,431	-	54,528
3	21,24	21,24	-	-	12,038	26,097	-24,048	-	48,79
4	21,24	21,24	-	-	14,016	24,742	-24,742	-	49,484
5	21,24	21,24	-	-	12,014	24,742	-24,742	-	48,79
6	24,688	26,61	-	-1,412	12,038	24,048	-26,097	-	54,528
7	5,584	-	-	5,584	19,159	28,431	-28,431	-	21,054

portique transversal b-b // G + 1,2 P									
Nœuds	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>m</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>t</sub>	T <sub>i,e</sub>	T <sub>i,w</sub>	N <sub>pot.sup</sub>	N <sub>pot</sub>
1	-	10,384	-	10,384				-	25,67
2	36,457	32,037	-	-3,991	31,579	25,67	-32,999	-	57,986
3	23,906	23,778	-	-0,131	10,094	25,087	-24,415	-	49,662
4	23,778	24,037	-	-	17,094	25,247	-25,385	-	51,428
5	19,245	15,724	-	-3,52	19,297	26,043	-24,589	-	41,44
6	0,834	-	-	0,834	0,238	16,851	-6,577	-	6,577



6.3.1 Efforts dans les poteaux

- Détermination des efforts normaux dans les poteaux.

a. Portique longitudinal :

- poids propres des poteaux

$$\text{niveau 3: } N_{p_3} = 4,25 \times 1,3 \times 0,3 \times 2500 = 4143,75 \text{ kg} \approx 4,144 \text{ t}$$

$$\text{niveau 2: } N_{p_2} = 5,45 \times 1,3 \times 0,3 \times 2500 = 5313,75 \text{ kg} \approx 5,314 \text{ t}$$

$$\text{niveau 1: } N_{p_1} = 2,9 \times 1,3 \times 0,3 \times 2500 = 2827,5 \text{ kg} \approx 2,828 \text{ t}$$

- poids apporté par les pontes.

$$\text{niveau 3: } N_{\text{app. } \mu_3} = 0,6 \times 0,3 \times 6 \times 2500 = 2700 \text{ kg} = 2,7 \text{ t}$$

$$\text{et sur les poteaux de rives: } N'_{\text{app. } \mu_3} = 1,35 \text{ t}$$

$$\text{niveau 2: } N_{\text{app. } \mu_2} = 0,8 \times 0,3 \times 6 \times 2500 = 3600 \text{ kg} = 3,6 \text{ t}$$

$$\text{et sur les poteaux de rive: } N'_{\text{app. } \mu_2} = 1,8 \text{ t}$$

$$\text{niveau 1: } N_{\text{app. } \mu_1} = 2,7 \text{ t} \text{ et } N'_{\text{app. } \mu_1} = 1,35 \text{ t}$$

b. Portique longitudinal B.B.

- poids propres des poteaux:

$$N_p = 2,30 \times 0,3 \times 0,3 \times 2500 = 517,5 \text{ kg} \approx 0,518 \text{ t}$$

- poids apporté par les pontes:

$$N_{\text{app. } \mu} = 0,6 \times 0,3 \times 6 \times 2500 = 2700 \text{ kg} \approx 2,7 \text{ t} \text{ et } N'_{\text{app. } \mu} = 1,35 \text{ t}$$

c. Portique transversale:

- poids propres poteaux =  $N_p = 9,7 \times 0,3 \times 1,3 \times 2500 = 9457,5 \text{ kg}$

$$N_p = 9,458 \text{ t}$$

- poids apporté par la poutre porteuse. en B.C. (§ 2.2).

$$N_{\text{app. } \mu} = 542,4 \times 32 / 2 = 8678,4 \text{ kg} \approx 8,679 \text{ t}$$

d. Portique transversale b-b:

- poids propres des poteaux:

$$N_p = 2,3 \times 0,3 \times 0,3 \times 2500 = 0,518 \text{ t}$$

- poids apporté par les poutres:

poteau 1 :  $N_{app. p} = \frac{1}{2} \times 8,05 \times 0,6 \times 0,3 \times 2500 = \frac{1}{2} \times 3,623 \text{ t} = 1,812 \text{ t}$

" 2 :  $N_{app. p} = \left( \frac{8,05 + 6,85}{2} \right) \times 0,6 \times 0,3 \times 2500 = 3,353 \text{ t}$

" 4 :  $N_{app. p} = 0,6 \times 0,3 \times 2500 \times 7 = 3,15 \text{ t}$

" 5 : " =  $\left( \frac{7 + 3,4}{2} \right) \times 0,6 \times 0,3 \times 2500 = 2,34 \text{ t}$

" 6 : " =  $\frac{3,4}{2} \times 0,6 \times 0,3 \times 2500 = 0,765 \text{ t}$

" 3 : " =  $\left( \frac{6,85 + 7}{2} \right) \times 0,6 \times 0,3 \times 2,5 = 3,117 \text{ t}$

- Combinaisons des efforts dans les poteaux:

## portique longitudinal

sous « S, »

Niveaux	Poteaux	N <sub>tête pot</sub>	N <sub>Base poteau</sub>	N <sub>Pot</sub>	N <sub>P accumulé</sub>	N <sub>app. p. cum.</sub>	N <sub>t</sub>
IV	1	4,34	1,231	4,144	4,144	1,35	10,985
	2	8,679	2,786	4,144	4,144	2,7	18,236
	3	8,679	2,551	4,144	4,144	2,7	18,074
	4	8,679	2,556	4,144	4,144	2,7	18,089
	5	8,679	2,713	4,144	4,144	2,7	18,074
	6	8,679	2,786	4,144	4,144	2,7	18,236
	7	4,34	1,231	4,144	4,144	1,35	10,236
II	8	5,571	16,064	5,314	9,458	3,15	32,012
	9	11,465	39,299	5,314	9,458	6,3	63,736
	10	11,23	36,326	5,314	9,458	6,3	60,766
	11	11,235	36,676	5,314	9,458	6,3	61,113
	12	11,23	36,326	5,314	9,458	6,3	60,766
	13	11,465	39,299	5,314	9,458	6,3	63,736
	14	5,571	16,064	5,314	9,458	6,3	32,012
I	15	20,404	40,087	2,828	12,286	4,5	61,213
	16	44,978	91,455	2,828	12,286	9	121,42
	17	45,005	86,986	2,828	12,286	9	116,951
	18	45,355	87,462	2,828	12,286	9	117,427
	19	45,005	86,986	2,828	12,286	9	116,951
	20	44,978	91,455	2,828	12,286	9	121,42
	21	20,404	40,087	2,828	12,286	9	61,213

portique longitudinal  
sous « S<sub>2</sub> »

Niveaux	Poteaux	N <sub>tête pot.</sub>	N <sub>base pot.</sub>	N <sub>pot</sub>	N <sub>pot. cum.</sub>	N <sub>app. p. cum.</sub>	N <sub>T</sub>
III	1	4,34	1,272	4,144	4,144	1,35	11,106
	2	8,679	2,879	4,144	4,144	2,7	18,402
	3	8,679	2,641	4,144	4,144	2,7	18,164
	4	8,679	2,656	4,144	4,144	2,7	18,179
	5	8,679	2,641	4,144	4,144	2,7	18,164
	6	8,679	2,879	4,144	4,144	2,7	18,402
	7	4,34	1,272	4,144	4,144	1,35	11,106
II	8	5,612	13,312	5,314	9,458	3,15	30,29
	9	11,558	38,203	5,314	9,458	6,3	62,64
	10	11,32	40,375	5,314	9,458	6,3	64,812
	11	11,335	40,76	5,314	9,458	6,3	65,197
	12	11,32	40,975	5,314	9,458	6,3	64,812
	13	11,558	38,203	5,314	9,458	6,3	62,64
	14	5,612	13,312	5,314	9,458	3,15	30,29
I	15	17,652	45,348	2,828	12,286	4,5	66,474
	16	46,882	96,901	2,828	12,286	9	126,866
	17	49,054	97,531	2,828	12,286	9	127,496
	18	49,439	97,916	2,828	12,286	9	127,881
	19	49,054	97,531	2,828	12,286	9	127,496
	20	46,882	96,901	2,828	12,286	9	126,866
	21	17,652	45,348	2,828	12,286	4,5	66,474

poteaux du P.L. B.B // G + 1,2 P							
Niveau	Pot. Nœuds	N <sub>tête pot.</sub>	N <sub>base pot.</sub>	N <sub>pot.</sub>	N <sub>p. cumulé</sub>	N <sub>app. p. cum.</sub>	N <sub>t</sub>
I	1	-	21,054	0,518	0,518	1,35	22,922
	2	-	54,528	0,518	0,518	2,7	57,746
	3	-	48,79	0,518	0,518	2,7	52,008
	4	-	49,484	0,518	0,518	2,7	52,702
	5	-	48,79	0,518	0,518	2,7	52,008
	6	-	54,528	0,518	0,518	2,7	57,746
	7	-	21,054	0,518	0,518	2,7	22,922

poteaux du P.T.I b-b // G + 1,2 P							
Niveau	Pot. Nœuds	N <sub>tête pot.</sub>	N <sub>base pot.</sub>	N <sub>pot.</sub>	N <sub>p. cumulé</sub>	N <sub>app. p. cum.</sub>	N <sub>t</sub>
I	1	-	25,67	0,518	0,518	1,812	28
	2	-	57,986	0,518	0,518	3,353	61,857
	3	-	49,662	0,518	0,518	3,117	53,297
	4	-	51,428	0,518	0,518	3,15	55,096
	5	-	41,44	0,518	0,518	2,34	44,298
	6	-	6,577	0,518	0,518	0,765	7,86

Sens transversal :

. Moments dans les poteaux sous les différentes combinaisons :

-  $G + P + V$

. Poteaux de rive :

niveau 1 :  $M_s = 5,41 \text{ t.m}$  et  $M_m = \frac{5,41}{9,7} \times 4,25 = 2,37 \text{ t.m}$

niveau 2 :  $M_s = 2,37 \text{ t.m}$  et  $M_m = 0$

. Poteaux intermédiaires :

niveau 1 :  $M_s = 10,82$  , et  $M_m = 4,74 \text{ t.m}$

niveau 2 :  $M_s = 4,74 \text{ t.m}$  et  $M_m = 0$

-  $G + P + W$

. Poteaux de rive :

niveau 1 :  $M_s = 9,35 \text{ t.m}$  ; et  $M_m = \frac{9,35}{9,7} \times 4,25 = 4,096 \text{ t.m}$

niveau 2 :  $M_s = 4,096 \text{ t.m}$  et  $M_m = 0$

. Poteaux intermédiaires :

niveau 1 :  $M_s = 18,7 \text{ t.m}$  et  $M_m = 8,192 \text{ t.m}$

niveau 2 :  $M_s = 8,192 \text{ t.m}$  et  $M_m = 0$

-  $G + 1,5P + 1,5V$

. Poteaux de rive :

niveau 1 :  $M_s = 1,5 \times 5,41 = 8,115 \text{ t.m}$  et  $M_m = 1,5 \times 2,37 = 3,555 \text{ t.m}$

niveau 2 :  $M_s = 3,555 \text{ t.m}$  et  $M_m = 0$

. Poteaux intermédiaires :

niveau 1 :  $M_s = 16,23 \text{ t.m}$  et  $M_m = 7,11 \text{ t.m}$

niveau 2 :  $M_s = 7,11 \text{ t.m}$  et  $M_m = 0$

- G + P + 5I

. Poteaux de rive :

niveau 1 :  $M_s = 12,3 \text{ t.m}$  , et  $M_m = 6,645 \text{ t.m}$

niveau 2 :  $M_s = 6,645 \text{ t.m}$  et  $M_m = 0$

. Poteaux intermédiaires :

niveau 1 :  $M_s = 24,6 \text{ t.m}$  et  $M_m = \frac{24,6 \times 4,25}{9,7} = 10,389 \text{ t.m}$

niveau 2 :  $M_s = 10,389 \text{ t.m}$  et  $M_m = 0$

- G + P + 1,2 5I (R.P.A. 80)

. Poteaux de rive :

niveau 1 :  $M_s = 14,76 \text{ t.m}$  , et  $M_m = 7,974 \text{ t.m}$

niveau 2 :  $M_s = 7,974 \text{ t.m}$  et  $M_m = 0$

. Poteaux intermédiaires :

niveau 1 :  $M_s = 29,52 \text{ t.m}$  et  $M_m = 15,947 \text{ t.m}$

niveau 2 :  $M_s = 15,947 \text{ t.m}$  et  $M_m = 0$ .

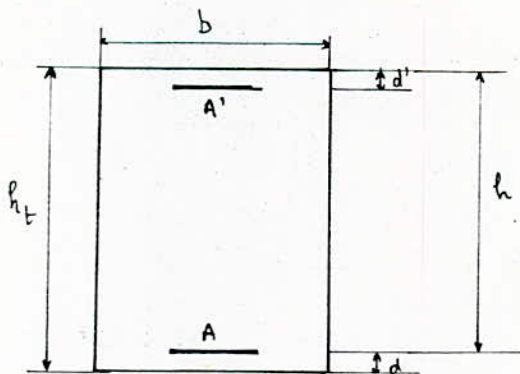
6-4 Ferraillage des poutres

6-4-1 Méthode de calcul

des poutres de chaque portique sont soumises à un moment fléchissant et à un effort normal (effort tranchant dans les poteaux), d'où le calcul doit se faire en flexion composée

Mais compte tenu de l'article 15 des CCBA.68 qui stipule que, par simplification, on ne fait pas état des efforts normaux dans les poutres, les calculs seront menés en flexion simple.

- Méthode calcul des armatures longitudinales.  
soit une section rectangulaire d'une pièce fléchie:



-  $\bar{\sigma}'_b$  et  $\bar{\sigma}_a$   
-  $\alpha = \frac{m \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a}$  avec  $m=15$

-  $\gamma = \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)$

-  $M_R = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot h^2$

- Si  $M_R \geq M_e \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A' = 0 \\ A = \frac{M_e}{\bar{\sigma}_a \cdot \gamma \cdot h} \end{array} \right.$

$A'$  : armature comprimée  
 $A$  : " tendue.



- Si  $M_R < M_e \Rightarrow A' \neq 0$

$$\Delta M = M_A = M_e - M_R \Rightarrow \bar{\sigma}'_a = m \bar{\sigma}'_b \left( 1 - \frac{d'}{2h} \right)$$

$$A' = \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}'_a (h-d')} \quad ; \quad A = \frac{M_R}{\bar{\sigma}_a \gamma h} + \frac{M_e - M_R}{\bar{\sigma}_a (h-d')}$$

des calculs étant conduits respectivement sous les sollicitations les plus défavorables du 1<sup>er</sup> genre  $SP_1$  et du 2<sup>ème</sup> genre  $SP_2$ .

Et on retiendra la plus défavorable des deux (2).

armatures ainsi déterminer :

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} SP_1 \quad \text{et} \quad \left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} SP_2$$

- Détermination des armatures transversales :

. Contrainte de cisaillement : CEB BA 68 art. 2.512

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad ; \quad \bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_{b_0} \rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b \quad ; \quad \tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$z = \frac{\gamma}{8} h \quad ; \quad \bar{\sigma}'_{b_0} \leq \bar{\sigma}'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b_0} \rightarrow \bar{\tau}_b \leq \left( 4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}} \right) \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 2 \bar{\sigma}'_{b_0} \quad ; \quad \bar{\sigma}'_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b \leq 2,5 \bar{\sigma}'_b = 14,75 \text{ kg/cm}^2$$

. Espacement des cadres :

$$\bar{\tau}_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \quad ; \quad t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}'_{at}}{T_{max}} \quad ; \quad \bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 h \\ h \left( 1 - \frac{0,3 \bar{\tau}_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) \end{array} \right.$$

$$t_{adopté} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} t \\ \bar{t} \end{array} \right.$$

\* disposition pratique des cadres :

. Le 1<sup>er</sup> cours d'armatures sera placé à  $t/2$  à partir du nu de l'appui

. Pour les poutres chargées uniformément on adoptera la disposition de "Caquot".

## 6.4.2 Méthodes de vérifications

- Vérification des contraintes :

$$\sigma_a = \frac{M}{A \epsilon h} \leq \bar{\sigma}_a ; \quad \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} \leq \bar{\sigma}'_b$$

. Pour  $\sigma_a$  : A est calculée à partir de  $\bar{\sigma}_a$

et A adoptée > A calculée  $\Rightarrow \sigma_a \leq \bar{\sigma}_a$  est vérifiée

. Pour  $\sigma'_b$  : on a  $k_0 = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b}$  ;  $k = \frac{\bar{\sigma}_a}{\sigma'_b}$  ;

$$k_0 \leq k \Rightarrow \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$$

- Fissuration :

$$\sigma_1 = k \frac{M}{\phi} \frac{\hat{w}_g}{1 + 10 \hat{w}_f} ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{kM}{\phi} \bar{\sigma}'_b} ; \quad \sigma_a \leq \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}_a \leq \begin{cases} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{cases} \quad \text{avec } k = 1,5 \cdot 10^4 \text{ fissuration peu nuisible.} \\ \gamma = 1,6 \quad (\text{acier H.A})$$

- Condition de non fragilité :

$$A \geq \begin{cases} A_0 : \text{plus petite section d'armature adoptée} \\ \min \begin{cases} A_1 = 1,2 A_0 \\ A_2 = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{em}} b \cdot h. \end{cases} \end{cases}$$

- Adhérence :

$$\tau_d \leq \bar{\tau}_d \quad \text{avec } \bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}'_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{T}{m p \cdot z} \leq \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{avec : } \begin{cases} m : \text{nbr de barres} \\ p = \pi \phi \\ z = \frac{7}{8} h. \end{cases}$$

- Flèche:

la vérification se fait sous la sollicitation de service (S) = G + P

• la justification est inutile si:

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b_0 h} \leq \frac{43}{\sigma_{\text{ten}}} \quad \text{sous (S) = G + P}$$

avec:

$h_t$ : hauteur total de la section

$l$ : portée libre de la poutre

$M_t$ : moment max de la travée sous (S)

$M_0$ : moment max de la travée supposée isostatique

$b_0$ : largeur de la poutre

$h$ : hauteur utile.

$\sigma_{\text{ten}}$ : limite d'élasticité des armatures en travée ( $\sigma_{\text{ten}} = 4120 \text{ bars}$ )

$A$ : section d'armatures tendues.

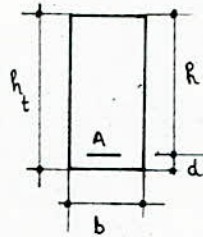
Nota:

• Dans les calculs des armatures transversales, on ne considère que les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre  $S_{P_1}$

• On fera le calcul du ferrailage avec la méthode du charon, puis à l'aide des "R.P.A. 80", et on prendra les valeurs les plus grandes.

6.4-3 Ferraillage des poutres du portique longitudinalShéma des poutres

- section poutre : niveau III



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

$$h_t = 60 \text{ cm}$$

$$d = 4 \text{ cm}$$

$$h = 56 \text{ cm.}$$

- section poutre : niveau II

rectangulaire ,  $b = 30 \text{ cm}$  ,  $h_t = 80 \text{ cm}$  .

$$d = 4 \text{ cm} ; h = 76 \text{ cm} .$$

- section poutre : niveau I .

rectangulaire ;  $b = 30 \text{ cm}$  ,  $h_t = 60 \text{ cm}$  .

$$d = 4 \text{ cm} ; h = 56 \text{ cm} .$$

a. Armatures longitudinales

avec :  $SP_1 \rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$$SP_2 \rightarrow \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{eu} = 4200 \text{ kg/cm}^2 .$$

a. Armature longitudinale:





Niveau	2		2		2		2		2	
Sections	I		II		III		IV		V	
Sollicitations	SP <sub>1</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>1</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>1</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>1</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>1</sub>	SP <sub>2</sub>
$H_{e,pmov}$ (t.u)	6,45	8,069	12,708	14,027	17,697	20,829	8,708	9,612	14,64	17,454
$\alpha$	0,4197	0,4233	0,4197	0,4233	0,4197	0,4233	0,4197	0,4233	0,4197	0,4233
$N$	0,8601	0,8589	0,8601	0,8589	0,8601	0,8589	0,8601	0,8589	0,8601	0,8589
$T_R$	42,222	64,732	42,222	64,732	42,222	64,732	42,222	64,732	42,222	64,732
$A_{acc}^2$	3,53	2,943	6,95	5,12	9,17	7,6	4,76	3,51	8,5	6,37
choix des sections d'acier	-		-		$6 T_{14}$ (9,24 cm <sup>2</sup> )		-		$6 T_{14}$ (9,24 cm <sup>2</sup> )	

R. P. A. 80

$A_{acc}^2$ (cm <sup>2</sup> )	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2
choix des sections d'acier	$3 T_{14} + 3 T_{12}$ (8,01 cm <sup>2</sup> )	$3 T_{14} + 3 T_{12}$ (8,01 cm <sup>2</sup> )	$3 T_{14} + 3 T_{12}$ (8,01 cm <sup>2</sup> )	$3 T_{14} + 3 T_{12}$ (8,01 cm <sup>2</sup> )	$6 T_{14}$ (9,24 cm <sup>2</sup> )	$3 T_{14} + 3 T_{12}$ (8,01 cm <sup>2</sup> )

Niveau	2		2		2		2		2		2			
	VII		VIII		IX		X		XI		XII		XIII	
Sections	SP <sub>1</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>1</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>1</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>1</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>1</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>1</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>1</sub>	SP <sub>2</sub>
$M_e$ (l.m) sur	14,64	17,454	9,663	10,665	14,64	17,454	8,708	9,612	17,697	20,829	12,708	14,027	6,45	8,069
$\alpha$	0,4197	0,4233	0,4197	0,4233	0,4197	0,4233	0,4197	0,4233	0,4197	0,4233	0,4197	0,4233	0,4197	0,4233
$\gamma$	0,8601	0,8589	0,8601	0,8589	0,8601	0,8589	0,8601	0,8589	0,8601	0,8589	0,8601	0,8589	0,8601	0,8589
$T_R$	42,222	64,732	42,222	64,732	42,222	64,732	42,222	64,732	42,222	64,732	42,222	64,732	42,222	64,732
$A_{cur}^2$	8,5	6,37	5,28	3,89	8,5	6,37	4,76	3,51	9,17	7,6	6,95	5,12	3,53	2,943
Choix des sections d'acier.	6T14 (9,24 cm <sup>2</sup> )		-		6T14 (9,24 cm <sup>2</sup> )		-		6T14 (9,24 cm <sup>2</sup> )		-		-	

R. P. A. 80

$A_{cur} = 0,3\%$ (cm <sup>2</sup> )	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2	7,2
Choix des sections d'acier.	6T14 (9,24 cm <sup>2</sup> )		5T14 + 3T12 (8,01 cm <sup>2</sup> )		6T14 (9,24 cm <sup>2</sup> )		3T14 + 3T12 (8,01 cm <sup>2</sup> )		6T14 (9,24 cm <sup>2</sup> )		3T14 + 3T12 (8,01 cm <sup>2</sup> )		3T14 + 3T12 (8,01 cm <sup>2</sup> )	



Niveau	I		II		III		IV		V		VI	
	SP <sub>1</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>1</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>1</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>1</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>1</sub>	SP <sub>2</sub>	SP <sub>1</sub>	SP <sub>2</sub>
Sollicita- -Hans												
H <sub>c</sub> (t.w)	16,084	15,744	18,293	20,587	24,796	24,58	14,39	16,194	24,796	24,58	14,39	16,194
d	0,4197	0,4233	0,4197	0,4233	0,4197	0,4233	0,4197	0,4233	0,4197	0,4233	0,4197	0,4233
γ	0,8601	0,8589	0,8601	0,8589	0,8601	0,8589	0,8601	0,8589	0,8601	0,8589	0,8601	0,8589
H <sub>R</sub>	22,924	35,145	22,924	35,145	22,924	35,145	22,924	35,145	22,924	35,145	22,924	35,145
A <sub>2</sub> Cm	11,93	7,8	13,57	10,19	16,06	12,17	10,67	8,02	16,06	12,17	10,67	8,02
obtidos Medios d'obra	8T14 (12,32 cm <sup>2</sup> )		4T16 + 4T14 (14,2 cm <sup>2</sup> )		8T16 (16,13 cm <sup>2</sup> )		8T16 (16,13 cm <sup>2</sup> )		8T16 (16,13 cm <sup>2</sup> )		8T16 (16,13 cm <sup>2</sup> )	

R. P. A. 80

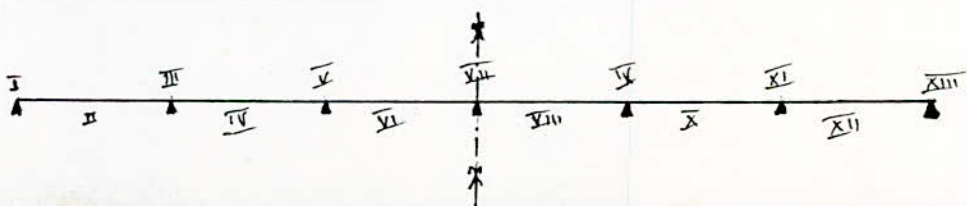
A <sub>max</sub> = 93% p. moy = 2,5%	5,4 / 45	5,4 / 45	5,4 / 45	5,4 / 45	5,4 / 45	5,4 / 45
choix des Medios d'obra						



Ferrailage des poutres longitudinales intermédiaires du plancher

Ces les poutres du portique longitudinal B-B.  
 - On aura le même schéma que précédemment. (et le portique est symétrique).

