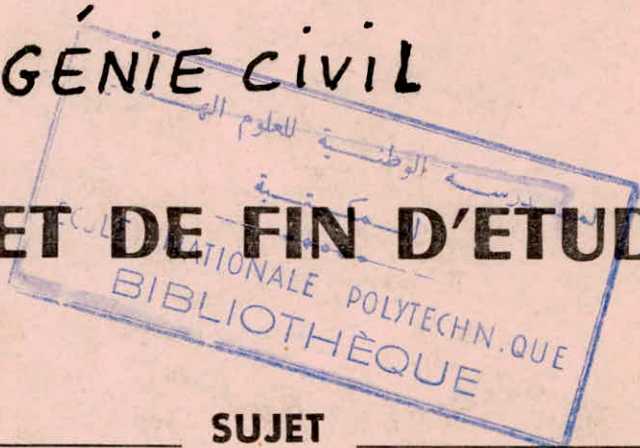


ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GÉNIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES



SUJET

" KASMA "

- BATIMENT ADMINISTRATIF (R+2)

- LOGEMENTS D'ACCOMPAGNEMENT  
(R+1)

Proposé par :

S.E.P.W.i.B.  
(Blida)

Etudié par :

H. IHOUT  
H. HAZED

Dirigé par :

R. BOUSSBAINE



PROMOTION :

(Janvier)  
1984



## Remerciements.

Nous tenons à remercier notre promoteur M<sup>c</sup> Bousbaine-R qui il trouve dans ce mémoire de fin d'études toute notre gratitude pour ses conseils précieux et son soutien moral et matériel.

Nous remercions également tous ceux de près ou de loin ont contribué à notre formation.

H. Thout

M. Mazed.





...o Dédicaces o...o...

À la mémoire de ma mère,

et mon père

et mes frères SALAH et Achour <sup>Pour</sup>

leur soutien moral et matériel,

et toute ma famille,

et M<sup>lle</sup> M.O; à tous mes amis,

Je dédie ce modeste travail

H. IHOUT

À la mémoire de mon frère regretté  
MOHAMED.

À mon père qui a tout souhaité  
ma réussite

À mes frères et à ma sœur NOUARA

À ma mère pour son soutien moral

À tous mes Amis

Je dédie ce modeste travail.

M. MAZED



# SOMMAIRE

## 1<sup>ère</sup> PARTIE (BLOC .A.)

Introduction	1
Caractéristiques des matériaux	4
Calcul des éléments	10
Étude au séisme	28
Étude de la torsion	35
Calcul des portiques sous les forces horizontales	42
Détermination des charges Verticales	53
Calcul des portiques sous les charges Verticales	63
Ferraillage des poutres	97
Ferraillage des poteaux	116
Fondations	127

## 2<sup>ème</sup> PARTIE (BLOC .B.)

Charges et Surcharges, calcul des éléments	138
Calcul des Portiques transversaux (porteurs)	148
Calcul des poutres Longitudinales (chainage)	179
Étude des Poteaux	194
CALCUL SISMIQUE	196
Étude de la torsion	200
Répartition des efforts Sismiques sur les Voiles	204
Efforts sous les charges Verticales (↓)	214
Supperposition des efforts	220
Ferraillage des Voiles	222
Fondations	237



## .... INTRODUCTION ....

Cette thèse de fin d'études porte sur l'étude et le calcul des éléments résistants de deux (02) blocs qui font partie d'un projet de "Kasma" qui sera réalisée dans la Wilaya de Blida sous la direction de la SEPWIB (société de Wilaya de Blida).

Ce projet se compose de :

- Bloc A à usage d'habitation (logements de fonction) R+1 + vide sanitaire.
- Bloc B administratif (R+2) séparé d'une salle de conférence par un joint de dilatation.
- Salle de conférence (confiée à deux autres étudiants de l'école)

### \*- Caractéristiques du bloc "A":

Ce bloc est à deux niveaux (4 appentements) avec vide sanitaire de 0,75 m de hauteur.

- Longueur totale : 23,10 m.
- Largeur totale : 9,85 m.
- Hauteur totale : 8,26 m (scotés compris).
- Le contreventement est assuré par des portiques longitudinaux et transversaux avec une voile périphérique entourant le vide sanitaire de 1,80 m de hauteur à partir de la semelle la plus haute.
- Planchers :-



1<sup>ère</sup> PARTIE

BLOC - A - R+1

LOGEMENTS  
DE FONCTION



- Les planchers seront à corps creux : hourdis et dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.
- Conformément aux règlements du C.T.C, le plancher du rez-de-chaussée aura une épaisseur de (16+6) cm, les autres niveaux étant de (16+4) cm.

### \*- Caractéristiques du bloc "B"

- Ce bloc est à usage administratif (R+2) - avec un décrochement dans le sens transversal, ce bloc est séparé de la salle de conférence par un joint de dilatation.
- Longueur totale : 25,90 m
  - Largeur totale : 18,30 m (décrochement compris).
  - Hauteur totale : 14,80 m (acrotère compris).
  - L'ossature est réalisée en système mixte : poteaux, poutres et voiles, ces derniers au nombre de quatre (04) (2 dans le sens longitudinal et deux (2) autres ds le sens transversal) assurent le contreventement.
  - Le remplissage sera fait en maçonnerie.
  - Planchers :  
Les planchers seront en corps creux : hourdis et dalle de compression reposant sur ds poutrelles préfabriquées, et ayant tous une épaisseur de (16+4) cm, sauf le rez-de-chaussée qui est réalisé en treillis soudés.
  - Escaliers :  
Pour les deux bâtiments, les escaliers seront construits en béton armé, la réalisation s'effectuera par étage afin de limiter l'emploi ds échelles.



Les marches seront revêtues de carrelage.

\*- Maçonnerie :

Toute la maçonnerie s'effectuera en briques creuses, les murs extérieurs seront constitués de 2 cloisons séparées par une vide de 5 cm, tandis que les murs intérieurs seront de cloisons de séparation de 5 à 10 cm suivant les blocs.

\*- Revêtement : - ceramique dans les salles d'eau

- carrelage granit dans les autres pièces. (salles).

\*- Eau de travail du sol :

- La contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ kg/cm}^2$  à 1,5 m de profondeur à partir du terrain naturel.

\*- Béton armé :

Le béton entrant dans la construction sera conforme aux règles CCBA68 et tous règlements en vigueur applicables en Algérie.

La composition du béton sera en principe pour  $1 \text{ m}^3$  de :

- 800 l de gravier de  $5 \leq \phi \leq 20 \text{ mm}$

- 350 à 400 l de sable de rivière à l'exclusion de tout agrégat de carrière non teneux ne dépassant pas 5 mm de diamètre.

- Un dosage de ciment de l'ordre de 350 kg de C.P.A. 325.

\*- Acier :-

Pour utiliser on les deux sortes d'acier FeE40(H.A) et FeE24 dit acier doux, et sera conforme aux normes, propre, débarrassé de toute trace de rouille ou adhérente, de peinture ou de graisse.



$\epsilon$  : dépend de la forme de la section et de la position de l'axe Neutre

$\epsilon = 1$  en Compression Simple  
 $0,5 < \epsilon < 1$  dans les autres cas avec  $\sigma'_m \leq \bar{\sigma}'_b$

$\sigma'_m$  : étant la contrainte du béton de la section rendue homogène, si elle est entièrement comprimée, ou du béton de la zone comprimée de la section homogène réduite.