Sections	I	II	III	IV	V	VI	VII
Sollicitation	SP <sub>1</sub>	SP <sub>1</sub>	SP <sub>1</sub>	SP <sub>1</sub>	SP <sub>1</sub>	SP <sub>1</sub>	SP <sub>1</sub>
$M_e^{t.m}$	5,584	19,159	26,61	12,038	24,24	14,016	24,24
$\alpha$	0,4197	0,4197	0,4197	0,4197	0,4197	0,4197	0,4197
$\gamma$	0,8601	0,8601	0,8601	0,8601	0,8601	0,8601	0,8601
$\Pi_R$	22,924	22,924	22,924	22,924	22,924	22,924	22,924
$A_{cm^2}$	4,14	14,21		8,93	15,75	10,39	15,75
$\Delta M$			3,686				
$V_a'$			1680,366				
$A'_{cm^2}$			4,22				
$A_{cm^2}$			19,53				
choix des sections d'acier		8T16 (16,13)	A: 4T12 (4,52) A: 10T16 (29,17)	6T16 (12,10)	8T16 (26,13)	8T14 (12,32)	8T16 (16,13)
$A + A'$			23,75				
R. P. A. 80							
$A_{min} = 0,3\%$	5,4	5,4	5,4	5,4	5,4	5,4	5,4
choix	4T16 (9,04)	8T16	10T16	6T16	8T16	8T14	8T16



Ferraillage des poutres du P.T.I.

Sections	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	k
M <sub>e</sub> (l.m)	10,384	31,579	36,457	10,094	23,906	17,094	24,037	19,297	19,245	0,238	0,834
α	0,4197	0,4197	0,4197	0,4197	0,4197	0,4197	0,4197	0,4197	0,4197	0,4197	0,4197
γ	0,8601	0,8601	0,8601	0,8601	0,8601	0,8601	0,8601	0,8601	0,8601	0,8601	0,8601
M <sub>R</sub>	22,924	22,924	22,924	22,924	22,924	22,924	22,924	22,924	22,924	22,924	22,924
A <sub>cu</sub> <sup>2</sup>	7,7			7,149		12,68		14,31	14,27	0,18	0,62
ΔM <sub>l.m</sub>		8,655	13,533		0,982		1413				
T <sub>α<sub>h</sub>h<sub>0</sub></sub>		1680,366	1680,366		1680,366		1680,366				
A <sub>cu</sub> <sup>2</sup>		5,95	9,3		0,68		0,77				
A <sub>cu</sub> <sup>2</sup>		19,95	20,03		17,68		17,77				
choix des sections d'acier	5T16	A: 10T16 A': 5T16	A: 10T16 A': 5T16	5T14 (7,7)	A: 10T16 A': 5T16	5T16+5T12 (15,7)	A: 10T16 A': 5T16	10T14 (15,39)	10T14 (15,39)	-	-

R.P.A. 80

A <sub>cu</sub> <sup>2</sup> = 0,3%	5,4	5,4	5,4	5,4	5,4	5,4	5,4	5,4	5,4	5,4	5,4
choix	5T16	10T16	10T16	5T14	10T16	5T16+5T12	10T16	10T14	10T14	5T14	5T14

RPA 80

- Ferraillage des poutres . (4.2.3.2 du règlement parasismique algérien (RPA 80)) .

. Pour les armatures longitudinales :

Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre doit être de 0,3% pour les aciers à haute adhérence, et le pourcentage total de 2,5% .

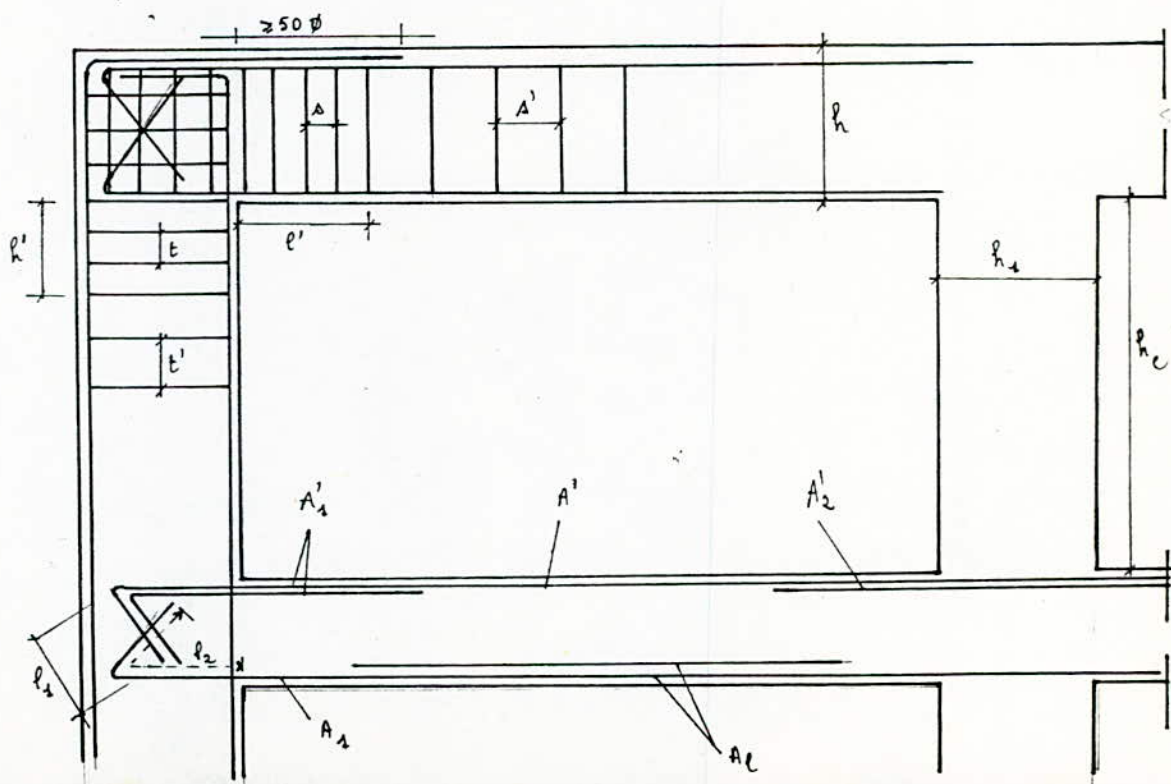
. Pour les armatures transversales .

L'effort tranchant de calcul doit être égal à :

$$T_c = 1,1 \frac{M^g + M^d}{L} + T_0$$

où  $M^g$  et  $M^d$  sont les moments résistants limites des 2 extrémités de la poutre et  $T_0$  effort tranchant dû à la totalité des charges verticales pour la poutre isostatique équivalente .

. Disposition des aciers :



$$d \leq \text{Min} (h/4 ; 12\phi ; 30\text{cm}) ; d' \leq h/2$$

$$l' \geq 2h ; h' = \text{Max} (h/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$$

$$t \leq \text{Min} (10\phi ; 15\text{cm}) ; t' \leq 12\phi$$

$$l_1 \geq 20\phi ; l_2 \geq \text{Max} (30\phi ; 50\text{cm})$$

$A_p$  (armature longitudinale de la poutre considérée)

$A'_1$  et  $A'_2$  (armatures longitudinales aux appuis 1 et 2 de la poutre)

$$A_1 \geq \text{Max} (A'_1/2 ; A_p/4 ; 3\text{cm}^2)$$

$$A' \geq \text{Max} (A'_1/4 ; A'_2/4 ; 3\text{cm}^2)$$

b. Détermination des armatures transversales d'après les R.P.A. 80 :

- le moment résistant est égal à :

$$M = \frac{\alpha}{2} (1 - 0,3\alpha) h^2 b \bar{\sigma}_b 1,5 ; \bar{\sigma}_b : \text{contrainte admissible du béton du 1}^{\text{er}} \text{ genre.}$$

$$\text{avec } \alpha = \frac{m \cdot 1,5 \cdot \bar{\sigma}_b}{1,5m \cdot \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_{cu}}$$

Sur toutes les travées d'un même niveau les poutres ont une section constante, donc  $M^d = M^g = M$  et  $\bar{\sigma}_{cm} = 4200 \text{ kg/cm}^2$  (FeE40)

$$\text{et } \alpha = \frac{1,5 \times 15 \times 135}{1,5 \times 15 \times 135 + 4200} \approx 0,42.$$

\* Poutre longitudinale du niveau 3 : (60x30)

$$\text{on a : } M = \frac{0,42}{2} (1 - 0,42 \times 0,3) \times 60^2 \times 30 \times 135 \times 1,5 \approx 40,2 \cdot 10^5 \text{ kg.cm.}$$

$$M^d = M^g = M = 40,2 \text{ t.m.}$$

$$\text{et } T_c = 1,4 \times \frac{40,2 + 40,2}{5,70} + 2,575 = 18,09 \text{ t.}$$

$$\sigma_b = \frac{T_c}{b \cdot z} = \frac{18090}{30 \times 7/8 \times 56} = 12,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 14,75 \text{ kg/cm}^2.$$

On prend 1 cadre  $\phi 10$  (Fc E240)  $\rightarrow A_f = 1,57 \text{ cm}^2$

- zone nodale :

$$s \leq \min \left( \frac{h}{4} = 15 \text{ cm}; 12\phi = 16,8 \text{ cm}; 30 \text{ cm} \right)$$

On prend  $s = 12 \text{ cm}$  jusqu'à  $l' = 2h = 120 \text{ cm}$ .

- en dehors de la zone nodale :

$$s' \leq \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}, \text{ on prend } s' = 25 \text{ cm}.$$

- On a :  $A_f = 6,16 \text{ cm}^2$  (4 T14)  $= A'_1 = A'_2$

$$A_1 \geq \text{Max} (2T14, 3 \text{ cm}^2) \rightarrow A_1 = 3,08 \text{ cm}^2 (2T14)$$

$$A' \geq \text{Max} (1T14; 1T14; 3 \text{ cm}^2) \rightarrow A' = 3,08 \text{ cm}^2 (2T14)$$

- Poutre longitudinale de niveau 2: (80 x 30).

$$\text{on a } M^g = M^d = M = \frac{0,42}{2} (1,03 \times 0,42) \times 80^2 \times 30 \times 135 \times 1,5$$

$$M = 71,36 \text{ t.m} \quad ; \quad \text{et } T_0 = 15870 \text{ kg}.$$

$$T_c = 1,1 \times \frac{2 \times 71360}{5,7} + 15870 = 20624 \text{ kg}.$$

$$\sigma_b = \frac{20624}{30 \times \frac{7}{8} \times 76} = 10,34 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{al} = 14,75 \text{ kg/cm}^2.$$

On prend 1 cadre + 1 épingle (Fc E24)  $\rightarrow A_f = 3,14 \text{ cm}^2$

zone nodale :  $s = 15 \text{ cm}$  jusqu'à  $l' = 2h = 160 \text{ cm}$ .

en dehors :  $s' \leq 40 \text{ cm} \rightarrow s' = 35 \text{ cm}$ .

On a un ferrailage symétrique :

$$\text{travée 1-2 : } A_f = A'_1 = 8,01 \text{ cm}^2 \text{ et } A'_2 = 10,18 \text{ cm}^2.$$

$$A_1 \geq \text{Max} (4,005 \text{ cm}^2; 2 \text{ cm}^2, 3 \text{ cm}^2) \rightarrow A_1 = 3T14 (4,62 \text{ cm}^2)$$

$$A' \geq \text{Max} (2 \text{ cm}^2, 2,54 \text{ cm}^2, 3 \text{ cm}^2) \rightarrow A' = 3T14 (3,08 \text{ cm}^2)$$

$$\text{travée 2-3 : } A_f = A'_2 = 8,01 \text{ cm}^2 \text{ et } A'_1 = 10,18 \text{ cm}^2.$$

$$A'_1 \geq \text{Max} (5,09 \text{ cm}^2; 2 \text{ cm}^2; 3 \text{ cm}^2) \rightarrow A'_1 = 5,34 \text{ cm}^2 (2T_{12} + 2T_{14})$$

$$A' \geq \text{Max} (2,54 \text{ cm}^2, 2 \text{ cm}^2, 3 \text{ cm}^2) \rightarrow A' = 3,08 \text{ cm}^2 (2T_{14})$$

$$\text{travée 3-4: } A'_1 = A'_2 = 9,24 \text{ cm}^2 (6T_{14}) ; A'_f = 8,01 \text{ cm}^2 (3T_{14} + 3T_{12})$$

$$A'_1 \geq \text{Max} (4,62 \text{ cm}^2, 2 \text{ cm}^2, 3 \text{ cm}^2) \rightarrow A'_1 = 4,62 \text{ cm}^2 (3T_{14})$$

$$A' \geq \text{Max} (2,31 \text{ cm}^2; 2,31 \text{ cm}^2, 3 \text{ cm}^2) \rightarrow A'_2 = 3,08 \text{ cm}^2 (3T_{14})$$

• Poutre longitudinale du niveau 1: (60x30)

$$M^q = M^d = M = 40,27 \text{ m} \quad , \quad T_o = 12654 \text{ kg} ; T_c = 20411,9 \text{ kg}$$

$$\bar{\sigma}_d = 13,88 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 14,75 \text{ kg/cm}^2$$

• zone nodale:

$$s \leq \text{min} (15; 16,8; 30 \text{ cm}) \rightarrow s = 10 \text{ cm jusqu'à } l' = 120 \text{ cm}$$

$$\text{en dehors: } s' \leq 30 \text{ cm} \rightarrow s' = 25 \text{ cm}$$

$$\text{travée 1-2: } A_s = 4T_{14} ; A' = 4T_{12}$$

$$\text{travée 2-3 et 3-4: } A_s = 4T_{14} + 2T_{12} ; A' = 4T_{12}$$

c. Vérification. (CEBA 68):



- Armatures transversales :

Poste que longitudinal.

Niveaux	Travées	$T_{max}$ kg	$\bar{\sigma}_b$ kg/cm <sup>2</sup>	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$\bar{t}_{cu}$	$t_{cu}$	$t_{adopté}$
3	toutes les travées	1844	1,26	1,57	51	66,75	40
2	1-2	19196	8,62	3,14	38,8	17,4	15
	2-3	17390	8,7	3,14	42,35	18,63	15
	3-4	17055	8,55	3,14	42,9	19,59	15
1	1-2	26763	13,41	3,14	15,77	9,2	9
	2-3	25393	11,14	3,14	22,58	9,7	9
	3-4	25393	11,14	3,14	22,58	9,7	9

- Vérification des contraintes :

Niveaux	3	2			1		
Travées	toutes les travées	1-2	2-3	3-4	1-2	2-3	4-3
$\phi_{max}$	14	14	14	14	14	14	14
$A$ cm <sup>2</sup>	6,16	8,01	8,01	8,01	13,76	10,18	10,18
$\hat{w}_s$	0,021	0,027	0,027	0,027	0,048	0,037	0,037
$\sigma_1$	2975,2	3644,5	3644,5	3644,5	5559,8	4629,8	4629,8
$\sigma_2$	2413,67	2413,67	2413,67	2413,67	2413,63	2413,63	2413,63

$$\sigma_1 > \sigma_2 \quad ; \quad \bar{\sigma}_2 < \bar{\sigma}_1 \quad ; \quad \bar{\sigma}_2 > \bar{\sigma}_2 \Rightarrow \text{pas de fissuration.}$$

Adhérence:

Niveaux	3	2			1		
Travées	tts les travées	1-2	2-3	3-4	1-2	2-3	3-4
$T_{max}$	1844	19196	17055	17055	26763	25393	25393
$m_p$	17,59	49	45	49	41,47	32,67	32,67
$\bar{\sigma}_{d \text{ kg/cm}^2}$	2,14	5,89	5,8	5,23	13,17	15,86	15,86
$\bar{\sigma}_{d \text{ kg/cm}^2}$	17,7	17,7	17,7	17,7	17,7	17,7	17,7

$\bar{\sigma}_d < \bar{\sigma}_d$

Fleche:

- niveau 3:  $h_t = 60 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}; h = 56 \text{ cm}; l = 570 \text{ cm}$ .

$\frac{h_t}{l} = \frac{60}{570} > \frac{1}{16}$ ;  $\frac{h_t}{l} = \frac{6}{57} > \frac{1}{10} \times \frac{1,784}{2,025}$ ;  $\frac{A}{b \cdot h} = \frac{6,16}{30 \times 56} < \frac{43}{4200}$  (oui)

- niveau 2:  $M_t$  le plus défavorable:  $M_t = M_{Gmax} + M_{Pmax}$  (travée 1-2).

$\frac{h_t}{l} = \frac{80}{570} = 0,14 > \frac{1}{16}$ ;  $\frac{h_t}{l} = 0,14 > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$   $M_t = 11,829 \text{ t.m.}$

et  $M_0 = 22,62 \text{ t.m.} \Rightarrow \frac{h_t}{l} > \frac{1}{10} \times \frac{11,829}{22,62}$  oui.

$\frac{A}{b \cdot h} = \frac{10,18}{30 \times 76} < \frac{43}{4200}$  cad  $0,0044 < 0,01$  oui.

- niveau 1:  $h_t = 60 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}; l = 570$ ;  $M_t = 16,763$ ;  $M_0 = 33,16$ .

$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$ ;  $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$ ;  $\frac{A}{b \cdot h} < \frac{43}{4200}$  oui.

donc la fleche est vérifiée.

Nota: Le ferrailage est symétrique.

(les travées (1,2); (2,3); (3,4) symétriques respectivement avec les travées (6,7); (5,6); (4,5).

R.P.A. 80

Ferraillage des poutres longitudinales du plancher.

Le moment résistant est égal à 40,2 t.m (déjà calculé).

et  $T_c$  vaut 20,953 t

$$\text{d'où } \sigma_b = \frac{T_c}{b \cdot z} = \frac{20953}{30 \times 7/8 \cdot 56} = 14,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

Et pour ces poutres on prendra 2 cadres  $\phi 10$  (FeE24)  
c'est à dire  $A_E = 3,14 \text{ cm}^2$ .

Espacement des cadres :

zone nodale :  $s = 15 \text{ cm}$  jusqu'à  $l' = 2h = 120 \text{ cm}$ .

zone courante :  $s' \leq 40 \text{ cm}$  on prendra  $s' = 33 \text{ cm}$ .

On aura un ferraillage symétrique. (1-2 Symétric 6-7) etc.

- travée 1-2 :  $A_p$ ,  $A'_1$  et  $A'_2$  déjà calculées :

$$A'_1 = 4T_{14} (6,16 \text{ cm}^2); A'_2 = 10T_{16} (20,17 \text{ cm}^2); A_p = 8T_{16} (16,13 \text{ cm}^2)$$

$$A_1 \geq \text{Max} (2T_{14}; 2T_{16}; 3 \text{ cm}^2) = 4T_{16} (4,52 \text{ cm}^2)$$

$$A'_1 \geq \text{Max} (1T_{14}; \frac{20,17}{4} \text{ cm}^2; 3 \text{ cm}^2) = 4T_{16} (8,04 \text{ cm}^2)$$

- travée 2-3 : (travée 5-6)

$$A_p = 6T_{14}; A'_1 = 10T_{16}; A'_2 = 8T_{16}$$

$$A_1 \geq \text{Max} (5T_{16}; \frac{A_p}{4}; 3 \text{ cm}^2) = 5T_{16}$$

$$A'_1 \geq \text{Max} (\frac{A'_1}{4}; \frac{A'_2}{4}; 3 \text{ cm}^2) = 4T_{16}$$

- travée 3-4 : (travée 4-5)

$$A_p = 8T_{14}; A'_1 = 8T_{16}; A'_2 = 8T_{16}$$

$$A_1 \geq \text{Max} (4T_{16}; 2T_{14}; 3 \text{ cm}^2) = 4T_{16}$$

$$A'_1 \geq \text{Max} (4T_{16}; 2T_{16}; 3 \text{ cm}^2) = 4T_{16}$$

Ferraillage des poutres transversales du plancher :

$$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b \text{ vérifié. ; } A_t : 2 \text{ cadres} + 1 \text{ étrier } \phi 10.$$

travée a - c :

$$A_p = 10T_{16} ; A'_1 = 5T_{14} ; A'_2 = 10T_{16}.$$

$$A_1 \geq \max \left( \frac{A'_1}{2} ; \frac{A_p}{4} ; 3 \text{ cm}^2 \right) = 5T_{12}$$

$$A' \geq \max \left( \frac{A'_1}{4} ; \frac{A'_2}{4} ; 3 \text{ cm}^2 \right) = 5T_{16}$$

travée c - e :

$$A_p = 5T_{14} ; A'_1 = 10T_{16} ; A'_2 = 10T_{16}.$$

$$A_1 \geq \max \left( 5T_{16} ; \frac{A_p}{4} ; 3 \text{ cm}^2 \right) = 5T_{16}$$

$$A' \geq \max \left( \frac{A'_1}{4} ; \frac{A'_2}{4} ; 3 \text{ cm}^2 \right) = 5T_{12}$$

travée e - g :

$$A_p = 5T_{14} + 5T_{12} ; A'_1 = 10T_{16} ; A'_2 = 10T_{16}$$

$$A_1 \geq \max \left( 5T_{16} ; \frac{A_p}{4} ; 3 \text{ cm}^2 \right) = 5T_{16}$$

$$A' \geq \max \left( \frac{A'_1}{4} ; \frac{A'_2}{4} ; 3 \text{ cm}^2 \right) = 5T_{12}$$

travée g - i :

$$A_p = 10T_{14} ; A'_1 = 10T_{16} ; A'_2 = 10T_{14}$$

$$A_1 \geq \max \left( 5T_{16} ; \frac{A_p}{4} ; 3 \text{ cm}^2 \right) = 5T_{16}$$

$$A' \geq \max \left( \frac{A'_1}{4} ; \frac{A'_2}{4} ; 3 \text{ cm}^2 \right) = 5T_{12}$$

Travée i - h :

$$A_p = 5T_{14} ; A'_1 = 10T_{14} ; A'_2 = 5T_{14}.$$

$$A_1 \geq \max \left( 5T_{14} ; \frac{A_p}{4} ; 3 \text{ cm}^2 \right) = 5T_{14}.$$

$$A' \geq \max \left( \frac{A'_1}{4} ; \frac{A'_2}{4} ; 3 \text{ cm}^2 \right) = 5T_{12}.$$

. Zone Nodale : espacement des cadres  $\Delta = 15 \text{ cm}$  jusqu'à  $l' = 120 \text{ cm}$ .

. Zone courante : " " "  $\Delta' = 33 \text{ cm}$ .

6-5 Ferraillage des poteaux6-5-1 Principe de calcul

Les poteaux sont calculés en flexion composée

Chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$  et à des moments fléchissants en tête et en pied dans le sens longitudinal et dans le sens transversal.

Ces efforts et ces moments de flexion ont été déterminés précédemment selon les différentes sollicitations, et pour chacun des genres on retiendra la combinaison la plus défavorable.

Les moments dans la direction transversale respectivement longitudinale pouvant se renversant, nous prévoyons des armatures symétrique par rapport au centre de gravité de la section du poteau

- Détermination des aciers longitudinaux :A\* Méthode de calcul :

2 cas peuvent se présenter :

1. Section partiellement comprimée
2. " entièrement comprimée

1. Section partiellement comprimée

- Ce cas se produit lorsque l'effort normal de compression est appliqué en dehors du noyau central

de la section homogène.

On a alors :

$$e_0 = \frac{M}{N} > \frac{h_t}{6}$$

$e_0$ : excentricité de la charge.

$M$ : moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section de béton.

$N$ : effort normal au C.d.g.

$h_t$ : hauteur total de la section.

a. Section sans armatures comprimées :

On détermine les armatures  $A_1$  de la section rectangulaire de même dimensions et soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_b$  des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au C.d.g. des armatures tendues. La section  $A$  des armatures tendues soumise à  $M$  et  $N$  sera

alors : 
$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a}$$
  $N$ : compression.

La condition pour que la section réelle ne possède pas d'armature comprimée et que la section fictive n'en possède pas, c'est à dire :  $K \geq \bar{K} = \frac{\sqrt{\sigma_a}}{\sqrt{\sigma_b}}$

et pour avoir l'armature minimal on prendra  $T_a = \sqrt{\sigma_a}$

b. Section avec armatures comprimées :

On calculera la section où la flexion simple sous l'effet du moment fictif  $M_b$  ou ci-dessus.

Soit  $A'_1$  et  $A_1$  les valeurs des armatures trouvées en flexion simple. Les armatures dans la section soumise à  $N$  et  $M$

seront données par :

$$A' = A'_1 \quad \text{et} \quad A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \quad \begin{array}{l} N: \text{compression} + \\ N: \text{traction} - \end{array}$$

- lorsque  $N$  est un effort de compression, en ce qui concerne la contrainte du béton, on prendra  $\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_b$

mais pour l'acier ce n'est pas forcément  $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a$  qui conduit au minimum de  $A + A'$ .

Pour approcher la valeur de  $\bar{\sigma}_a$  correspondant au minimum de  $A + A'$ , on procédera par la méthode du Charon qui permet d'obtenir  $\bar{\sigma}_a$  grâce à l'abaque donnée en fonction  $(\epsilon_0 = \frac{e}{ht}, \bar{\sigma}'_b)$

## 2. Section entièrement comprimée :

Ce cas se produit lorsque :  $\epsilon_0 = \frac{M}{N} < \frac{ht}{6}$

.. On est dans le cas d'armatures symétriques

.. On utilisera la méthode du Charon relative à ce chapitre.

## 3. Pourcentage minimal d'armature. CBA 88 art. 92,2.

$$\bar{\omega}'_L \geq \frac{1,25}{1000} \quad D_1 \quad D_2 \quad D_3 \quad \frac{\bar{\sigma}'_{m'}}{\bar{\sigma}'_{b_0}}$$

avec :

$\bar{\sigma}'_m$  : contrainte moyenne de compression de la section calculée sur la section de béton seul.

$D_1$  : il tient compte des possibilités d'excentricité de la charge dans le cas des poteaux supportant une plaque nervurée ou non (plancher) il prend les valeurs ci-après :

- poteaux d'angle  $D_1 = 1,8$

- poteaux de rive :  $\gamma_1 = 1,4$ .

- autres poteaux :  $\gamma_1 = 1$ .

$\gamma_2$  : il tient compte de la susceptibilité vis-à-vis du flambement : 
$$\gamma_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$$

$a$  : plus petite dimension transversale de la pièce

$c$  : enrobage des armatures longitudinales

$l_c$  : longueur de flambement (CCBA 68 art 53, 23)

$l_c = 0,7h$  si le poteau est à ses extrémités

· soit encastré dans un massif de fondation

· soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins

la même rigidité que lui dans le sens considéré et le traversant de part et d'autre.

$l_c = 0,9h$  : dans les autres cas.

$\gamma_3$  : il dépend de la nuance des aciers longitudinaux

$$\gamma_3 = 1 + \frac{2160}{\sqrt{f_{ct}}}$$

B \* Contrainte admissible  $\bar{\sigma}_b'$  en flexion composée :

- Sous  $S_1$  :  $\bar{\sigma}_b' = \alpha \beta \gamma \epsilon \sqrt{f_{ct}}$

$\alpha, \beta, \epsilon, \gamma$  (vus au § 1.)

$\delta$  : dépend de la nature de sollicitation

en flexion composée  $\delta = \min(0,6; 0,3 \frac{f_c}{3e_1})$

- Sous  $S_2$  :  $\delta$  est multiplié par 1,5



### C. Calculs pratiques des sections :

- Les poteaux sont calculés par étages.
- On attribuera à chaque poteau l'effort normal correspondant et le moment le plus défavorable des 2 moments qui le sollicitent simultanément à la tête et à la base, ceci pour nous permettre d'avoir un ferrailage continu le long de chaque poteau.
- Les calculs seront conduits comme suit avec les notations suivantes :

$$1. e_0 = \frac{M}{N} ; e_1 = \frac{h_t}{6}$$

$$2. \bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma'_{28}$$

$$\alpha = 1 ; \beta = 5/6 ; \gamma = 1 ; \epsilon = 0,3$$

$$\bar{\sigma}'_b = 67,5 \left( 1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \rightarrow 1^{\text{er}} \text{ genre}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 104,25 \left( 1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \rightarrow 2^{\text{eme}} \text{ genre.}$$

avec une limite de  $135 \text{ kg/cm}^2$  pour le 1<sup>er</sup> genre  
et de  $202,5 \text{ kg/cm}^2$  pour le 2<sup>eme</sup> genre

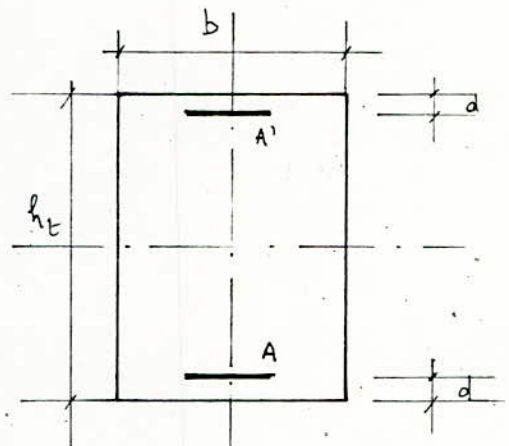
3. Si  $e_0 < e_1 \Rightarrow$  pièce entièrement comprimée, alors on utilisera les formules suivantes avec  $\delta' = \frac{d'_1}{h_t} = \frac{d'_2}{h'_t} = \frac{d}{h_t}$

$$\rho = \frac{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h_t}{N} ; \beta = \frac{6M}{N \cdot h_t} ; C = 0,27 (1 - 2\delta')^2 \rho$$

$$D = 0,30 (\rho - \beta) - 0,90 (1 - \rho) (1 - 2\delta')^2 ; E = -(1 + \beta - \rho)$$

$$\bar{\omega}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C}$$

$$\text{et } A'_1 = A'_2 = \frac{\bar{\omega}' \cdot b \cdot h_t}{100}$$

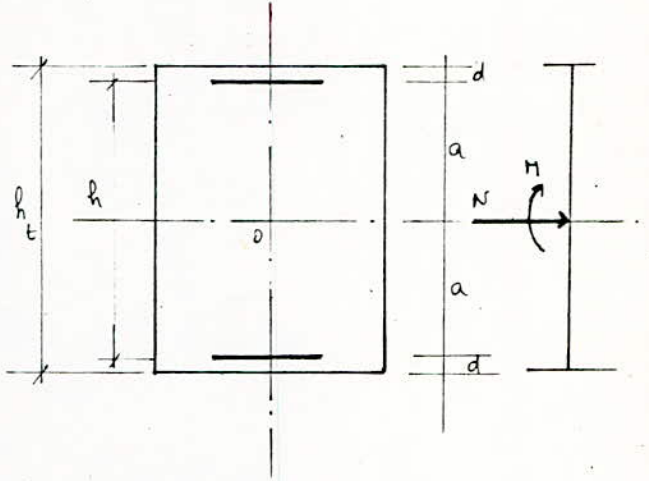


4. Si  $\rho_0 > \rho_c \Rightarrow$  section partiellement comprimée

$$\mathcal{K} = M + N \cdot a$$

$$\mu = \frac{15 \mathcal{K}}{\sqrt{\sigma_a} b h^2} \quad \begin{matrix} \text{tableau} \\ \text{chaos} \end{matrix} \rightarrow \begin{cases} \varepsilon \\ \eta \end{cases}$$

$$\bar{\eta} = \frac{\sqrt{\sigma_a}}{\sqrt{\sigma_b}}$$



- si  $h > \bar{h} \Rightarrow$  pas d'armatures comprimées.

$$\text{et } A_1 = \frac{\mathcal{K}}{\sqrt{\sigma_a} \varepsilon h} \rightarrow A = A_1 - \frac{N}{\sqrt{\sigma_a}}$$

- si  $h < \bar{h} \Rightarrow$  armatures comprimées.

$$\left. \begin{matrix} \varepsilon_0 = \frac{\rho_0}{h_t} \\ \sqrt{\sigma_b}' \end{matrix} \right\} \text{abaque} \rightarrow \sqrt{\sigma_a} \rightarrow \eta = \frac{\sqrt{\sigma_a}}{\sqrt{\sigma_b}} \rightarrow \left. \begin{matrix} \alpha \\ \mu' \\ \omega \end{matrix} \right\}$$

$$\text{d'où } M_0 = \mu' b h^2 \sqrt{\sigma_b}' \rightarrow \Delta M = \mathcal{K} - M_0$$

$$\rightarrow \sqrt{\sigma_a}' = \frac{15 (\alpha \cdot \delta') \cdot \sqrt{\sigma_b}'}{\alpha} \rightarrow A_1' = \frac{\Delta M}{(h-d') \sqrt{\sigma_a}'}$$

et

$$A_1 = \frac{\omega b h}{100} + \frac{\Delta M}{(h-d') \sqrt{\sigma_a}} \quad \text{et } A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a}$$

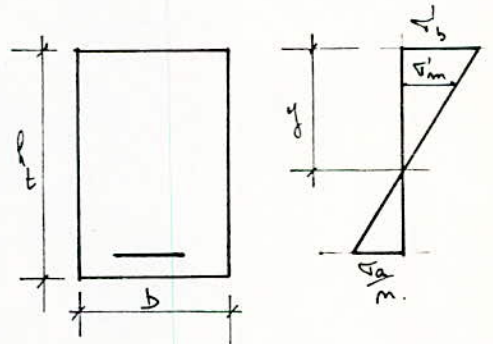
$$A_{\text{min}} = \frac{1,25}{1000} \rho_1 \rho_2 \rho_3 \frac{N}{\sqrt{\sigma_{b0}}}$$

\* Pourcentage minimal d'armatures.

$$\bar{\omega}' \geq \frac{1,25}{1000} \rho_1 \rho_2 \rho_3 \frac{\sqrt{\sigma_m}'}{\sqrt{\sigma_{b0}}}$$

$\sqrt{\sigma_m}'$  est déterminée à partir du diagramme de Navier

$$\sqrt{\sigma_m}' = \frac{N}{\gamma b}$$



- Si la section est entièrement comprimée  $y = h_t$
- Si " " " partiellement comprimée  $y = h \frac{\sqrt[3]{b}}{\sqrt[3]{b} + \sqrt[3]{\frac{a}{m}}}$

-  $\sigma_1$ .

-  $\sigma_2 = 1 + \frac{lc}{4a - 2c}$

$a = 30 \text{ cm.}$

$c = 5 \text{ cm.}$

$h = 4,25 \text{ m (2<sup>ème</sup> niveau); } h = 5,45 \text{ (1<sup>er</sup> niveau) } h = 2,6 \text{ m (vide sanitaire)}$

$h = 2 \text{ m (vide sanitaire (poteaux courts)).}$

-  $\sigma_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{eu}}$

acier H.A. nuance  $F_c E_{40} \rightarrow \sigma_{eu} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

d'où  $\sigma_3 = 1,514$ .

- Condition de non flambement.

$\lambda = \frac{lc}{i} \leq \lambda_c = 35 \quad \text{CCBA 68 art 33,2}$

$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h t a^3}{12 h t a}} \rightarrow i = \frac{a}{\sqrt{12}} \rightarrow \lambda = \frac{lc}{i} = \frac{\sqrt{12} lc}{a} \leq 35.$

$lc = 0,7 h.$

niveau 2:  $\lambda = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 3,55}{30} = 28,69 < 35$  flambement vérifié.

$l_{o2} = 3,55 \text{ m.}, b = 30 \text{ cm.}$

niveau 1:  $l_{o1} = 4,75 \text{ m.}, b = 30 \text{ cm.}$

$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 4,75}{30} = 38,39 > 35 \Rightarrow$  risque de flambement.

cord:  $35 < \lambda < 50$

d'après les CCBA 68 Art. 33,22

l'excentricité  $e'_o = e' + f_{1c}$  avec  $e' = \frac{M}{N}$

et  $f_{1c} = 0,16 (\lambda - 35) e$

vide sanitaire : pas de flambement.

Ferraillage : poteaux d'angle 1-8 niveau 2				
Sollicitations	$S_{p1}$		$S_{p2}$	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	transversal
M kg.m	798	2370	1256	7974
N kg	10985	10985	11106	11106
$e_{0cm} / e_{1cm}$	7,26 / 5	21,57 / 21,66	11,31 / 5	71,8 / 21,66
$T'_b$ kg/cm <sup>2</sup>	100,17	134,72	177,6	205,5
$f$		23,965		
$\beta$		0,2		
C		0,719		
D		2,056		
E		22,765		
$W'$		< 0		
$JG$ kg.m.	6839,75		7364,3	9084,6
$\mu$	0,00781		0,0056	0,03993
E	0,9942		1	0,9727
$k_c$	900		100	168
$\bar{k} = \sqrt{\frac{a}{b}}$	20,74		20,44	20,44
$A_1$ cm <sup>2</sup>	9,828		7,014	1,779
A cm <sup>2</sup>	5,905		4,37	< 0
$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	2,05	2,05	1,38	1,38

R. P. A. 80

$A_{min}$ cm <sup>2</sup> choix des aciers.	39 cm <sup>2</sup> : 20 T <sub>16</sub> (40,34 cm <sup>2</sup> )	39 cm <sup>2</sup> : 20 T <sub>16</sub> (40,34 cm <sup>2</sup> )
--	--	--

poteaux intermédiaires niveau 2				
Solicitations	$S_{P_1}$		$S_{P_2}$	
	longitudinal	transversal	Longitudinal	transversal
M. kg. m	421	4740	869	15947
N. kg	18236	18236	18402	18402
$e_{0cm} / e_1$	2,3 / 5	25,99 / 21,66	4,7 / 5	86,65 / 21,66
$\sigma'_b$				
$P$	14,436		43,552	
$\beta$	0,0046		0,0094	
$C$	0,12		5,226	
$D$	9,669		30,084	
$E$	13,43		42,54	
$w'$	< 0		< 0	
$JG$ kg.m		14569,8		26068,1
$\mu$		0,0166		0,0198
$E$		99890		99867
$k$		440		360
$\frac{I}{h}$		20,74		20,44
$A, cm^2$		4,209		5,032
$A, cm^2$		< 0		0,651
$A_{min}$	3,40	3,40	2,885	2,885

R. P. A. 80

$A_{min}$ 1/3 choix des aciers	$39 cm^2$ ; $20T_{16}$ ( $40,34 cm^2$ )	$39 cm^2$ ; $20T_{16}$ ( $40,34 cm^2$ )
-----------------------------------	---	---

poteaux d'angle niveau 1				
Solllicitations	$S_{p_1}$		$S_{p_2}$	
	longitudinal	transversal	longitudinal	transversal
M kg.m	3329	10820	4260	29520
N kg.	32012	32012	30290	30290
$e'$ cm	10,4	33,8	14,064	97,46
$g_{sc}$ cm	5,64	18,33	7,63	52,86
$e_{ocm} / e_x$	16,04 / 5	52,13 / 21,66	21,69 / 5	150,35 / 21,66
$\sigma'_b$				
$\cdot p$				
$\beta$				
$c$				
$D$				
$E$				
$w'$				
$\mathcal{H}$ kg.m	6530,2	30027,2	7289	47694
$\mu$	0,04305	0,03432	0,03204	0,03634
$E$	0,9117	0,9206	0,9231	0,9186
$h$	41,6	48	50	46,4
$h$	20,74	20,74	20,44	20,44
$A_1$ cm <sup>2</sup>	10,232	9,32	7,52	9,89
$A$ cm <sup>2</sup>	< 0	< 0	0,308	2,678
$A_{min}$ cm <sup>2</sup>	5,055	5,055	3,189	3,189

R. P. A. 80

A <sub>min</sub> (cm) 1% choix des aciers.	39 cm <sup>2</sup> 20T <sub>16</sub> (40,34 cm <sup>2</sup> )	39 cm <sup>2</sup> 20T <sub>16</sub> (40,34 cm <sup>2</sup> )
---	---	---

poteaux de rive niveau 1				
Solllicitations	$S_{P_1}$		$S_{P_2}$	
	longitudinal	transversal	longitudinal	transversal
M kg.m	1883	5410	2928	14760
N kg	63736	63736	65197	655197
e' cm	2,95	8,45	4,5	22,6
f'ic cm	1,6	4,58	2,44	12,26
$e_0$ cm / $e_1$	4,55 / 5	13,03 / 21,66	6,94 / 5	34,86 / 21,66
$T'_b$				
f	8,260	8,26		
$\beta$	0,0059	0,0039		
c	0,9912	1,874		
D	5,38	8,044		
E	7,254	7,256		
w'	< 0	< 0		
$\mathcal{I}_G$ kg.m			9448,7	53878,2
$\mu$			0,04153	0,04105
E			0,9135	0,9138
h			42,8	43
$h_c$			20,44	20,44
$A_s$			9,851	11,231
A			< 0	< 0
$A_{min}$	10,064	10,064	6,864	6,864

R. P. A. 80

Amin (cm <sup>2</sup> ) 1% choix des Aciers	39 cm <sup>2</sup> : 20T <sub>16</sub> (40,34 cm <sup>2</sup> )	38 cm <sup>2</sup> : 20T <sub>16</sub> (40,34 cm <sup>2</sup> )
--	---	---

poteau d'angle sur fondation				
Solllicitations	$S_{P_1}$		$S_{P_2}$	
	longitudinal	transversal	longitudinal	transversal
M. kg.m	8960	5410	10072	14760
N	61213	61213	66474	66474
$e_{ocm} / e_s$	14,63 / 5	8,83 / 21,66	15,15 / 5	22,2 / 21,66
$\sigma_b$ kg/cm <sup>2</sup>				
$\rho$		8,6		
$\beta$		0,004		
C		1,978		
D		8,407		
E		7,596		
$w'$		< 0		
$\mathcal{G}$ kg.m.	15081,3		16719,4	54644,4
$\mu$	0,09943		0,07349	0,04163
$h$	24,9		30,1	42,8
$h_e$	20,74		20,44	20,44
E	0,8747		0,8891	0,9135
$A_1$ cm <sup>2</sup>	30,79		22,387	11,86
A cm <sup>2</sup>	8,93		6,56	< 0
$A_{min}$	8,2	8,2	5,93	5,93

R. P. A. 80

$A_{min}$ 1% choix des aciers	39 cm <sup>2</sup>	20 T <sub>16</sub> (40,34 cm <sup>2</sup> )	39 cm <sup>2</sup>	20 T <sub>16</sub> (40,34 cm <sup>2</sup> )
----------------------------------	--------------------	---	--------------------	---



poteaux de rive sur fondation				
Solllicitations	$S_{p_1}$		$S_{p_2}$	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
M. kg.m	1147	10820	2440	29520
N. kg	121420	121420	127496	127496
$e_{ocm}$ $e_s$	0,9      5	8,9      21,66	1,9      5	23,15      21,66
$V_b^1$				
$p$	4,336	4,336	6,286	
$\beta$	0,0028	0,0044	0,0038	
$c$	0,52	0,983	0,754	
$D$	2,63	3,857	3,999	
$E$	3,33	3,3316	5,282	
$w'$	< 0	< 0	< 0	
$\Sigma$ kg.m				106017,6
$\mu$				0,08077
$\varepsilon$				0,8847
$h$				28,4
$h_t$				20,44
$A_s$ cm <sup>2</sup>				22,825
$A$ cm <sup>2</sup>				< 0
$A_{min}$	12,65	12,65	8,85	8,85

$A_{min} = 1\%$ Choix des aciers	39 cm <sup>2</sup>	20T <sub>16</sub> (40,34 cm <sup>2</sup> )	39 cm <sup>2</sup>	20T <sub>16</sub> (40,34 cm <sup>2</sup> )
-------------------------------------	--------------------	--	--------------------	--

- Ferrailage des poteaux courts sous le plancher :

Le ferrailage est calculé sous  $S_1 = G + 1,2P$ .

. Poteaux courts de rive :

l'effort normal le plus défavorable :  $N' = 22922 \text{ kg}$ .

Section du poteau :  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ .

en compression :

$$A'_m = \frac{1,25}{1000} \sigma_1 \cdot \sigma_2 \cdot \sigma_3 \frac{N'}{\sqrt{b_0}}$$

$$\sigma_1 = 1,4$$

$$\sigma_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2e} \quad a = 30 \text{ cm}, e = 4 \text{ cm} \Rightarrow \sigma_2 = 2,25$$

$$l_c = 0,7 l$$

$$\sigma_3 = 1,514$$

$$A'_m = 2,024 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On prend } 4T_{16} (8,04 \text{ cm}^2)$$

. Poteaux courts intermédiaire (quelconque)  $(30 \times 30)$ .

$$N'_{\max} = 64857 \text{ kg}$$

$$\sigma_1 = 1; \sigma_2 = 2,25; \sigma_3 = 1,514$$

$$A'_m = 3,9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On prend } 4T_{16} (8,04 \text{ cm}^2)$$

RPA 90 :  $8T_{16}$

### 6-5-2 Armatures transversales

a. Nuance des aciers :

Les armatures transversales seront constituées d'acier de faible diamètre, nous utiliserons des aciers  $F_c E_{24}$  (faible de ferraillage).

$$\frac{\phi_{l, \max}}{4} \leq \phi_t \leq \frac{\phi_{l, \max}}{3}$$

on a  $\phi_{l, \max} = 16 \text{ mm}$ .

$\rightarrow 4 \leq \phi_t \leq 5,33 \rightarrow$  on prend  $\phi_t = 5 \text{ mm}$ .

b. Espacement admissible:

$$\left. \begin{array}{l} \bar{t} = 15 \phi_{l, \min} \\ \phi_{l, \min} = 1,6 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow \bar{t} = 24 \text{ cm}$$

on prendra  $t \leq 24 \text{ cm}$ .

c. Longueur de recouvrement: CCBA 68 Art 30,51

Elle sera prise égale à la longueur de scellement droit.

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d}$$

avec :

$$\bar{\sigma}_a = 2400 \text{ (} F_c E_{s0} \text{)}$$

$$\bar{\sigma}_d = 1,5 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\psi_d = 1,5 \text{ (aciers longitudinaux H.A)}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_d = 16,6 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\}$$

d'où

$$l_d = \frac{1,6}{4} \times \frac{2400}{16,6} = 57,83 \text{ cm}$$

d. Zone de recouvrement:

Dans une zone de recouvrement le nombre de cours d'armatures transversales  $\nu$  par mètre linéaire de poteau est de :

$$\nu \geq \begin{cases} 3 \\ 0,4 \frac{\phi_{lmax}^2}{\phi_t^2} \cdot \frac{\sigma_{enl}}{\sigma_{ent}} \end{cases}$$

$$F_c E_{40} \rightarrow \sigma'_{enl} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_c E_{24} \rightarrow \sigma'_{ent} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \nu \geq \begin{cases} 3 \\ 0,4 \frac{1,6^2}{0,5^2} \times \frac{4200}{2400} = 7,168 \end{cases}$$

nous prenons  $\nu = 8$  ; soit 8 cours d'armatures par ml dans la zone de recouvrement car un espacement  $t = 12,5$

### 6-5-3. R.P.A. 80

#### - Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être des barres à hautes adhérences, et les barres verticales doivent être sans crochets.

Dans notre cas, c'est à dire en Zone II (ALGER), le pourcentage total des armatures doit être de :

$$\text{supérieur à } 1\% \text{ et inférieur à } \begin{cases} 4\% & \text{si } \sigma'_{28} \leq 270 \text{ ba} \\ 5\% & \text{si } \sigma'_{28} \geq 270 \text{ ba} \end{cases}$$

Le diamètre minimale est de :

$$14 \text{ mm en Zone II : on a pris } \phi_p = 16 \text{ mm.}$$

La longueur de recouvrement est de :

$$50 \phi \text{ en zone II, car } 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm. (adopté).}$$

Les jonctions de recouvrement doivent être faites, si possible à l'extérieur des zones nodales.

### Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées avec la formule :

$$A_t = \frac{1,25 \cdot T \cdot s}{k_s \cdot \overline{\sigma}_{eu}}$$

où :

T est l'effort tranchant dans le poteau calculé avec la formule :

$$T = \frac{\overline{M}^s + \overline{M}^i}{\overline{\phi}_e}$$

où  $\overline{M}^s$  et  $\overline{M}^i$  représentent respectivement les moments résistants limites des sections transversales supérieures et inférieures (moment résistants calculés en supposant que la contrainte des aciers tendus atteint la limite élastique).

$$M = \frac{\alpha}{2} (1 - 0,3\alpha) h^2 b \overline{\sigma}_s' \cdot 1,5 \quad \text{et} \quad \alpha = 0,42 \quad (\text{vu précédemment})$$

(poutres)

Le pourcentage minimal des armatures transversales dans la zone nodale doit être calculé avec la formule

$$A_t = \rho_t s (b - 2d)$$

avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} d : \text{dimension de l'encadrement} \\ s : \text{espacement des cadres en cm} \\ b : \text{dimension du poteau } \perp \text{ à la force} \end{array} \right.$$

$$\text{et } \rho_t = 2,12 \frac{\overline{\sigma}_{28}}{\overline{\sigma}_{eu}}$$

et l'espacement des armatures doit être déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale y compris la hauteur du nœud.

zone II :  $t \leq \min(10 \phi_r; 15 \text{ cm}) \rightarrow$  on a  $t \leq 15 \text{ cm}$ .

on prend  $t = 12 \text{ cm}$ . ( $h' = \max(h_e/6; b; h_e; 60 \text{ cm})$ )

- Dans la zone courante :

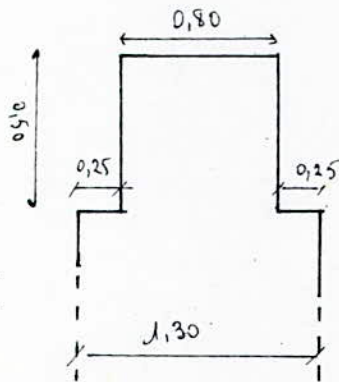
zone II :  $t \leq 12 \phi_r$  cad :  $t \leq 12 \times 1,6 = 19,2 \text{ cm} \rightarrow$  on prend

$$t = 18 \text{ cm}$$

Armatures transversales du niveau II.

ead  $h_e = 3,55 \text{ m}$  et  $A_p = 40,37 \text{ cm}^2$  (20 T16).

on a :  $A_t = \frac{1,25 \cdot T \cdot \Delta}{h_e \cdot \sigma_{en}}$  avec  $T = \frac{M_s + M_i}{h_e}$ .



sections :  $S_s = (80 \times 30) \text{ cm}^2$

$S_i = (130 \times 30) \text{ cm}^2$ .

$M_s = \frac{0,42}{2} (1 - 0,3 \times 0,43) 80^2 \times 30 \times 135 \times 1,5 \approx 71,35 \cdot 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

$M_i = \frac{0,42}{2} (1 - 0,3 \times 0,43) 130^2 \times 30 \times 135 \times 1,5 \approx 188,5 \cdot 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm}$

$T = \frac{188500 + 71360}{3,55} = 73200 \text{ kg} = 73,2 \text{ t}$ .

zone courante :

$A_t = \frac{1,25 \cdot T \cdot \Delta}{h_e \cdot \sigma_{en}} = \frac{1,25 \times 73200 \cdot 18}{(355 + 60) \times 2400} = 1,654 \text{ cm}^2$ .

1 cadre + 7 épingles  $\varnothing 8$  ; écartement  $t' = 16 \text{ cm}$ .

zone nodale : (le pourcentage). ( $h' = \frac{h_e}{6} = \frac{355}{6} \approx 60 \text{ cm}$ ).

$A_t = \rho_t \Delta (b - 2d)$ .

sens longitudinal  $b_x = 130 \text{ cm}$  et  $b_y = 80 \text{ cm}$ .

$d = 5 \text{ cm}$  :  $b_y$  :  $A_t = 0,12 \times \frac{270}{4200} \times 12 (80 - 10) = 6,48 \text{ cm}^2$ .

$b_x$  :  $A_t = 0,12 \times \frac{270}{4200} \times 12 (130 - 10) = 10,18 \text{ cm}^2$ .

$b = 90 \text{ cm}$  :  $A_t = 0,12 \times \frac{270}{4200} \times 12 (130 - 10) = 3,08 \text{ cm}^2$

haut du poteau : (1 cadre + 3 étriers)  $\varnothing 8$  avec  $t = 15 \text{ cm}$ .

bas du poteau : (1 cadre + 7 étriers)  $\varnothing 8$  avec  $t = 15 \text{ cm}$ .

et dans le sens de  $b$  ( $b = 30 \text{ cm}$ ), on prendra

(1 cadre + 1 étrier)  $\varnothing$  avec  $t = 15 \text{ cm}$ .

du niveau I :

$$h_e = 4,75 \text{ m.} ; A_p = 40,37 \text{ cm}^2 (20T16).$$

$$\bar{T} = \frac{2 \times 188500}{4,75} = 79\,368,42 \text{ kg.}$$

zone courante :

$$A_t = 1,34 \text{ cm}^2.$$

On prendra : (1 cadre + 7 épingles)  $\phi 8$  avec  $t = 16,5$

zone nodale : (%).

$$A_t = \begin{cases} b = 30 \Rightarrow 3,08 \text{ cm}^2 \\ b = 130 \Rightarrow 10,18 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Dans le sens  $b = 30$  : (1 cadre + 1 étrier)  $\phi 8$  avec  $t = 15 \text{ cm}$ .

" "  $b = 130$  : (1 cadre + 7 étriers)  $\phi 8$  avec  $t = 15 \text{ cm}$ .

Poteau sur fondation :  $h_e = 2,7 \text{ m}$  ;  $A_p = 40,37 \text{ cm}^2 (20T16)$ .

$$\bar{T} = \frac{2 \times 188500}{2,70} = 139\,629,63 \text{ kg.}$$

zone courante :

$$A_t = 3,96 \text{ cm}^2$$

On prendra : (1 cadre + 7 épingles)  $\phi 8$  avec  $t = 15 \text{ cm}$ .

zone nodale :

$$A_t = \begin{cases} b = 30 \rightarrow 3,08 \text{ cm}^2 : (1 \text{ cadre} + 1 \text{ étrier}) \phi 8 \\ b = 130 \rightarrow 10,18 \text{ cm}^2 : (1 \text{ cadre} + 7 \text{ étriers}) \phi 8 \end{cases}$$

Poteaux courts :  $h_e = 2 \text{ m}$ .  $A_p = 8,04 (4T16)$ .

$$\bar{H}^i = \bar{H}^s = 74,3337 \text{ kg.m.} \rightarrow \bar{T} = 37,17 \text{ kg.}$$

zone courante :  $A_t = 0,001 \text{ cm}^2$  - on prend 1 cadre  $\phi 5$  ( $t = 18 \text{ cm}$ ).

zone nodale : 1 cadre  $\phi 5$  ( $t = 12 \text{ cm}$ ) et  $h' = 33(3) \text{ cm}$ .

## 7. FONDATIONS

### 7.1 VOILE



## 7. Fondations

La contrainte admissible du sol est  $\bar{\sigma}_s = 3 \text{ kg/cm}^2$  à 1,70 m de profondeur.

On adoptera des semelles superficielles isolées pour tous les poteaux, et on mettra un voile mince sur tout le pourtour de la construction au niveau du vide sanitaire. Les semelles seront chaînées par des longrines.

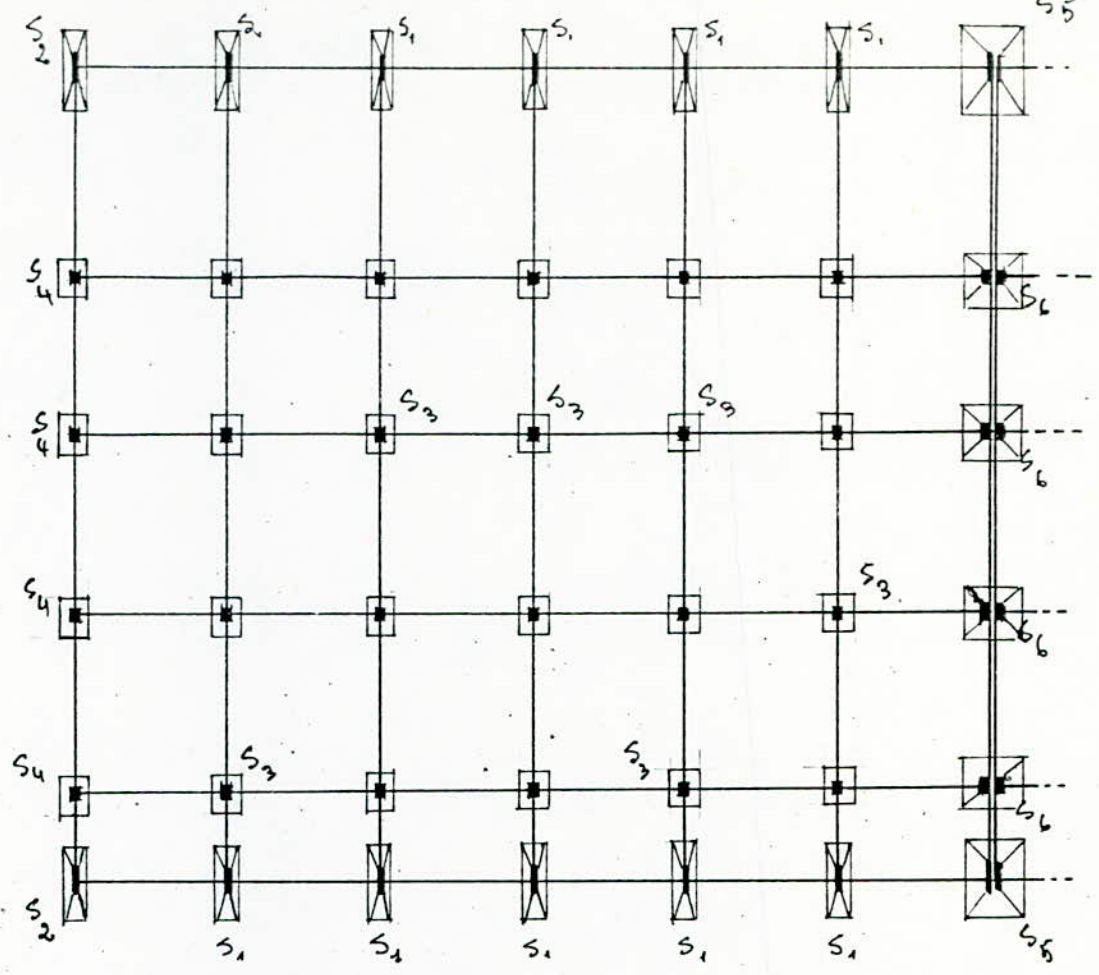
On mettra sous la semelle une couche de béton de propreté de 10 cm d'épaisseur.

La méthode de calcul sera la méthode des bielles exposée dans le chapitre (p 430).

Pour le calcul des semelles, on utilisera la contrainte du sol réduite; on déduit de la contrainte du sol, la contrainte provoquée par le poids propre de la semelle et des terres qui sont au-dessous, en supposant que le poids volumique de l'ensemble semelle-terre est de  $2000 \text{ kg/m}^3$ .

Pour la vérification avec le vent ( $P+G+V$ ), on majorera la contrainte du sol réduite de 33%.

Pour la vérification aux sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre on minorera la contrainte de rupture du sol de 25%.



Calcul de la contrainte réduite:  $\bar{\sigma}_{sr}$

ou a par unite' de surface:  $\Delta = \frac{2,6 + (2,6 \cdot 0,9)}{2} \times 2000 = 4300 \text{ kg/m}^2$

$\Delta = 0,43 \text{ kg/cm}^2$

d'où  $\bar{\sigma}_{sr} = \bar{\sigma}_s - \Delta = 3 - 0,43 = 2,57 \text{ kg/cm}^2$ .

Pour la vérification au vent (G+P+v):  $\bar{\sigma}'_{sr}$

$\bar{\sigma}'_{sr} = 1,33 \times \bar{\sigma}_{sr} = 1,33 \times 2,57 = 3,42 \text{ kg/cm}^2$ .

Pour la vérification du 2<sup>ème</sup> jume:  $\bar{\sigma}''_{sr}$

contrainte de rupture:  $\bar{\sigma}^+_{rup} = 3 \bar{\sigma}'_{sr} = 3 \times 2,57 = 7,68 \text{ kg/cm}^2$ .

et  $\bar{\sigma}''_{sr} = 0,75 \bar{\sigma}^+_{rup} = 0,75 \times 7,68 = 5,76 \text{ kg/cm}^2$ .

donc:

$\bar{\sigma}_{sr} = 2,57 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\bar{\sigma}'_{sr} = 3,42 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\bar{\sigma}''_{sr} = 5,76 \text{ kg/cm}^2$ .

- Semelle S<sub>1</sub>

a. Sous G + 1,2 P :  $N_{max} = 121,42 \text{ T}$ .

1. Coffrage:

On prend des semelles : tel que  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Et il faut :  $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sr}$

cad :

$$\frac{N}{AB} \leq \overline{\sigma}_{sr} \quad \text{avec } B = \frac{Ab}{a} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N \cdot a}{b \cdot \overline{\sigma}_{sr}}}$$

$a = 30 \text{ cm}$ ,  $b = 130 \text{ cm}$ .

$$A \geq \sqrt{\frac{121420 \times 30}{130 \times 2,57}} = 104,41 \text{ cm} \quad \text{on prend } A = 110 \text{ cm}.$$

d'où  $B = 480 \text{ cm}$ .

donc pour S<sub>1</sub> : (110 = A ; B = 480 cm).

et  $h \geq \begin{cases} \frac{A-a}{4} = \frac{110-30}{4} = 20 \text{ cm} \\ \frac{B-b}{4} = \frac{480-130}{4} = 87,5 \text{ cm} \end{cases}$

Et la condition de poinçonnement de Capot :

$$h \geq 1,44 \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma}_{b0}}} = 1,44 \sqrt{\frac{121420}{67,5}} = 61,07 \text{ cm}$$

donc on prend :

$$h = 88 \text{ cm} \quad \text{et} \quad h_t = 92 \text{ cm}.$$

2. Ferraillage:

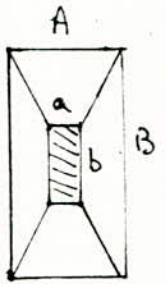
- Sens B :  $A_{1B} = \frac{N(B-b)}{8 h \overline{\sigma}_a} = \frac{121420 (480-130)}{8 \times 88 \times 2800} = 21,56 \text{ cm}^2$

on prend 12 T<sub>16</sub> (24,19 cm<sup>2</sup>)

avec un espacement  $e = 43,1 \text{ cm}$ . (en laissant 3 cm de chaque côté)

- Sens A :  $A_{1A} = \frac{N(A-a)}{8 \cdot h \cdot \overline{\sigma}_a} = \frac{121420 (110-30)}{8 \times 88 \times 2800} = 4,93 \text{ cm}^2$

on prend 4 T<sub>16</sub> (8,04 cm<sup>2</sup>) avec  $e = 34,6 \text{ cm}$ .



b. Sous G+P+V :  $N = 85,32 \text{ t}$  ;  $M = 10,82 \text{ t.m}$

$$\bar{\gamma}_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W} < \bar{\gamma}'_{sr} = 3,42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\gamma}_{1,2} = \frac{85320}{480 \times 110} \pm \frac{1082000 \times 6}{110 \times 480^2} = \begin{cases} \bar{\gamma}_1 = 1,88 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\gamma}'_{sr} \\ \bar{\gamma}_2 = 1,36 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\gamma}'_{sr} \end{cases}$$

$$\bar{\gamma}(B/4) = \frac{3\bar{\gamma}_1 + \bar{\gamma}_2}{4} = \frac{3 \times 1,88 + 1,36}{4} = 1,75 \text{ kg/cm}^2.$$

d'où  $Q_2 = \bar{\gamma}(B/4) \cdot S = 1,75 \times 480 \times 110 = 92400 \text{ kg}.$

Sens B :  $A_{2B} = \frac{Q_2(B-b)}{8 \cdot h \cdot \bar{\gamma}_a} = \frac{92400(480-130)}{8 \times 88 \times 2800} = 16,41 \text{ cm}^2$

ou prend  $10 \bar{T}_{16} \rightarrow 20,17 \text{ cm}^2$  avec  $e = 52,6 \text{ cm}.$

Sens A :  $A_{2A} = \frac{Q_2(A-a)}{8 \cdot h \cdot \bar{\gamma}_a} = \frac{92400(110-30)}{8 \times 88 \times 2800} = 3,75 \text{ cm}^2.$

ou prend  $4 \bar{T}_{14} \rightarrow 6,16 \text{ cm}^2$  avec  $e = 34,6 \text{ cm}.$

c. Vérification au 2<sup>ème</sup> genre :  $N = 127,881 \text{ t}$  ;  $M = 29,52 \text{ t.m}.$

$$\bar{\gamma}_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W} < \bar{\gamma}''_{sr} = 5,76 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\gamma}_{1,2} = \frac{127881}{480 \times 110} \pm \frac{2952000 \times 6}{110 \times 480^2} = \begin{cases} \bar{\gamma}_1 = 3,12 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\gamma}''_{sr} \\ \bar{\gamma}_2 = 1,72 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\gamma}''_{sr} \end{cases}$$

$$\bar{\gamma}(B/4) = \frac{3\bar{\gamma}_1 + \bar{\gamma}_2}{4} = 2,77 \text{ kg/cm}^2.$$

d'où

$$Q_3 = \bar{\gamma}(B/4) \cdot S = 2,77 \times 480 \times 110 = 146256 \text{ kg}.$$

Sens B :  $A_{3B} = \frac{Q_3(B-b)}{8 \cdot h \cdot \bar{\gamma}_a} = \frac{146256(480-130)}{8 \times 88 \times 2800} = 25,97 \text{ cm}^2$

$13 \bar{T}_{16} \rightarrow (26,2 \text{ cm}^2)$  et  $e = 39,5 \text{ cm}.$

$$\text{Sens A: } A_{3A} = \frac{Q_3(A-a)}{8 \cdot h \cdot \bar{v}_a} = \frac{146256(110-30)}{8 \cdot 88 \cdot 2800} = 5,94 \text{ cm}^2$$

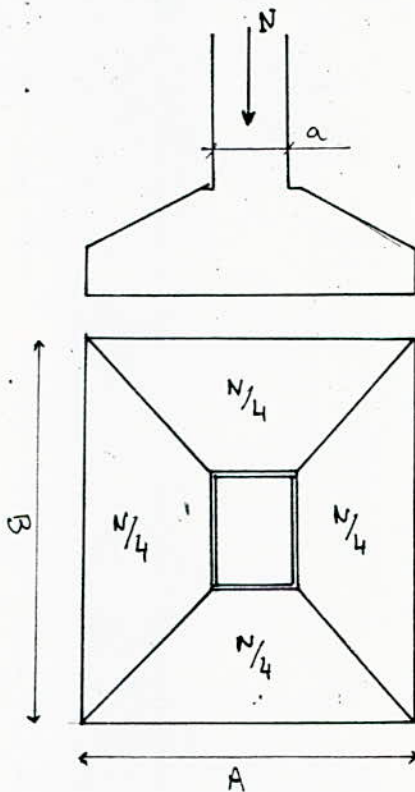
On prend  $6T_{14}$  ( $9,24 \text{ cm}^2$ ) avec  $e = 20,8 \text{ cm}$ .

Donc pour la semelle  $S_1$  : on adopte

sens B:  $13T_{16}$  avec  $e = 39,5 \text{ cm}$

et sens B:  $6T_{14}$  avec  $e = 20,8 \text{ cm}$ .

d. Etude de l'effort tranchant dans la semelle :



Nous considérons que l'effort normal appliqué sur la semelle se décompose en :

l'effort tranchant vaut  $N/4$  sur chacune des faces du poteau.

On a un effort normal  $N$  de

$$N = 121420 \text{ kg sur la semelle } S_1$$

Et la contrainte de cisaillement

$$\text{vaut : } \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{v}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$$

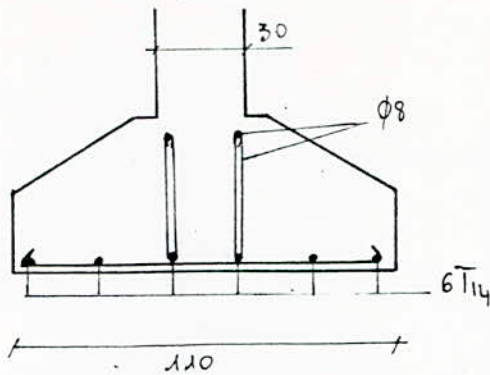
la contrainte de cisaillement suivant B :  $\tau_{bB \text{ max}}$ .

$$\tau_{bB \text{ max}} = \frac{N/4}{B \cdot z} = \frac{121420/4}{130 \times \frac{7}{8} \times 88} = 3,03 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

la contrainte de cisaillement suivant A :  $\tau_{bA \text{ max}}$ .

$$\tau_{bA \text{ max}} = \frac{N/4}{A \cdot z} = \frac{121420/4}{30 \times \frac{7}{8} \times 88} = 13,14 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\tau}_b$$

Donc il est nécessaire de mettre des aciers transversaux suivant A



Aciers transversaux dans le sens A  
 nous posons 2 étriers  $\phi 8$  ( $F_c E_{24}$ )  
 d'où  $A_t = 4 \times 0,5 = 2 \text{ cm}^2$ .

Espacement de 2 cours successifs :  $t = \frac{A_t \cdot \bar{V}_{at} \cdot 3}{T}$

$$f = \max\left(\frac{2}{3}; 1 - \frac{\sigma_b}{9\sqrt{\sigma_b}}\right) = \max\left(\frac{2}{3}; 1 - \frac{13,14}{9 \times 5,9}\right) = 0,87$$

$$\bar{V}_{at} = f \cdot V_{en} = 0,87 \times 2400$$

$$t = \frac{2 \times 0,87 \times 2400 \times 7/8 \times 88}{121420/4} = 10,59 \text{ cm.}$$

et

$$\bar{t} = \max\left(0,2h; h\left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\sqrt{\sigma_b}}\right)\right) = \max(17,6; 57,64) = 57,64 \text{ cm.}$$

donc on mettra 13 cours dont le premier cours à  $t = 5 \text{ cm}$   
 et les autres espacés de  $t = 10 \text{ cm}$ .

- Semelle S<sub>2</sub>

$$N = 61,213 \text{ t} ; M = 8,96 \text{ t.m.} ; \bar{V}_{sr} = 2,57 \text{ kg/cm}^2.$$

1. Sous G + 1,2P

a. Coffrage :

$$\bar{V} = \frac{N}{B \cdot A} \leq \bar{V}_{sr} ; \frac{A}{a} = \frac{B}{b} ; a = 30 \text{ cm} ; b = 130 \text{ cm.}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N \cdot a}{b \cdot \bar{V}_{sr}}} = \sqrt{\frac{61213 \cdot 30}{130 \cdot 2,57}} = 74,14 \text{ cm.} ; B \geq 433,33 \text{ cm.}$$

On prend :

$$A = 100 \text{ cm} \text{ et } B = 440 \text{ cm.}$$

$$h \geq \begin{cases} \frac{A-a}{4} = \frac{100-30}{4} = 17,5 \text{ cm} \\ \frac{B-b}{4} = \frac{-130+440}{4} = 77,5 \text{ cm.} \end{cases} ; \text{ et } h \geq 1,44 \sqrt{\frac{M}{\bar{V}_{sr}}} = 1,44 \sqrt{\frac{61213}{67,5}} = 43,4 \text{ cm}$$

ou prend :  
 $h = 78 \text{ cm} \text{ et } h_t = 82 \text{ cm.}$

b. Ferrailleage :

$$\bar{\nu}_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W} = \frac{61213}{100 \times 440} \pm \frac{896000 \times 6}{100 \times 440^2}$$

$$\bar{\nu}_1 = 1,67 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\nu}_2 = 1,11 \text{ sont inférieurs à } \bar{\nu}_{Sr} = 2,57 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\nu}_1(B/4) = \frac{3\bar{\nu}_1 + \bar{\nu}_2}{4} = 1,53 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_1 = \bar{\nu}_1(B/4) \cdot S = 1,53 \times 100 \times 440 = 67320 \text{ kg.}$$

$$\text{Sens B: } A_{1B} = \frac{Q_1(B-b)}{8 \cdot h \cdot \bar{\nu}_a} = \frac{67320(440-130)}{8 \times 78 \times 2800} = 11,95 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend } 8T14 (12,32 \text{ cm}^2) \text{ et } e = 62 \text{ cm.}$$

$$\text{Sens A: } A_{1A} = \frac{Q_1(A-a)}{8 \cdot h \cdot \bar{\nu}_a} = \frac{67320(100-30)}{8 \times 78 \times 2800} = 2,7 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend } 4T12 (4,52 \text{ cm}^2) \text{ et } e = 31,3 \text{ cm.}$$

2. Sous G+P+V :

$$N = 61213 \text{ kg} ; M = 8,209 \text{ t.m.} ; \bar{\nu}'_{Sr} = 3,42 \text{ kg/cm}^2 :$$

$$\bar{\nu}_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W} = \frac{61213}{100 \times 440} \pm \frac{820900 \times 6}{100 \times 440^2} \left\{ \begin{array}{l} \bar{\nu}_1 = 1,645 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\nu}_2 = 1,135 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. < \bar{\nu}'_{Sr}$$

$$\bar{\nu}_2(B/4) = \frac{3\bar{\nu}_1 + \bar{\nu}_2}{4} = 1,52 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_2 = \bar{\nu}_2(B/4) \cdot S = 1,52 \times 100 \times 440 = 66880 \text{ kg}$$

$$\text{Sens B: } A_{2B} = \frac{Q_2(B-b)}{8 \cdot h \cdot \bar{\nu}_a} = 11,86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens A: } A_{2A} = 1,67 \text{ cm}^2 .$$

3. Serification sous le 2<sup>ème</sup> genre :

$$N = 66474 \text{ kg} ; M = 10,072 \text{ t.m.} ; \bar{\nu}''_{Sr} = 5,76 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\nu}_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W} = \frac{66474}{100 \times 440} \pm \frac{1007200 \times 6}{100 \times 440^2} = \left\{ \begin{array}{l} \bar{\nu}_1 = 1,832 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\nu}_2 = 1,208 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. < \bar{\nu}''_{Sr}$$

$$\bar{\nu}_2(B/4) = \frac{3\bar{\nu}_1 + \bar{\nu}_2}{4} = 1,676 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_3 = \bar{\nu}_2(B/4) \cdot S = 1,676 \times 100 \times 440 = 81118,4 \text{ kg}$$

$$\text{Sens B: } A_{3B} = \frac{Q_3(B-b)}{8 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{81118,4 (440-130)}{8 \times 78 \times 2800} = 14,39 \text{ cm}^2$$

On prend :  $10T_{14}$  ( $15,39 \text{ cm}^2$ ) avec  $e = 48,2 \text{ cm}$

$$\text{Sens A: } A_{3A} = \frac{Q_3(A-a)}{8 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{81118,4 (100-30)}{8 \times 78 \cdot 2800} = 3,25 \text{ cm}^2$$

On prend :  $6T_{12}$  ( $6,78 \text{ cm}^2$ ) avec  $e = 20,8 \text{ cm}$ .

Donc pour la semelle  $S_2$  : on adopte

Sens B :  $10T_{14}$  avec  $e = 48,2 \text{ cm}$ .

et Sens A :  $6T_{12}$  avec  $e = 20,8 \text{ cm}$ .

#### 4. Effort tranchant:

$$\bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$$

- Contrainte de cisaillement

$$\text{suivant B: } \sigma_{bB \text{ max}} = \frac{61213/4}{130 \times 7/8 \times 78} = 1,72 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$\text{suivant A: } \sigma_{bA \text{ max}} = \frac{61213/4}{30 \times 7/8 \times 78} = 7,47 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_b$$

Donc il est nécessaire de mettre des armatures transversales dans le sens A.

On prend 2 étriers  $\phi 8$  (FeE24), soit  $A_t = 4 \times 0,5 = 2 \text{ cm}^2$

et l'espacement de 2 crous consécutifs  $t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot 3}{1}$

avec  $f = \max\left(\frac{2}{3}; 1 - \frac{\sigma_b}{9\bar{\sigma}_b}\right) = 0,86 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = (0,86 \times 2400) \text{ kg/cm}^2$ .

$$t = \frac{2 \times 0,86 \times 2400 \times 7/8 \times 78}{61213/4} = 18,41 \text{ cm}$$

et  $\bar{t} = \max\left(0,2h; h\left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b}\right)\right) = 48,4 \text{ cm}$  } on prend  $t = 16,25$ .

On prendra 7 crous dont le premier est à  $t = 8 \text{ cm}$ , puis  $t = 16,25 \text{ cm}$ .



Semelle S<sub>3</sub> : Sous G+1,2P.

$$\bar{\sigma}_{sr} = ? ; \Delta = \frac{2 + (2 - 0,9)}{2} \times 2000 = 3100 \text{ kg/m}^2 = 0,31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{sr} = \bar{\sigma}_s - \Delta = 3 - 0,31 = 2,69 \text{ kg/cm}^2.$$

Donc la contrainte de réduction  $\bar{\sigma}'_{sr}$  pour les semelles S<sub>3</sub>, S<sub>4</sub> et S<sub>6</sub> est de 2,69 kg/cm<sup>2</sup>.

a. Coffrage:

$$a \times b = (30 \times 30) \text{ cm}^2. \Rightarrow A = B.$$

$$\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sr} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sr}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sr}}}$$

$$N = 61857 \text{ t.}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{61857}{2,69}} = 151,64 \text{ cm} \quad \text{on prend } A = B = 160 \text{ cm.}$$

et

$$h \geq \frac{A - a}{4} = \frac{160 - 30}{4} = 32,5$$

ou prend  $h = 45 \text{ cm}$  et  $h_f = 48 \text{ cm}$ .

$$h \geq 1,44 \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{b0}}} = 1,44 \sqrt{\frac{61857}{67,5}} = 43,6$$

b. Ferraillage:

Dans les 2 sens :

$$A = \frac{2(B - b)}{8 - h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{N(A - a)}{8 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{61857(160 - 30)}{8 \times 45 \times 2800} = 7,98 \text{ cm}^2.$$

donc on prend, pour la semelle S<sub>3</sub> dans les 2 sens

$$8 T_{14} (12,32 \text{ cm}^2) \quad \text{avec } e = 22 \text{ cm. (en laissant 3 cm de chaque côté)}$$

c. Effort tranchant:

$$\bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2.$$

. Contrainte de cisaillement dans les 2 sens A et B.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{61857/4}{30 \times 7/8 \times 45} = 13,09 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_b$$

Donc il est nécessaire de mettre des armatures transversales dans les 2 sens

On prendra 2 étriers  $\phi 8$  (Fe E24)

$$\text{c'est à dire } A = 4 \times 0,5 = 2 \text{ cm}^2$$

et l'espacement de 2 cours successifs est de

$$t = \frac{A_t \cdot \sigma_{at} \times 3}{f}$$

$$\text{avec } \sigma_{at} = f \cdot \sigma_{en} \text{ ou } f = \max\left(\frac{2}{3}; 1 - \frac{\sigma_b}{9\sqrt{f_c}}\right)$$

$$f = \max\left(\frac{2}{3}; 1 - \frac{13,09}{9 \times 5,9}\right) = 0,75$$

$$\text{d'où } t = \frac{2 \times 0,75 \times 2400 \times 7/8 \times 45}{61857/4} = 9,17 \text{ cm.}$$

$$\text{et } \bar{t} = \max\left(0,2h; h\left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\sqrt{f_c}}\right)\right) = \max(9; 15,05) = 15,05 \text{ cm.}$$

On prendra 4 cours d'armature transversale

$$(a' 3; 8, 8, 8, 3).$$

#### Semelle S<sub>4</sub>

$$\text{a. Sous } G+1,2P : N = 28 \text{ t.}$$

$$\text{- coffrage : } a = b = 30 \text{ cm} \Rightarrow A = B.$$

$$\text{et } A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sr}}} = \sqrt{\frac{28000}{2,69}} = 102,02 \text{ cm. on prend } A = B = 110 \text{ cm.}$$

et

$$\left. \begin{array}{l} h \geq \frac{A-a}{4} = \frac{110-30}{4} = 20 \text{ cm.} \\ h \geq 1,44 \sqrt{\frac{N}{\sigma_b}} = 1,44 \sqrt{\frac{28000}{67,5}} = 29,3 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ on prend } h = 30 \text{ cm, et } h_f = 33 \text{ cm}$$

- Ferraillage :

$$A = A_B = A_A = \frac{N(B-b)}{8 \cdot h \cdot \sigma_a} = \frac{28000(110-30)}{8 \times 30 \times 2800} = 3,33 \text{ cm}^2$$

on prend  $6 \bar{T}_{14}$  ( $9,24 \text{ cm}^2$ ) avec  $e = 20,8 \text{ cm}$ .

b. Effort tranchant :  $\bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$

. Contrainte de cisaillement pour les 2 sens A et B.

$$\sigma_b = \frac{28000/4}{30 \times 7/8 \times 30} = 8,89 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_b$$

Donc il est nécessaire de mettre des armatures transversales suivant les 2 sens A et B.

On mettra 2 étriers  $\phi 8$  (Fe E24) d'où  $A_t = 2 \text{ cm}^2$  et l'espacement de 2 cours consécutifs sera de  $t$  tel que :

$$t = \frac{A_t \sqrt{\sigma_b}}{T}$$

avec  $\rho = \max\left(\frac{2}{3}; 1 - \frac{\sigma_b}{9\bar{\sigma}_b}\right) = \max\left(\frac{2}{3}; 0,83\right) = 0,83$

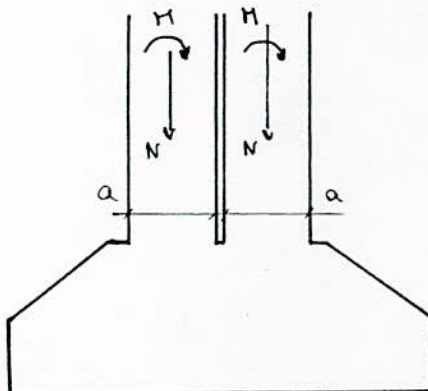
$$t = \frac{2 \times 0,83 \times 2400 \times 7/8 \times 30}{28000/4} = 14,84 \text{ cm.}$$

$$) t = 12 \text{ cm.}$$

et  $\bar{t} = \max(0,2h; h(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b})) = 16,44 \text{ cm.}$

on mettra 3 cours. (3, 12, 12, 3)

### Semelle S5



Nous calculons cette semelle comme s'il n'y avait qu'un seul poteau de section  $(2a \times b)$  et sollicité par  $2N$  et  $2M$ .

a. Sous  $G + 1,2P$  :

$$N = 122426 \text{ kg}; \quad M = 17,92 \text{ t.m}; \quad \bar{\sigma}_{sr} = 2,57 \text{ kg/cm}^2.$$

1. Coffrage:  $a = 60 \text{ cm}$ ;  $b = 130 \text{ cm}$ ;  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ ;

$$\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sr} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N \cdot a}{b \cdot \bar{\sigma}_{sr}}} = \sqrt{\frac{122426 \cdot 60}{130 \times 2,57}} = 148,28 \text{ cm.}$$

on prendra :  $A = 180 \text{ cm}$  et  $B = 350 \text{ cm}$ .

et

$$h \geq \begin{cases} \frac{A-a}{4} = \frac{180-60}{4} = 30 \text{ cm.} \\ \frac{B-b}{4} = \frac{350-130}{4} = 55 \text{ cm.} \end{cases} \left. \begin{array}{l} \text{on prend } h = 62 \text{ cm et} \\ h_t = 65 \text{ cm.} \end{array} \right\}$$

$$h \geq 1,44 \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{b0}}} = 1,44 \sqrt{\frac{122426}{67,5}} = 61,33$$

2. Ferraillage:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W} = \frac{122426}{180 \times 350} \pm \frac{1792000 \times 6}{180 \times 350^2} = \begin{cases} \sigma_1 = 3,44 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1,46 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} < \bar{\sigma}_{sr}$$

$$\sigma_1(B/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,195 \text{ kg/cm}^2$$

et  $Q_1 = \sigma_1(B/4) \cdot S = 2,195 \times 180 \times 350 = 138285 \text{ kg.}$

Sens B:  $A_{1B} = \frac{Q_1(B-b)}{8 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{138285(350-130)}{8 \times 62 \times 2800} = 21,90 \text{ cm}^2$ .

on prend 15  $T_{14}$  ( $23,09 \text{ cm}^2$ ) avec  $e = 26,7 \text{ cm}$ .

Sens A:  $A_{1A} = \frac{Q_1(A-a)}{8 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{138285(180-60)}{8 \times 62 \times 2800} = 11,94 \text{ cm}^2$

on prend 8  $T_{14}$  ( $12,32 \text{ cm}^2$ ) avec  $e = 24,86 \text{ cm}$ .

b. Sous G+P+V:

$$N = 122426 \text{ kg}; M = 11,55 \text{ t.m.}; \bar{\sigma}'_{sr} = 3,42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W} = \frac{122426}{180 \times 350} \pm \frac{1155000 \times 6}{180 \times 350^2} = \begin{cases} \sigma_1 = 2,26 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1,62 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} < \bar{\sigma}'_{sr}$$

$$\sigma_2(B/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,1 \text{ kg/cm}^2$$

$Q_2 = \sigma_2(B/4) \cdot S = 2,1 \times 180 \times 350 = 132300 \text{ kg.}$

$$\text{Sens B: } A_{2B} = \frac{Q_2(B-b)}{8 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{132300(350-130)}{8 \times 62 \times 2800} = 20,95 \text{ cm}^2$$

ou prend  $15 T_{14}$  ( $23,09 \text{ cm}^2$ ) avec  $e = 26,7 \text{ cm}$ .

$$\text{Sens A: } A_{2A} = \frac{Q_2(A-a)}{8 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{132300(180-60)}{8 \cdot 62 \cdot 2800} = 11,43 \text{ cm}^2$$

ou prend  $8 T_{14}$  ( $12,32 \text{ cm}^2$ ) avec  $e = 24,86 \text{ cm}$ .

c. Vérification sous le 2<sup>ème</sup> genre:

$$N = 133488 \text{ kg}; \quad M = 17,906 \text{ t.m}; \quad \bar{\sigma}_{sr}'' = 5,76 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W} = \frac{133488}{180 \times 350} \pm \frac{1790600 \times 6}{180 \times 350^2} = \left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 2,64 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1,63 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} < \bar{\sigma}_{sr}''$$

$$\sigma_3(B/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,365 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{et } Q_3 = \sigma_3(B/4) \cdot S = 2,365 \times 180 \times 350 = 148995 \text{ kg}.$$

$$\text{Sens B: } A_{3B} = \frac{Q_3(B-b)}{8 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{148995(350-130)}{8 \cdot 62 \cdot 2800} = 23,6 \text{ cm}^2$$

ou prend:  $16 T_{14}$  ( $24,63 \text{ cm}^2$ ) avec  $e = 24,9 \text{ cm}$ .

$$\text{Sens A: } A_{3A} = \frac{Q_3(A-a)}{8 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{148995(180-80)}{8 \cdot 62 \cdot 2800} = 12,87 \text{ cm}^2.$$

ou prend:  $10 T_{14}$  ( $15,39 \text{ cm}^2$ ) avec  $e = 19,3 \text{ cm}$ .

Donc pour la semelle  $S_5$  on aura:

Sens B:  $16 T_{14}$  avec  $e = 24,9 \text{ cm}$ .

Sens A:  $10 T_{14}$  avec  $e = 19,3 \text{ cm}$ .

d. Effort tranchant: on a  $\bar{\tau}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$ .

. contraintes de cisaillement:

$$\text{Sens B: } \sigma_{bB\max} = \frac{122426/4}{130 \times 7/8 \cdot 62} = 4,34 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$\text{Sens A: } \sigma_{bA\max} = \frac{122426/4}{60 \times 7/8 \cdot 62} = 9,4 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_b$$

Donc il est nécessaire de mettre des aciers transversaux suivant A.

et on met : 4 étriers  $\phi 8$  (FeE24)

c'est à dire  $A_t = 4 \text{ cm}^2$ .

et l'espacement entre 2 cours consécutifs sera de  $t$  :

$$t = \frac{A_t \cdot \sigma_{at} \cdot \beta}{T} \quad \text{avec } \beta = \left( \frac{2}{3}; 1 - \frac{\sigma_b}{9\bar{\sigma}_b} \right) = 0,823$$

$$t = \frac{4 \times 0,823 \times 2400 \cdot 7/8 \cdot 62}{122426/4} = 14,004 \text{ cm.}$$

$$\text{et } E = \text{moy} (0,2h; h(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b})) = 32,36 \text{ cm.} \quad \left. \vphantom{E} \right\} \text{ on prend } t = 13 \text{ cm.}$$

et on mettra 10 cours (3, 10, ...).

### Semelle S6

$$\text{a. Sous } G + 1,2 P : N = 45,844 \text{ t. ; } \bar{\sigma}_{sr} = 2,69 \text{ kg/cm}^2.$$

$$1. \text{ Coffrage: } a = 60 \text{ cm ; } b = 30 \text{ cm.}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \quad \text{et } T = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sr}$$

$$\text{d'où } A \geq \sqrt{\frac{N \cdot a}{b \cdot \bar{\sigma}_{sr}}} = \sqrt{\frac{45844 \times 60}{30 \cdot 2,69}} = 184,62 \text{ cm}$$

$$\text{on prend } A = 200 \text{ cm et } B = 100 \text{ cm.}$$

$$\text{et } h \geq \begin{cases} \frac{A-a}{4} = \frac{200-60}{4} = 35 \text{ cm.} \\ \frac{B-a}{4} = \frac{100-30}{4} = 17,5 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$h \geq 1,44 \sqrt{\frac{N}{\sigma'_{b0}}} = 1,44 \sqrt{\frac{45844}{67,5}} = 37,5 \text{ cm}$$

$$\text{on prend } h = 38 \text{ cm et } h_t = 41 \text{ cm.}$$

2. Ferrailage:

$$\text{Sens A: } A_A = \frac{N(A-a)}{8 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{45844(200-60)}{8 \cdot 38 \cdot 2800} = 7,54 \text{ cm}^2$$

on prend  $8 \bar{T}_{14} (12,32 \text{ cm}^2)$  avec  $e = 27,7 \text{ cm}$ .

$$\text{Sens B: } A_B = \frac{N(B-b)}{8 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{45844(100-30)}{8 \cdot 38 \cdot 2800} = 3,77 \text{ cm}^2$$

on prend:

$4 \bar{T}_{14} (6,16 \text{ cm}^2)$  avec  $e = 31,3 \text{ cm}$ .

b. Effort tranchant:

on a  $\bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$ .

Contraintes de cisaillement:

$$\text{suivant B: } \tau_{bB \text{ max}} = \frac{45844/4}{30 \times 7/8 \times 38} = 11,49 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\tau}_b$$

$$\text{suivant A: } \tau_{bA \text{ max}} = \frac{45844/4}{60 \times 7/8 \times 38} = 5,74 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

Donc il est nécessaire de mettre des armatures transversales suivant B; et on a 2 étriers  $\phi 8$  ( $F_c E_{24}$ ).

$$\text{d'où } A_t = 4 \times 0,5 = 2 \text{ cm}^2.$$

et l'espacement entre 2 cours successifs est de  $t$ :

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot 3}{\tau} \quad \text{avec } \bar{\sigma}_{at} = \rho \cdot \bar{\sigma}_{eu} \quad (\bar{\sigma}_{eu} = 2400 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\rho = \max\left(\frac{2}{3}; 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}_a}\right) = 0,78.$$

$$t = \frac{2 \times 0,78 \times 2400 \times 7/8 \times 38}{45844/4} = 10,86 \text{ cm}.$$

}  $t = 10 \text{ cm}$ .

$$\bar{t} = \max\left(0,2h; h\left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a}\right)\right) = \max(7,6; 15,8) = 15,8 \text{ cm}$$

On prendra 6 cours (5, 6, 6, ...).

### 7.1 Voile

Calcul du voile périphérique.

On prendra :  $\varphi = 25^\circ$  et  $\Delta = 1800 \text{ kg/m}^2$ .

Le voile est soumis à  $Q_1$  et  $Q_2$  dues à la poussée des terres et à la surcharge  $q$  ( $q = 400 \text{ kg/m}^2$ ).

$Q_1$  : poussée des terres appliquée à  $h/3$

et  $Q_2$  : due à  $q$  appliquée à  $h/2$ .

avec

$$h = 2,4 \text{ m.}$$

Calcul de  $Q_1$  et  $Q_2$  :

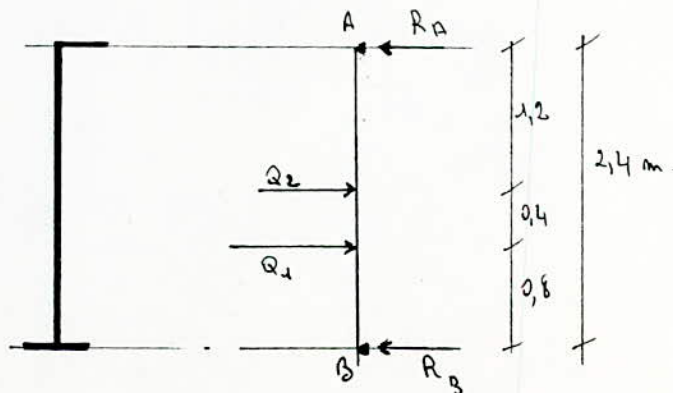
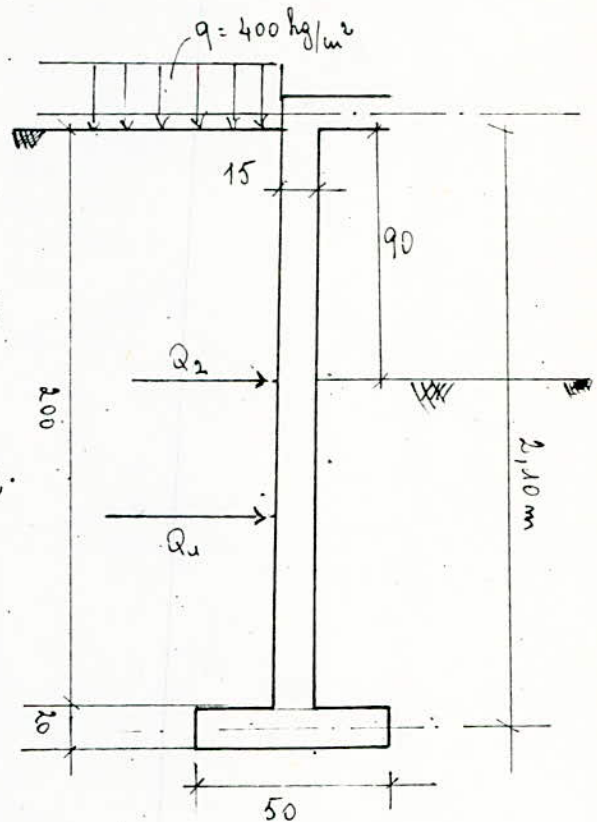
on a :

$$Q_1 = A \Delta \frac{h^2}{2} \quad \text{et} \quad Q_2 = A q \cdot h.$$

$$\text{avec} \quad A = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2}\right) = 0,409$$

$$\text{donc} \quad Q_1 = A \Delta \frac{h^2}{2} = 0,409 \times 1800 \times \frac{2,4^2}{2} \approx 2105 \text{ kg/ml.}$$

$$\text{et} \quad Q_2 = A q \cdot h = 0,409 \times 400 \times 2,4 \approx 390 \text{ kg/ml.}$$





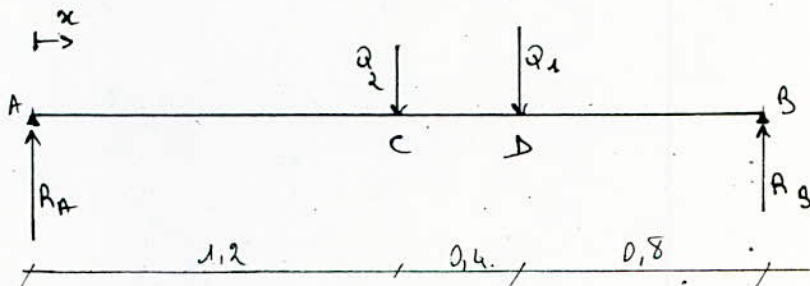
- Détermination de  $R_A$  et  $R_B$  :

$$\sum M/A = 0 = R_B \times 2,4 - Q_1 \times 0,8 - Q_2 \times 1,2 = 0$$

$$R_B = \frac{Q_1 \times 0,8 + Q_2 \times 1,2}{2,4} = \frac{2105 \times 0,8 + 390 \times 1,2}{2,4} = 896,6 \text{ kg}$$

$$R_A = Q_2 + Q_1 - R_B = 2105 + 390 - 896,6 = 1598,3 \text{ kg.}$$

- Détermination du moment maximum.



$$x \in A-C \quad M_x = R_A \cdot x \quad \left. \begin{array}{l} M_A = 0 \\ M_C = 1918 \text{ kg.m.} \end{array} \right\}$$

$$x \in C-B \quad M_x = R_A x - Q_2 (x - 1,2) \quad \left. \begin{array}{l} M_C = 1918 \text{ kg.m.} \\ M_B = 2713,3 \text{ kg.m.} \end{array} \right\}$$

On calculera les armatures sous  $M = 2713,3 \text{ kg.m.}$   
à l'aide de la méthode du chapeau, sur une bande  
de 1m. ( $b = 100 \text{ cm}$ ,  $a = 15 \text{ cm}$ ,  $h = 12 \text{ cm}$ ).

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 271330}{2800 \times 100 \times 12^2} = 0,1009.$$

$$\rightarrow \epsilon = 0,8734 \quad ; \quad h = 24,6 \quad ; \quad \bar{k} = \frac{\sqrt{a}}{\sqrt{b}} = \frac{2800}{135} = 20,74.$$

$$\rightarrow A = \frac{M}{\epsilon \bar{k} \sigma_a} = \frac{271330}{0,8734 \times 12 \times 2800} = 9,25 \text{ cm}^2.$$

$20 \bar{T}_8 (10,06 \text{ cm}^2) \rightarrow e = 10 \text{ cm.}$  (Verticalement et horizontalement)

Pour le plancher rez-de-chaussée, c'est le voile qui va reprendre les moments calculés pour le portique longitudinal. on aura : ( $h = 2,4 \text{ m}$  ;  $M_{sp_1} = 8,209 \text{ t.m}$  ;  $M_{sp_2} = 10,072 \text{ t.m}$ ).

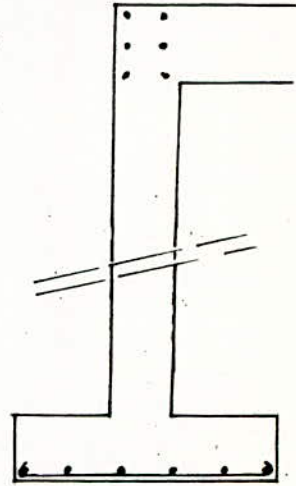
1<sup>er</sup> genre :

$$A = \frac{M_1}{h_0 \overline{\sigma}_a} = \frac{820900}{240 \cdot 2700} = 1,42 \text{ cm}^2$$

6 T<sub>10</sub> (6,78 cm<sup>2</sup>).

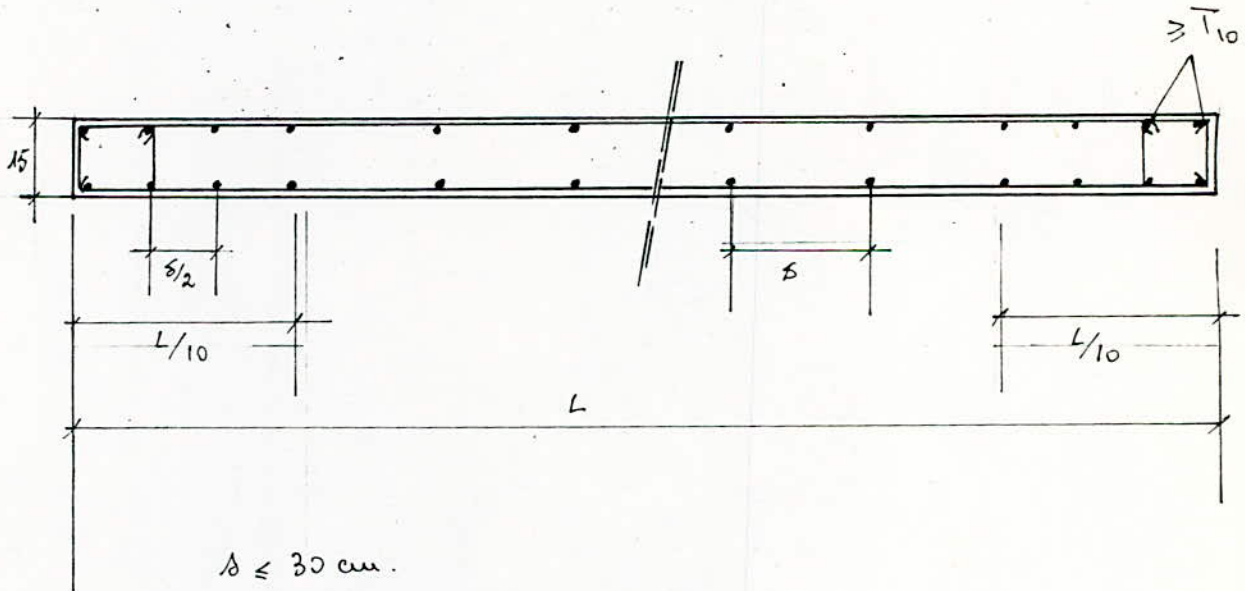
2<sup>ème</sup> genre :

$$A = \frac{M_2}{h_0 \overline{\sigma}_a} = \frac{1007200}{240 \cdot 4200} = 0,99 \text{ cm}^2$$



- D'après les R.P.A.80

On adoptera un ferrailage minimum.



$$s \leq 30 \text{ cm.}$$

on a  $L = 570 \text{ cm.}$  ,  $L/10 = 57 \text{ cm.}$

$h = 30 \text{ cm.}$  ,  $s/2 = 15 \text{ cm.}$

et on aura des T<sub>10</sub>.

## 8. ASPECT DYNAMIQUE DE LA POUTRE L.C.

P 158

8.1 Réponse sismique P 166

8.2 Utilisation du spectre de réponse des accélérations

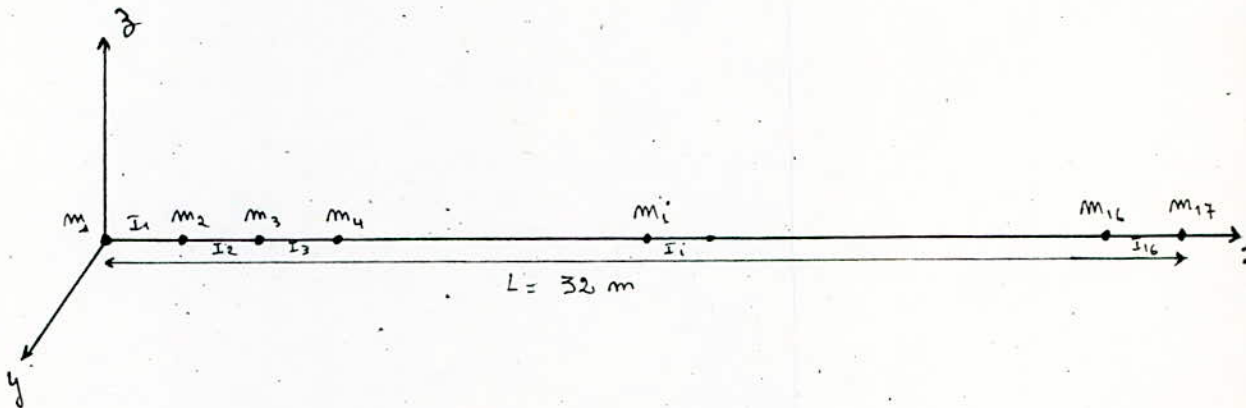
P 170

8.3 Vérifications

P 179

8. Aspect sur la dynamique de la poutre L.C.

Pour l'étude dynamique de la poutre en bois lamellé-collé, on assimilera cette dernière à un système mécanique simple.

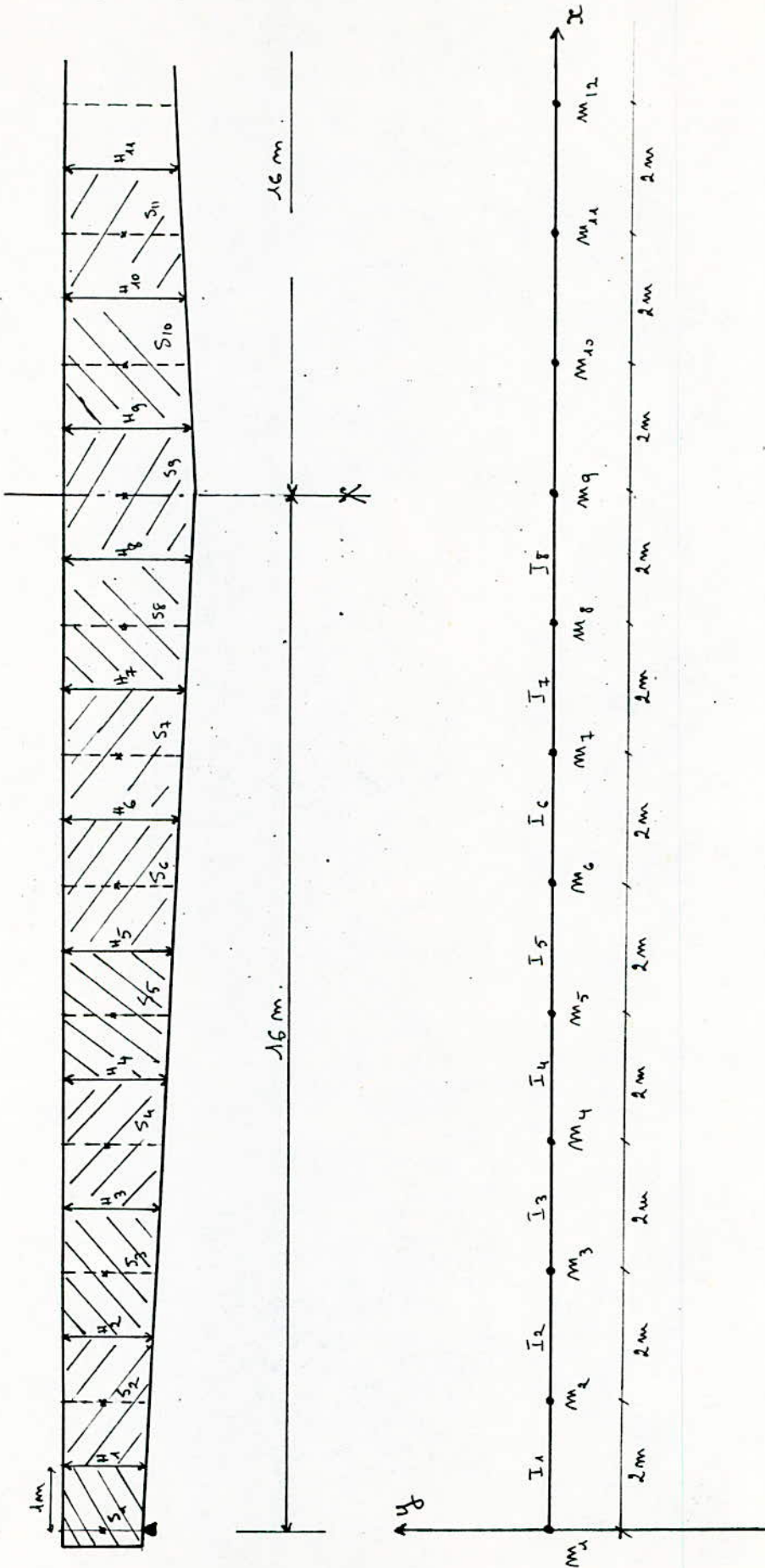


On divisera notre poutre en 16 parties de 2 m de long, et on calculera la masse de chaque partie, et ainsi on déterminera les masses ( $m_i$   $i=1, \dots, 17$ ) de notre système mécanique.

Pour le calcul de l'inertie de chaque tronçon, on supposera que la section de ce dernier est constante, et on prendra la hauteur moyenne de chaque tronçon (parce que notre poutre L.C. a une inertie variable).

Et pour l'étude dynamique, on se limitera aux vibrations longitudinales c'est-à-dire dans le plan  $xOz$ .

Et on supposera que les appuis de la poutre vibrent en phase.



- Calcul des masses  $m_i$ .

$$m = \rho V / 10. \quad (\text{masse}), \quad b = 18 \text{ cm.}$$

$H_i = h_0 + \frac{h_1 - h_0}{16} \times n_i$	$S_i = \text{surface rectangle} + \text{surface triangle}$	$m_i = 45 \times S_i \times b$
$H_1 = 1,2 + \frac{0,8}{16} \times 1 = 1,25 \text{ m}$	$S_1 = (h_0 \times 1) + (H_1 - h_0) \times \frac{1}{2} = 1,2 \times 1 + 0,05 \times \frac{1}{2} = 1,225 \text{ m}^2$	$m_1 = 53,03 \text{ kg}$
$H_2 = 1,2 + \frac{0,8}{16} \times 3 = 1,35 \text{ m}$	$S_2 = H_1 \times 2 + (H_2 - H_1) \times \frac{2}{2} = 1,25 \times 2 + 0,1 \times \frac{2}{2} = 2,6 \text{ m}^2$	$m_2 = 106 \text{ kg}$
$H_3 = \dots \times 5 = 1,45 \text{ m}$	$S_3 = H_2 \times 2 + (H_3 - H_2) \times \frac{2}{2} = 1,35 \times 2 + 0,1 \times \frac{2}{2} = 2,8 \text{ m}^2$	$m_3 = 108 \text{ kg}$
$H_4 = \dots \times 7 = 1,55 \text{ m}$	$S_4 = H_3 \times 2 + (H_4 - H_3) \times \frac{2}{2} = 1,45 \times 2 + 0,1 \times \frac{2}{2} = 3,0 \text{ m}^2$	$m_4 = 110 \text{ kg}$
$H_5 = 1,65 \text{ m}$	$S_5 = 3,2 \text{ m}^2$	$m_5 = 111 \text{ kg}$
$H_6 = 1,75 \text{ m}$	$S_6 = 3,4 \text{ m}^2$	$m_6 = 113 \text{ kg}$
$H_7 = 1,85 \text{ m}$	$S_7 = 3,6 \text{ m}^2$	$m_7 = 115 \text{ kg}$
$H_8 = 1,95 \text{ m}$	$S_8 = 3,8 \text{ m}^2$	$m_8 = 117 \text{ kg}$
$H_9 = 1,95 \text{ m}$	$S_9 = 2 \left[ H_8 \times 1 + \frac{2 - H_8}{2} \times 1 \right] = 3,95 \text{ m}^2$	$m_9 = 118 \text{ kg}$
$H_{10} = 1,85 \text{ m}$	$S_{10} = 3,8 \text{ m}^2$	$m_{10} = 117 \text{ kg}$
$H_{11} = 1,75 \text{ m}$	$S_{11} = 3,6 \text{ m}^2$	$m_{11} = 115 \text{ kg}$
$H_{12} = 1,65 \text{ m}$	$S_{12} = 3,4 \text{ m}^2$	$m_{12} = 113 \text{ kg}$
$H_{13} = 1,55 \text{ m}$	$S_{13} = 3,2 \text{ m}^2$	$m_{13} = 111 \text{ kg}$
$H_{14} = 1,45 \text{ m}$	$S_{14} = 3,0 \text{ m}^2$	$m_{14} = 110 \text{ kg}$
$H_{15} = 1,35 \text{ m}$	$S_{15} = 2,8 \text{ m}^2$	$m_{15} = 108 \text{ kg}$
$H_{16} = 1,25 \text{ m}$	$S_{16} = 2,6 \text{ m}^2$	$m_{16} = 106 \text{ kg}$
	$S_{17} = 1,225 \text{ m}^2$	$m_{17} = 53,03 \text{ kg}$

- Calcul des inerties:

$$I_i = \frac{b H_i^3}{12}$$

- Masses, coordonnées et inerties :

masses (t)	X (m)	Y (m)	Z (m)	$I = \frac{bH_i^3}{12} \text{ m}^4$
$m_1 = 0,05305$	0	-	-	
$m_2 = 0,106$	2	-	-	$I_1 = 0,032$
$m_3 = 0,108$	4	-	-	$I_2 = 0,041$
$m_4 = 0,110$	6	-	-	$I_3 = 0,051$
$m_5 = 0,111$	8	-	-	$I_4 = 0,062$
$m_6 = 0,113$	10	-	-	$I_5 = 0,075$
$m_7 = 0,115$	12	-	-	$I_6 = 0,089$
$m_8 = 0,117$	14	-	-	$I_7 = 0,106$
$m_9 = 0,118$	16	-	-	$I_8 = 0,124$
$m_{10} = 0,117$	18	-	-	$I_9 = 0,124$
$m_{11} = 0,115$	20	-	-	$I_{10} = 0,106$
$m_{12} = 0,113$	22	-	-	$I_{11} = 0,089$
$m_{13} = 0,111$	24	-	-	$I_{12} = 0,075$
$m_{14} = 0,110$	26	-	-	$I_{13} = 0,062$
$m_{15} = 0,108$	28	-	-	$I_{14} = 0,051$
$m_{16} = 0,106$	30	-	-	$I_{15} = 0,041$
$m_{17} = 0,05305$	32	-	-	$I_{16} = 0,032$

Nota: Les inerties sont moyennes et les valeurs sont arrondies au millième près.

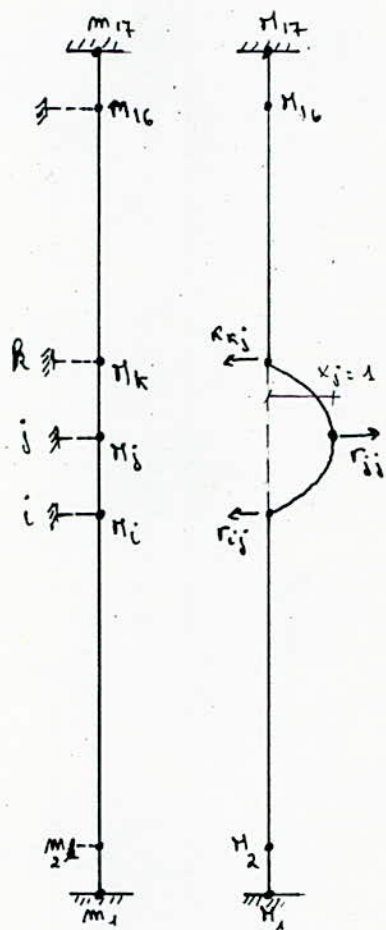
- Chaque masse se trouve en équilibre statique (fictif) sous l'action de la force d'inertie et des forces élastiques.

Soit la masse  $M_j$ , les forces qui la sollicitent sont :

$$F(ij) = - \frac{d^2 x_j}{dt^2} M_j \quad (\text{force d'inertie})$$

et

$$F(elj) = \sum_{k=1}^n r_{jk} x_k \quad (\text{force élastique})$$



Si on considère le système avec tous les degrés de liberté bloqués avec des appuis fictifs, et si on impose un déplacement  $x_j = 1$  à la masse  $j$  nous avons :

$r_{kj}$  la réaction dans l'appui "k".

lorsque la masse "j" effectue un déplacement  $x_j = 1$  ( $r_{jk} = r_{kj}$ )

$r_{ji}$  : la force qui produit  $x_j = 1$  pour  $k \neq j$

Le système d'équations d'équilibre sera donc :



$$\begin{aligned}
 M_1 \frac{d^2 x_1}{dt^2} + r_{11} \cdot x_1(t) + r_{12} \cdot x_2(t) + \dots + r_{1j} \cdot x_j(t) + \dots + r_{1n} \cdot x_n(t) &= 0 \\
 \vdots \\
 M_j \frac{d^2 x_j}{dt^2} + r_{j1} \cdot x_1(t) + r_{j2} \cdot x_2(t) + \dots + r_{jj} \cdot x_j(t) + \dots + r_{jn} \cdot x_n(t) &= 0 \\
 \vdots \\
 M_n \frac{d^2 x_n}{dt^2} + r_{n1} \cdot x_1(t) + r_{n2} \cdot x_2(t) + \dots + r_{nj} \cdot x_j(t) + \dots + r_{nn} \cdot x_n(t) &= 0
 \end{aligned}$$

Et en acceptant les solutions de la forme :

$$x_j(t) = A_j \sin(\omega t + \varphi_j) \quad \text{avec } j = 1, 2, \dots, j, \dots, n$$

nous obtenons un système d'équations algébriques linéaires :

$$(r_{11} - m_1 \omega^2) A_1 + r_{12} A_2 + \dots + r_{1j} A_j + \dots + r_{1n} A_n = 0$$

$$r_{j1} A_1 + r_{j2} A_2 + \dots + (r_{jj} - m_j \omega^2) A_j + \dots + r_{jn} A_n = 0$$

$$r_{n1} A_1 + r_{n2} A_2 + \dots + r_{nj} A_j + \dots + (r_{nn} - m_n \omega^2) A_n = 0$$

Et les conditions pour avoir des solutions non nulles sont :

le  $\det | \quad | = 0$  (appelée "matrice spectre des valeurs propres").

$$\begin{vmatrix}
 r_{11} - m_1 \omega^2 & r_{12} & \dots & r_{1j} & \dots & r_{1n} \\
 \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \dots & \vdots \\
 r_{j1} & r_{j2} & \dots & r_{jj} - m_j \omega^2 & \dots & r_{jn} \\
 \vdots & \vdots & \dots & \vdots & \dots & \vdots \\
 r_{n1} & r_{n2} & \dots & r_{nj} & \dots & r_{nn} - m_n \omega^2
 \end{vmatrix} = 0$$

la résolution de  $\det | | = 0$  nous donnera les valeurs des pulsations propres ( $\omega_j$ ) c'est-à-dire les périodes ( $T_j = \frac{2\pi}{\omega_j}$ ).

Et comme cette résolution demande à faire des calculs assez longs et compliqués, donc l'utilisation de l'ordinateur est si conseillée, surtout dans notre cas où le nombre des masses est assez important.

Donc on a utilisé le programme "SAP IV" c'est un programme américain qui permet d'obtenir les modes propres désirés ainsi que les valeurs propres.

Dans notre cas on a obtenu les cinq (05) premiers modes de vibrations de notre poutre L.C.

$$T_1 = 4,614 \text{ s}, \quad T_2 = 1,153 \text{ s}; \quad T_3 = 0,524 \text{ s}, \quad T_4 = 0,302 \text{ s} \\ \text{et } T_5 = 0,2 \text{ s}. \quad (\omega_i = \frac{2\pi}{T_i}).$$

Et pour chaque valeur de la pulsation propre  $\omega_i$ , le système nous donnera les valeurs des amplitudes  $A_{1j}, A_{2j}, \dots, A_{17j}$  en fonction d'une d'entre elles choisit arbitrairement.

Donc pour chaque mode de vibration, le programme "SAP IV" nous a donné les valeurs des amplitudes de chaque masse du système mécanique qu'on a choit (ces valeurs seront exposées dans ce qui suivra).

Ce qui nous permet de trouver la forme additionnelle :

$$f_{ji} = \frac{A_{jt}}{A_{m_1}}$$

Il existe une relation entre les coefficients d'influence de la méthode des forces ( $\delta_{jk}$ ) et les coefficients de rigidité ( $r_{jk}$ ) de la méthode des déplacements.

$$\|r_{jk}\| = \|\delta_{jk}\|^{-1}$$

Les formes sont orthogonales et que pour  $n$  degré de liberté cette condition peut s'écrire :

$$\sum_{j=1}^m m_j \rho_{ji} \rho_{jk}$$

$\rho_{ji}$  et  $\rho_{jk}$  représentent les formes propres qui correspondent respectivement à  $\omega_i$  et  $\omega_k$

La solution générale (déplacement total " $x_j$ ") sera obtenue en faisant la somme des déplacements  $x_{ji}$  dus à chaque mode propre de vibration.

$$x_j = \sum_{i=1}^m x_{ji} = \sum_{i=1}^m A_{ji} \sin(\omega_i t + \varphi_i)$$

Les constantes  $A_{ji}$  et  $\varphi_i$  seront obtenues en utilisant les conditions initiales du mouvement.

## 8-1 Réponse sismique

Hypothèse de calcul :

- On estime que la structure à étudier possède un coefficient d'amortissement  $\beta \approx 5\%$

- Sol de fondation ferme.

- Utilisation du spectre de réponse des accélérations :

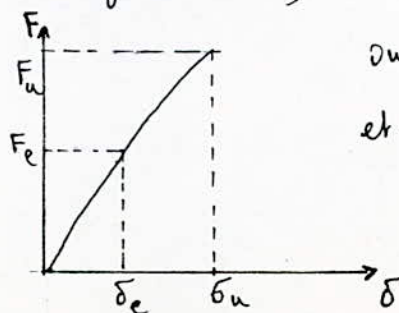
Pour le spectre de réponse, il y a lieu de se reporter aux "Commentaires sur les recommandations sismiques en Algérie" (H.C. SHAH).

Et le spectre proposé dans les règlements parasismiques algériens (RPA.80), à  $\beta = 10\%$  est constant, ne conviendra pas à notre cas, donc voir graphique I

$$S_a = f(\beta, T).$$

Aussi dans ce qui suivra, on traitera le comportement élastique de la structure en faisant appel à sa ductilité.

Et pour obtenir la ductilité ( $B$ ) du bois lamellé-collé il nous fallait, l'essai en flexion simple de ce dernier, mais n'ayant rien trouvé, on fait référence à l'essai en flexion simple du chêne fait par M<sup>re</sup> Dupont de l'institut forestier de l'INA. (c'était juste pour avoir un ordre de grandeur).



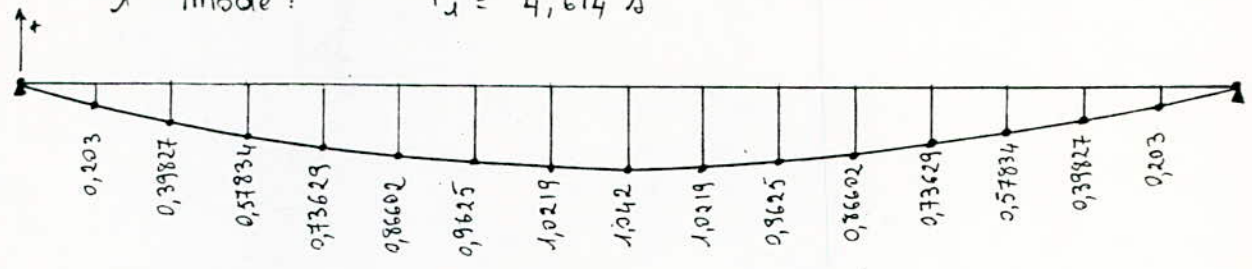
on pose  $\mu = \frac{\delta_u}{\delta_e}$   
 et la ductilité  $B = \frac{1}{2\mu}$

$$\text{On prend } \mu = \frac{\delta u}{\delta e} = 2 \quad \rightarrow \quad B = \frac{1}{2\mu} = \frac{1}{4}$$

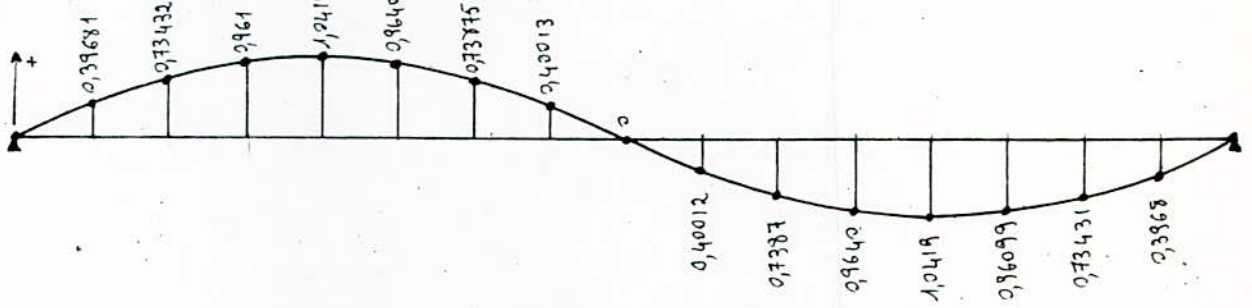
- Valeurs des amplitudes sous les différents modes de vibrations données par "SAP-IV"

numéros des masses	abscisses $X_z$	$T_1 = 4,614 \text{ s}$	$T_2 = 1,153 \text{ s}$	$T_3 = 0,524 \text{ s}$	$T_4 = 0,302 \text{ s}$	$T_5 = 0,21 \text{ s}$
		$U_{z1}$	$U_{z2}$	$U_{z3}$	$U_{z4}$	$U_{z5}$
1	0	0	0	0	0	0
2	2	-0,203	+0,39681	0,56546	0,69958	0,79584
3	4	-0,39827	0,73432	0,94735	1,009	0,92589
4	6	-0,57834	0,961	1,016	0,74035	0,25443
5	8	-0,73629	1,0419	0,74686	0,046306	-0,63062
6	10	-0,86602	0,96402	0,2298	-0,66673	-0,94108
7	12	-0,9625	0,73875	-0,36011	-0,97703	-0,39932
8	14	-1,0219	0,40013	-0,82137	-0,69922	0,50059
9	16	-1,042	-0,48792 $\cdot 10^4$	-0,99515	0,00028805	0,93338
10	18	-1,0219	-0,40012	-0,82144	0,68905	0,5009
11	20	-0,9625	-0,7387	-0,36015	0,97687	-0,39937
12	22	-0,86602	-0,9640	0,22981	0,66663	-0,94133
13	24	-0,73629	-1,0419	0,74689	-0,046308	-0,63079
14	26	-0,57834	-0,96099	1,0161	-0,74026	0,25451
15	28	-0,39827	-0,73431	0,94739	-1,0089	0,92616
16	30	-0,203	-0,3968	0,56549	-0,69949	0,79608
17	32	0	0	0	0	0

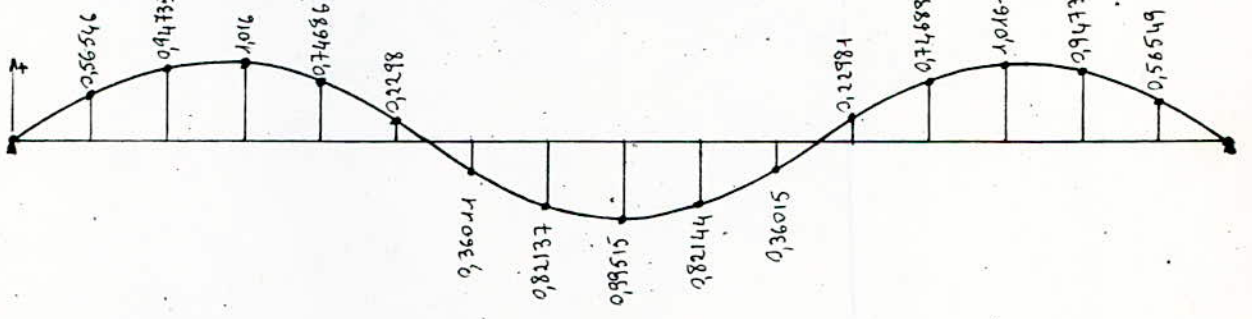
1<sup>ere</sup> Mode :  $T_1 = 4,614 \text{ s}$



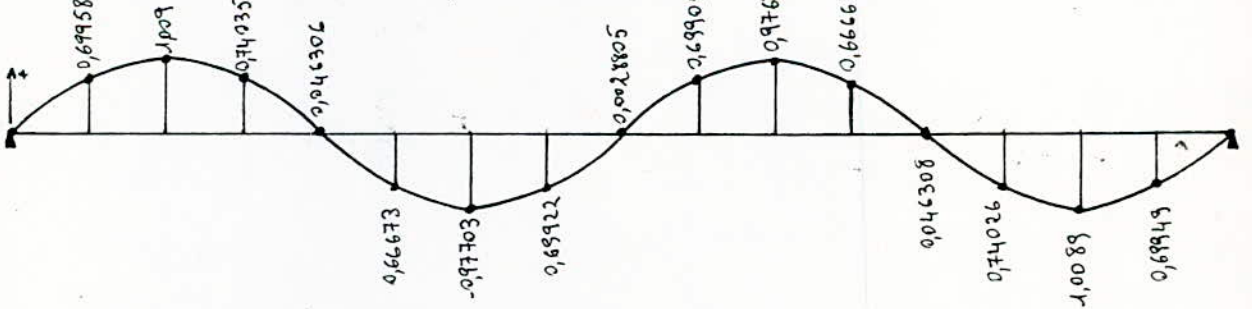
2<sup>eme</sup> Mode :  $T_2 = 1,153 \text{ s}$



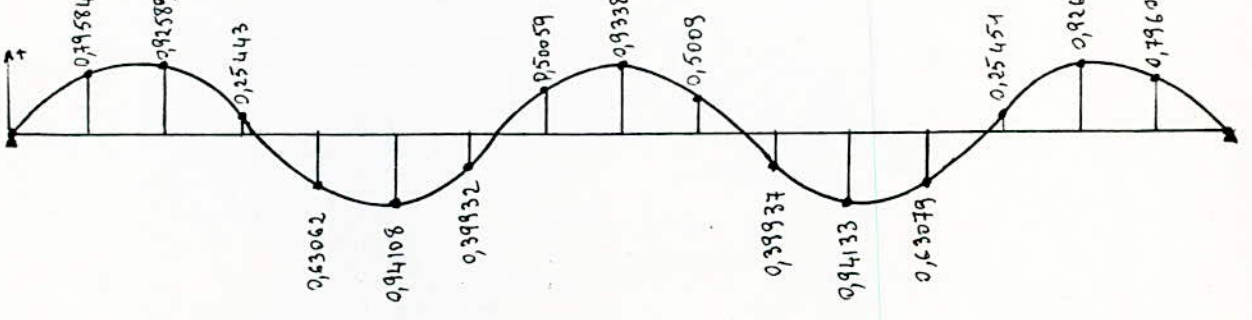
3<sup>eme</sup> Mode :  $T_3 = 0,524 \text{ s}$

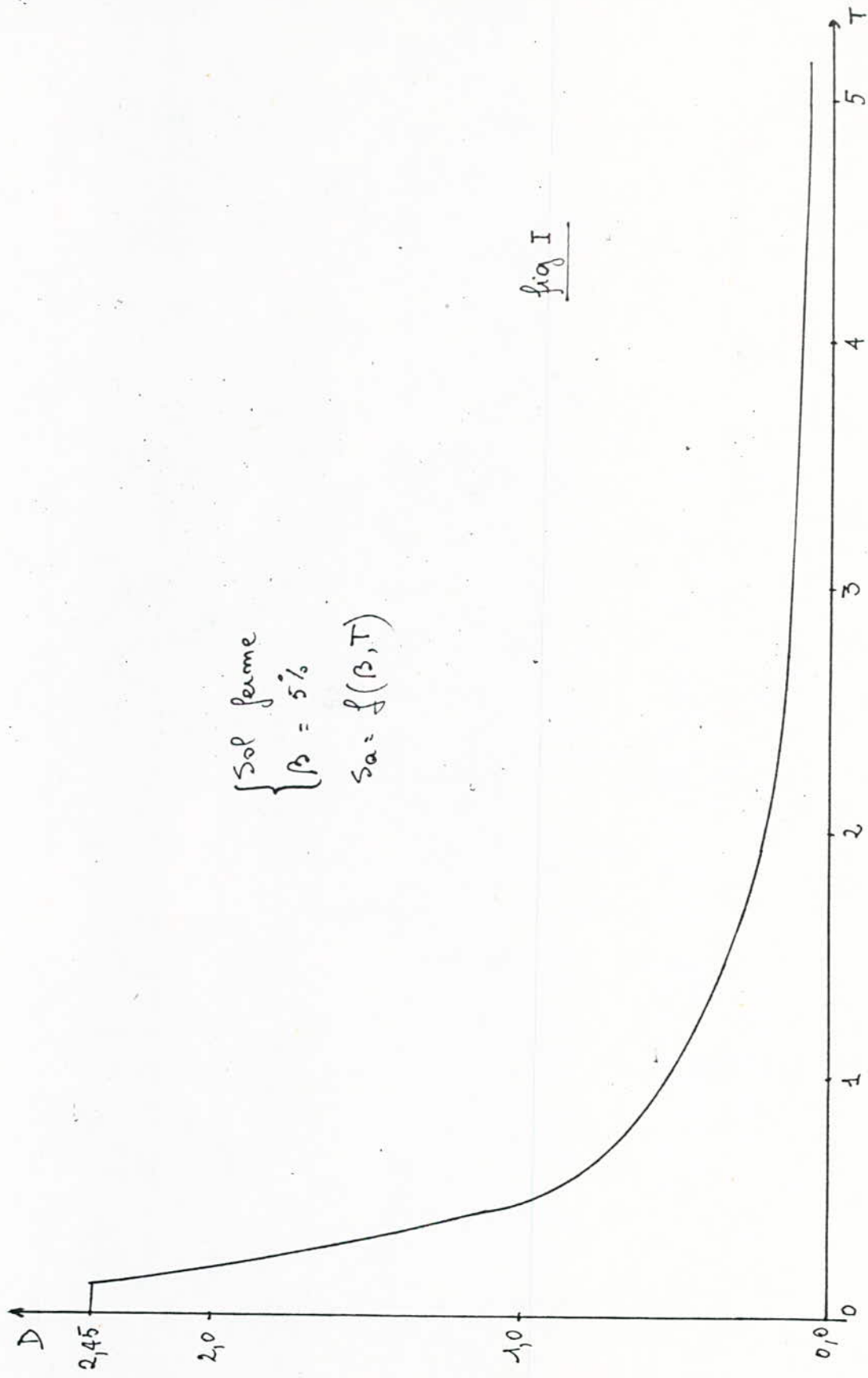


4<sup>eme</sup> Mode :  $T_4 = 0,302 \text{ s}$



5<sup>eme</sup> Mode :  $T_5 = 0,2 \text{ s}$





Sol ferme  
 $\beta = 5\%$   
 $S_a = f(\beta, T)$

fig I

8-3 Utilisation du spectre de réponse des accélérations

d'après les nouvelles règles parasismiques algériennes :

1<sup>er</sup> Mode :

Site Alger :  $\rightarrow A = 0,15g$  ( $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ )

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 4,614 \text{ s} \\ \beta = 5\% \\ \text{Sol ferme.} \end{array} \right\} \rightarrow D = 0,1$$

la ductibilité :  $B = \frac{1}{4}$

le facteur de qualité :  $Q = 1$

d'où  $S_a(5\%, 4,614) = ADBQ = 0,15g \times \frac{1}{4} \times 1 \times 0,1 = 0,0368$

$S_a(5\%, T_1) = 0,0368$

2<sup>ème</sup> Mode :

$A = 0,15g$

$$\left. \begin{array}{l} T_2 = 1,153 \text{ s} \\ \beta = 5\% \end{array} \right\} \rightarrow D = 0,5$$

$B = 1/4$  et  $Q = 1$

$S_a(5\%; 1,153) = 0,15g \times 0,5 \times \frac{1}{4} \times 1 =$

$S_a(5\%, T_2) = 0,184$

3<sup>ème</sup> Mode :

$$\left. \begin{array}{l} T_3 = 0,524 \text{ s} \\ \beta = 5\% \end{array} \right\} \rightarrow D = 1$$

$A = 0,15g$ ,  $B = 1/4$ ,  $Q = 1$ .

$S_a(5\%, 0,524) = ADBQ = 0,15g \times 1 \times \frac{1}{4} \times 1 = 0,368$

$S_a(5\%, T_3) = 0,368$

4<sup>ème</sup> Mode :

Site Alger  $\rightarrow A = 0,15g$ ,  $B = 1/4$ ,  $Q = 1$



$$\left. \begin{array}{l} T_4 = 0,302 \text{ s} \\ \beta = 5\% \end{array} \right\} \rightarrow D = 2$$

$$S_a(5\%; 0,302) = A \cdot D \cdot B \cdot Q = 0,15g \times 2 \times \frac{1}{4} \times 1 = 0,736$$

5eme Mode :

$$A = 0,15g \quad ; \quad B = 1/4 \quad ; \quad Q = 1$$

$$\left. \begin{array}{l} T_5 = 0,21 \text{ s} \\ \beta = 5\% \end{array} \right\} \rightarrow D = 2,45$$

$$S_a(5\%, 0,2) = 0,15g \times 2,45 \times \frac{1}{4} \times 1 = 0,901$$

D'où les accélérations absolues pour chaque masse :

$$[ \ddot{u}_{xm} ] = \Gamma_m \cdot [ S_a(\omega_m) ] \cdot \Gamma_{xm}$$

avec

$\Gamma_m$  : le facteur de contribution étant égal à :

$$\Gamma_m = \frac{\sum_{m=1}^{17} \Gamma_{xm} \cdot \Gamma_{xm}}{\sum_{m=1}^{17} \Gamma_{xm} \cdot \Gamma_{xm}^2}$$

Nota :

les valeurs :  $\Gamma_{xm} \cdot \Gamma_{xm}$  ,  $\sum_1^{17} \Gamma_{xm} \cdot \Gamma_{xm}$

$\Gamma_{xm} \cdot \Gamma_{xm}^2$  et  $\sum_1^{17} \Gamma_{xm} \cdot \Gamma_{xm}^2$  ; sont consignés dans

le tableau suivant .

Pour nous permettre de déduire facilement le facteur de contribution  $\Gamma_m$  pour chacun des modes .

	$M_z \cdot \sigma_{z1}^2$	$M_z \cdot \sigma_{z2}^2$	$M_z \cdot \sigma_{z3}^2$	$M_z \cdot \sigma_{z4}^2$	$M_z \cdot \sigma_{z5}^2$	$M_z \cdot \sigma_{z1}^2$	$M_z \cdot \sigma_{z2}^2$	$M_z \cdot \sigma_{z3}^2$	$M_z \cdot \sigma_{z4}^2$	$M_z \cdot \sigma_{z5}^2$
1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	0,021518	0,0420618	0,0599387	0,0744555	0,08436	0,0436815	0,0167	0,0339	0,0518777	0,0671363
3	0,043013	0,07930656	0,1023138	0,108772	0,099996	0,0717308	0,0582364	0,09692698	0,10995275	0,09258541
4	0,0636174	0,10571	0,14176	0,0814385	0,029873	0,03667925	0,1058731	0,11354816	0,06029299	0,00712081
5	0,0872819	0,1156503	0,082290146	0,00513997	-0,06999882	0,06017565	0,12049667	0,0619578	0,00023801	0,0444266
6	0,09786026	0,10893426	0,0259674	-0,07534049	-0,10634204	0,08744894	0,10501481	0,00596731	0,05023176	0,09741947
7	0,1106775	0,08495625	-0,0414265	-0,11235845	-0,0459218	0,10653672	0,06276143	0,01491311	0,10977758	0,01833749
8	0,1195623	0,04681521	-0,0961	-0,08180874	0,05856903	0,12218071	0,01873217	0,0789339	0,05720231	0,02931907
9	0,122956	-	-0,1174277	-	0,11013884	0,12812015	-	0,11685818	-	0,1001878
10	0,1195623	-0,04681521	-0,0961	0,0818	0,0586	0,1221807	0,01873217	0,0789339	0,0572	0,029335539
11	0,1106875	0,08495625	-0,0414265	0,11234	-0,0459218	0,10653672	0,06276143	0,01491311	0,10974162	0,0183749
12	0,09786026	-0,108934	0,025967	0,07533919	-0,1063703	0,08474894	0,10501481	0,0059673	0,0502167	0,10012955
13	0,0872819	-0,1156509	0,0829	-0,0053399	-0,0700769	0,06017565	0,12049667	0,0619	0,000238	0,04416646
14	0,0636174	-0,1057	0,141761	-0,0814286	0,0279961	0,0367925	0,10159731	0,11354817	0,06027834	0,00712529
15	0,043013	-0,07930656	0,102314	-0,108971	0,10002528	0,0717308	0,0582364	0,09627	0,10995273	0,09263941
16	0,021518	-0,0420617	0,0599389	-0,0744554	0,08438448	0,0436815	0,0167	0,03395	0,05186434	0,0671768
17	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
$\Sigma$	1,1795631	-	0,37330926	-	1,109343	1,0706138	0,8465709	0,9284459	0,87915067	0,81796761

Donc le facteur de contribution  $\Gamma_m$  sera égal à :

$$1^{\text{er}} \text{ mode : } \Gamma_1 = \frac{\sum \pi r_i \cdot \xi_{r_i}}{\sum \pi r_i \cdot \xi_{r_i}^2} = \frac{1,179}{1,07} = 1,1$$

$$2^{\text{eme}} \text{ mode : } \Gamma_2 = 0$$

$$3^{\text{eme}} \text{ mode : } \Gamma_3 = 0,402$$

$$4^{\text{eme}} \text{ mode : } \Gamma_4 = 0$$

$$5^{\text{eme}} \text{ mode : } \Gamma_5 = 1,26$$

D'où le 2<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> mode ne sont pas excités, puisque le spectre de réponse fournit la valeur de l'accélération absolue

$[\ddot{u}_{r_m}] = \Gamma_m \cdot [S_a(\omega_m)] \cdot \xi_{r_m}$ , pour la pulsation  $\omega_m$ ; et comme l'accélération est en fonction du facteur de contribution  $\Gamma_m$ , et dans notre cas  $\Gamma_2$  et  $\Gamma_4$  sont nuls donc  $[\ddot{u}_{r_2}]$  et  $[\ddot{u}_{r_4}]$  sont nuls aussi.

Calcul des accélérations absolues pour chaque masse pour les autres mode :

$$1^{\text{er}} \text{ mode : } [\ddot{u}_{r_1}] = \Gamma_1 \cdot [S_a(\omega_1)] \cdot \xi_{r_1}$$

$$[\ddot{u}_t]_1 = 1,1 \times 0,0368 \times \begin{bmatrix} 0 \\ 0,203 \\ 0,398 \\ 0,578 \\ 0,736 \\ 0,866 \\ 0,9625 \\ 1,0219 \\ 1,042 \\ 1,0219 \\ 0,9625 \\ 0,866 \\ 0,736 \\ 0,578 \\ 0,398 \\ 0,203 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0,0082 \\ 0,016 \\ 0,02325 \\ 0,02975 \\ 0,035 \\ 0,03875 \\ 0,04125 \\ 0,042 \\ 0,04125 \\ 0,03875 \\ 0,035 \\ 0,02975 \\ 0,02325 \\ 0,016 \\ 0,0082 \\ 0 \end{bmatrix}$$

3<sup>eme</sup> Mode:

$$\begin{bmatrix} \ddot{u}_t \\ \ddot{z} \end{bmatrix}_3 = 0,402 \times 0,368 \times \begin{bmatrix} 0 \\ 0,565 \\ 0,947 \\ 1,016 \\ 0,747 \\ 0,23 \\ -0,36 \\ -0,8214 \\ -0,995 \\ -0,8214 \\ -0,36 \\ 0,23 \\ 0,747 \\ 1,016 \\ 0,947 \\ 0,565 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0,0835 \\ 0,14 \\ 0,15025 \\ 0,1105 \\ 0,034 \\ -0,053 \\ -0,12 \\ -0,247 \\ -0,12 \\ -0,053 \\ 0,034 \\ 0,1105 \\ 0,15025 \\ 0,14 \\ 0,0835 \\ 0 \end{bmatrix}$$

5<sup>eme</sup> Mode:

$$\begin{bmatrix} \ddot{u}_t \\ \ddot{z} \end{bmatrix}_5 = 1,26 \times 0,901 \times \begin{bmatrix} 0 \\ 0,796 \\ 0,926 \\ 0,254 \\ -0,631 \\ -0,941 \\ -0,399 \\ 0,501 \\ 0,933 \\ 0,501 \\ -0,399 \\ -0,941 \\ -0,631 \\ 0,254 \\ 0,926 \\ 0,796 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0,904 \\ 1,0515 \\ 0,288 \\ -0,7165 \\ -1,0685 \\ -0,453 \\ 0,569 \\ 1,0595 \\ 0,569 \\ -0,453 \\ -1,0685 \\ -0,7165 \\ 0,288 \\ 1,0515 \\ 0,904 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Calcul des forces d'inertie :

et elles seront calculées d'après les accélérations absolues de chacune des masses sous les différents modes.

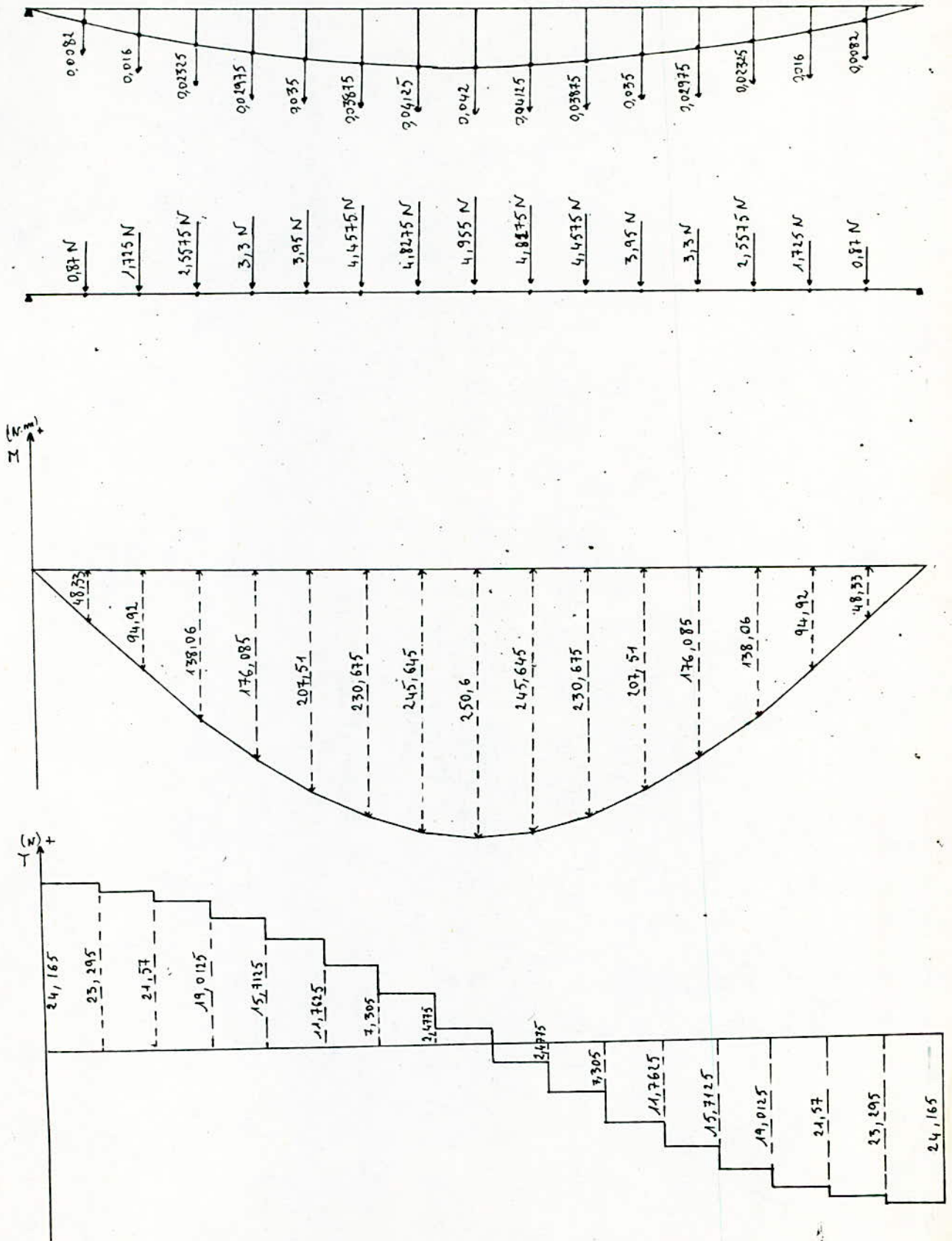
$$F_{zm} = M_z \cdot [\ddot{u}_z]_i$$

Calcul des efforts :

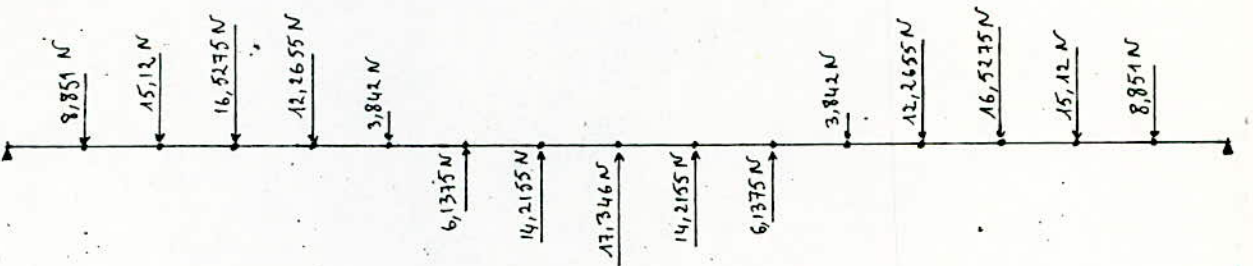
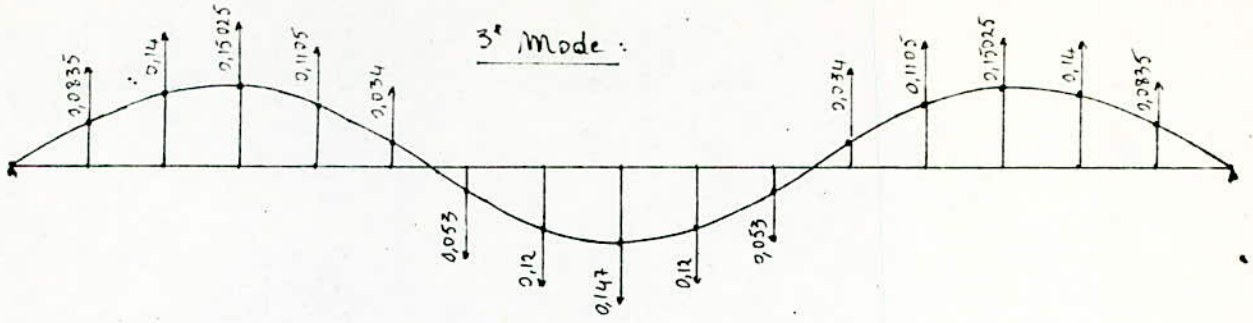
On applique les méthodes de RDM., pour la détermination des efforts tranchants et moments fléchissants d'une poutre sollicitée par des forces concentrées.

Nota: Les accélérations absolues, les forces d'inertie, et les efforts sont faits sous forme de diagramme dans ce qui suivra. pour chaque mode. (c.a.d. 1<sup>er</sup>, 3<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> mode).

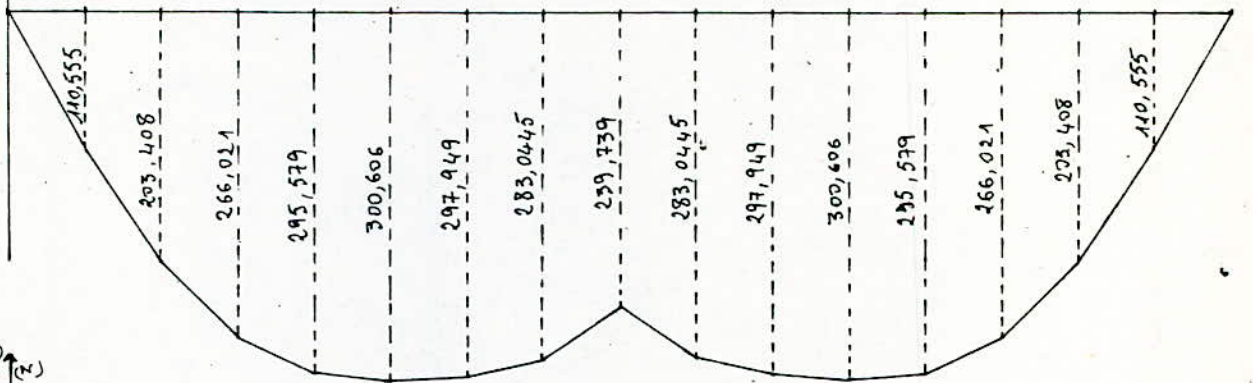
1<sup>st</sup> Mode :



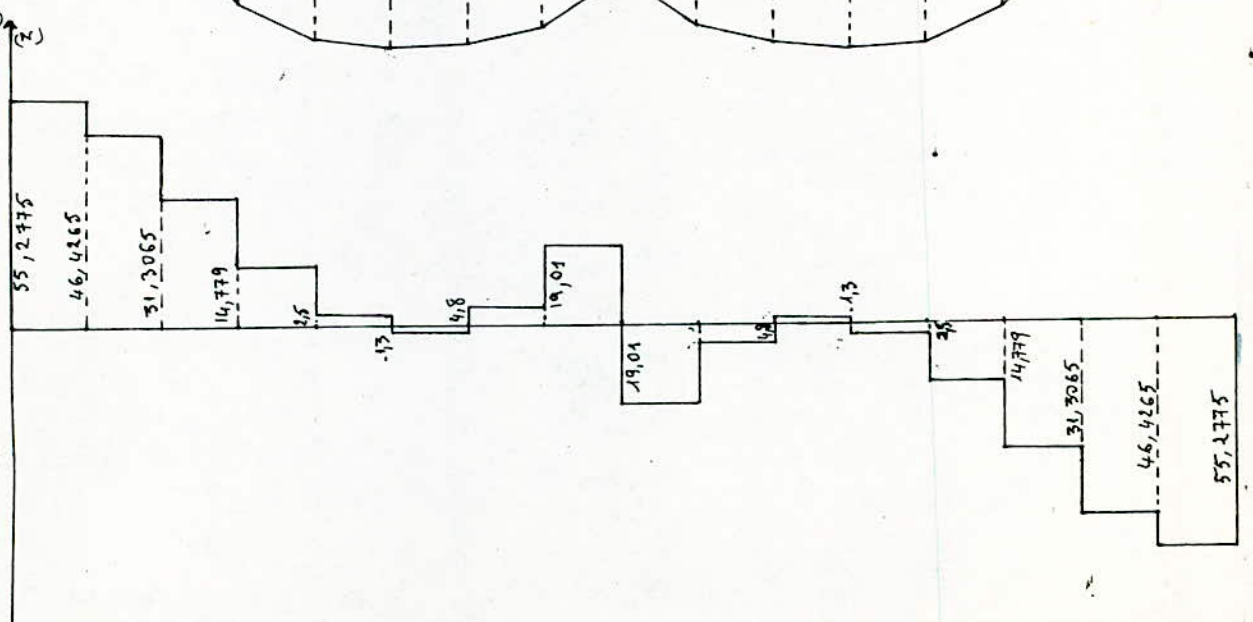
3<sup>rd</sup> Mode :

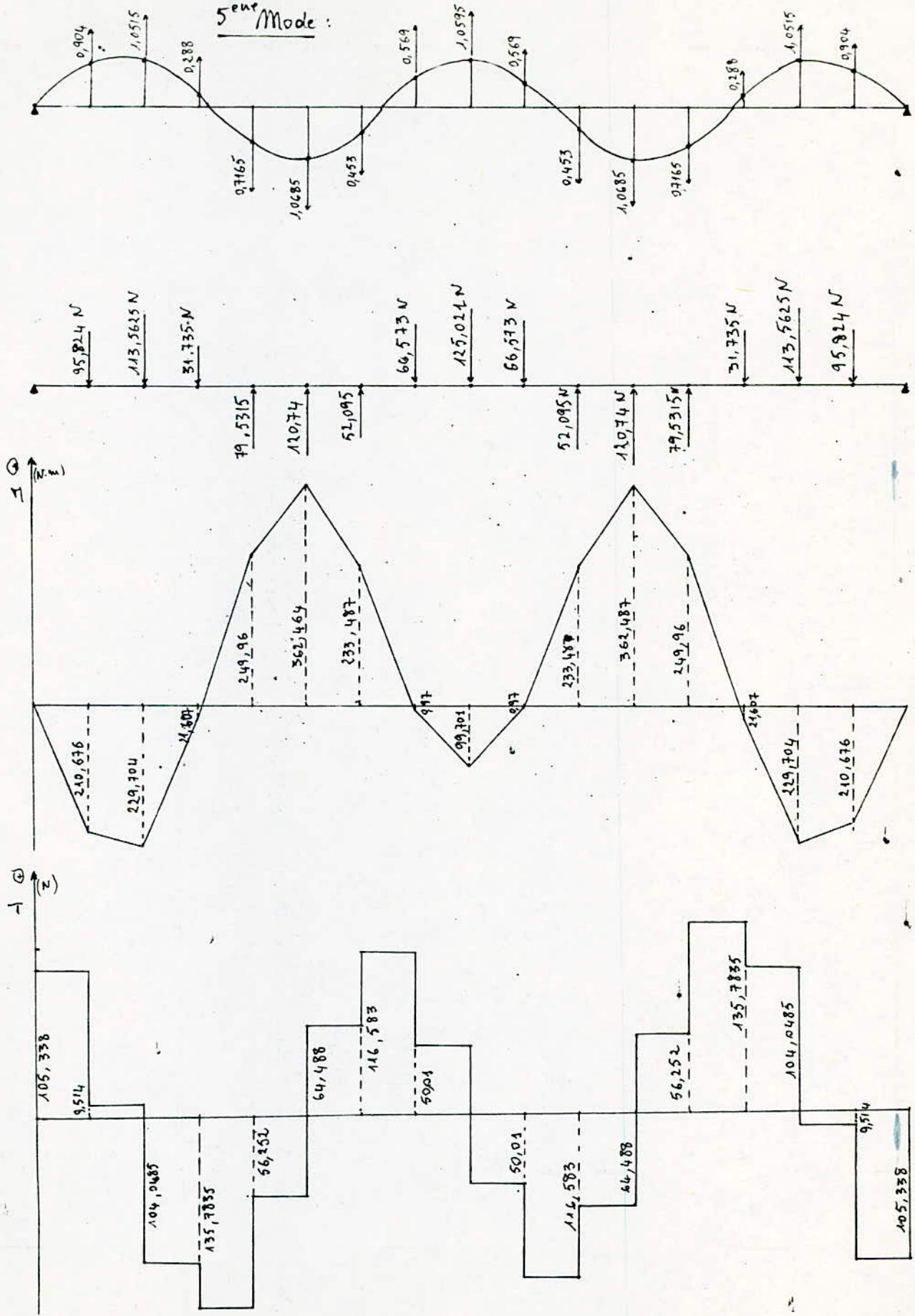


1 ⊙  
N·m



1 ⊙  
N





Efforts résultants

des efforts résultants seront déduits moyennant une superposition quadratique :

- Effort tranchant maximum à l'appui de la poutre.

$$T_{\max} = \sqrt{T_1^2 + T_3^2 + T_5^2}$$

avec  $T_1, T_3$  et  $T_5$  les efforts tranchants aux appuis sous les 1<sup>er</sup>, 3<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> modes.

$$T_{\max} = \sqrt{24,165^2 + 55,2775^2 + 105,338^2} = 121,39 \text{ N.}$$

- Moments fléchissants :  $\pi_0 = 0$

$$\pi_2 = \sqrt{48,33^2 + 110,55^2 + 210,676^2} = 242,78 \text{ N.m.}$$

$$\pi_3 = \sqrt{94,92^2 + 203,408^2 + 229,704^2} = 321,16 \text{ N.m.}$$

$$\pi_4 = \sqrt{138,06^2 + 266,024^2 + 24,607^2} = 300,5 \text{ N.m.}$$

$$\pi_5 = \sqrt{176,085^2 + 295,579^2 + 249,96^2} = 425,27 \text{ N.m.}$$

$$\pi_6 = \sqrt{207,51^2 + 300,606^2 + 362,464^2} = 511,67 \text{ N.m.}$$

$$\pi_7 = \sqrt{230,675^2 + 297,949^2 + 233,487^2} = 443,28 \text{ N.m.}$$

$$\pi_8 = \sqrt{245,645^2 + 283,0445^2 + 0,9682^2} = 374,77 \text{ N.m.}$$

$$\pi_9 = \sqrt{150,6^2 + 239,739^2 + 99,701^2} = 360,85 \text{ N.m.}$$

Et les moments fléchissants sont symétriques par rapport à  $\pi_9$  (moment au niveau de la masse (9)).

Donc les efforts dus au séisme :

$$T = 121,39 \text{ N (à l'appui).}$$

$$\text{et } \pi_{\max} = 511,67 \text{ N.m}$$



8.3 Vérificationsa. Vérification de la contrainte normale :- Sous :  $G + 1,2P + SI$  :. Sous  $G + 1,2P$  on a  $\sigma_f = 99,35 \text{ kg/cm}^2$  (voir § 2.2).Et  $\sigma_f$  est obtenu pour  $l_m = 9,6 \text{ m}$ .. Sous  $SI$  : il faut avoir le moment fléchissant à la distance $l_m = 9,6 \text{ m}$ . et on a  $M_5 < M_m < M_6$ .

d'où  $M_6 - M_m = \frac{M_6 - M_5}{l_6 - l_5} (l_6 - l_m)$

en remplaçant on aura :

$$M_m = 494,39 \text{ N.m.} = 494,39 \text{ kgf.m.} = 4943,9 \text{ kg.m.}$$

et  $\sigma_{fSI} = \frac{M_m}{W_x} = \frac{494390}{84672} = 5,84 \text{ kg/cm}^2$

d'où

$$\sigma_f = \sigma_{f(G+1,2P)} + \sigma_{fSI} = 99,35 + 5,84 = 105,19 \text{ kg/cm}^2$$

soit :  $\sigma_f = 105,19 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_f = 120 \text{ kg/cm}^2$

donc la contrainte normale est vérifiée.

- Sous :  $0,8G + SI$ La contrainte est vérifiée (puisque le moment dû à la sollicitation ( $0,8G + SI$ ) est inférieur au moment dû à  $G + 1,2P + SI$ ).b. Vérification au cisaillement :

on a :  $T_{(G+1,2P)} = 12518,4 \text{ kg}$ . (voir § 2.2).

et  $T_{(SI)} = 121,39 \text{ N} = 1213,9 \text{ kg}$ .

d'où  $T_{(G+1,2P+SI)} = 13732,3 \text{ kg}$ .

Calcul de la contrainte de cisaillement :

$$\bar{\sigma} = \frac{1,5 T}{b \cdot h_0} \quad \text{avec } b = 18 \text{ cm et } h_0 = 120 \text{ cm.}$$

$$\bar{\sigma} = \frac{1,5 \times 13732,3}{18 \times 120} = 9,54 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma} = 12 \text{ kg/cm}^2.$$

donc:

la contrainte de cisaillement est vérifiée. sous  $G + 1,2P + 5I$   
et elle sera vérifiée aussi sous  $0,8G + 5I$ .

c. Vérification des fixations (des assemblages):

- Sous  $G + 1,2P + 5I$ :

$$\text{et on a: } T = 13732,3 \text{ kg.}$$

$$\text{par boulon on aura: } \frac{T}{3} = 4577,43 \text{ kg.}$$

et l'effort tranchant résistant par boulons sera majoré de 10%

$$\text{ead. } F_t = 4302,04 \times 1,1 = 4732,244 \text{ kg. (voir CB 71 p. 129).}$$

et on a bien:

$$F_t > \frac{T}{3} \text{ donc les assemblages sont vérifiés.}$$

- Sous  $0,8G + 5I$ :

$$\text{on a: } G = 542,4 \text{ kg/ml (voir § 2.2).}$$

$$\text{et } T_{0,8G} = \frac{0,8G \cdot l}{2} = 6942,72 \text{ kg.}$$

$$\text{et } T_{5I} = 1213,9 \text{ kg.}$$

d'où  $T_{(0,8G + 5I)} = 8156,62 \text{ kg}$  et par boulons on aura:

$$\frac{T}{3} = 2718,87 \text{ kg}$$

et on a bien

$$F_t > \frac{T}{3} \text{ (ead: } 4732,244 \text{ kg} > 2718,87 \text{ kg)}$$

donc les assemblages sont vérifiés sous  $0,8G + 5I$ .

BIBLIOGRAPHIE

---

## REGLEMENTS

- . Règles des charpentes en bois CB 71 DTU.
- . Règles techniques CCBA 68 (corrigées 70) DTU
- . Règles neige et vent N.V. 65 DTU.
- . C.M. 66 DTU.
- . P.S 69 plus complément parasismique algérien (R.P.A 80) .

## COURS

- . Cours de RDM III M<sup>r</sup> MONANU
- . Cours de Béton II M<sup>r</sup> MEROUANI.
- . Cours de Béton III M<sup>me</sup> BELAIADI ; M<sup>r</sup> BELAZOUGUI.

## OUVRAGES

- . Calcul et vérifications des ouvrages en béton armé M<sup>r</sup> P. CHARON
- . Exercice de béton armé M<sup>r</sup> P. CHARON.
- . Guide pratique des charpentes en bois lamellé-collé DTU.
- . Résistance des matériaux THIMOSENKO

## DOCUMENTS

- . Vibrations des poutres M<sup>r</sup> COURBON.
- . Application de la dynamique des structures M<sup>r</sup> H. DAOUDI
- . Bulletin du CTC n° 5 et 6/80 (Méthode de Muto) M<sup>r</sup> RILI
- . Initiation au calcul dynamique des structures M<sup>r</sup> A. CAPRA.
- . Règles de conception et de calcul des ouvrages résistants aux séismes (Règles algériennes)