Récapitulatif :

- Compression Simple -

Sous  $SP_1$   $\bar{\sigma}'_b = 1 \cdot \frac{2}{6} \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 270 = 67,5 \text{ bars (68,8 kg/cm}^2)$

Sous  $SP_2$   $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 68,8 = 103,2 \text{ kg/cm}^2$

- Flexion Simple -

Sous  $SP_1$   $\bar{\sigma}'_b = 2 \cdot \bar{\sigma}'_b = 137,6 \text{ kg/cm}^2$

Sous  $SP_2$   $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 137,6 = 206,4 \text{ kg/cm}^2$

Contrainte de traction de référence : (CCBA 68 Art 9.5)

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma'_{28}$$

$\alpha, \beta, \gamma$  prennent les mêmes valeurs que précédemment

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} \quad (\sigma'_{28} \text{ en bars})$$

Sous  $SP_1$  :  $\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ kg/cm}^2$

Sous  $SP_2$  :  $\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 5,9 = 8,85 \text{ kg/cm}^2$

ACIERS : on a 2 catégories d'aciers :

- Acier doux ou fonds lisses :

Nuance : Fe E22

$$\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes admissibles :

Sous  $SP_1$  :  $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$

Sous  $SP_2$  :  $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$



# Caractéristiques des Matériaux

Béton :

Le béton utilisé est dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  de CPA 325  
Contrôle atténué.

La grosseur des granulats :  $C_g = 5/15 \text{ mm}$

La résistance nominale de compression  $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$

La résistance de traction :  $\sigma'_{28} = 23,2 \text{ bars}$

La Composition de  $1 \text{ m}^3$  de béton est la suivante :

800 l de gravillon

400 l de sable

350 kg de ciment CPA 325

175 l d'eau.

Contrainte de Compression admissible : (CEBA 68 art 9.4)  
elle est donnée par :

$$\sigma'_b = \rho'_b \cdot \sigma'_{28}$$

avec  $\rho'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon$

$\alpha$  : classe du ciment utilisé : pour notre cas ( $\alpha=1$ ) - CPA 325 -

$\beta$  : dépend de l'efficacité de Contrôle :  
Contrôle atténué :  $\beta = 5/6$ .

$\gamma$  : dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats :  $\gamma = 1$

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

$\delta = 0,3$  en Compression Simple

$\delta = 0,6$  en flexion Simple ou en flexion Composée lorsque l'effort normal est une traction.

$$\delta = \text{mini} \begin{cases} 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) & \text{flexion Composée} \\ 0,6 & \text{si N est un effort} \end{cases}$$

$e_0$  : excentricité de la force résultante par rapport au Centre de gravité de la section du béton. de Compression

$e_1$  : distance de la limite du noyau Central au Centre de gravité de la section du béton dans le plan radial passant par le Centre de pression  
Quand il s'agit d'une sollicitation pondérée du 2<sup>ème</sup> genre, les valeurs de  $\delta$  seront multipliées par 1,5



Acier à haute adhérence ou acier Tor:

Nuance: Fe. E40

$$\bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{si } \phi \leq 20 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{si } \phi > 20 \text{ mm}$$

Contraintes admissibles:

$$\phi \leq 20 \text{ mm} \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \quad SP_1 \\ \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad SP_2 \end{array} \right.$$

$$\phi > 20 \text{ mm} \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2665 \text{ Kg/cm}^2 \quad SP_1 \\ \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \quad SP_2 \end{array} \right.$$

Treillis soudés:

$$\text{si } \phi \leq 6 \text{ mm} \quad \bar{\sigma}_{en} = 5300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{si } \phi > 6 \text{ mm} \quad \bar{\sigma}_{en} = 4500 \text{ Kg/cm}^2$$

Contraintes admissibles:

$$\phi \leq 6 \text{ mm} \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 3533 \text{ Kg/cm}^2 \quad SP_1 \\ \bar{\sigma}_a = 5300 \text{ Kg/cm}^2 \quad SP_2 \end{array} \right.$$

$$\phi > 6 \text{ mm} \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2940 \text{ baus} = 3000 \text{ Kg/cm}^2 \quad SP_1 \\ \bar{\sigma}_a = 4410 \text{ baus} = 4500 \text{ Kg/cm}^2 \quad SP_2 \end{array} \right.$$

Armatures transversales:

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{en} \quad \text{avec} \quad \rho_{at} = 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}_b}$$

- et cela si  $\rho_{at}$  est supérieur à  $\frac{2}{3}$  et si la section ne comporte pas des reprises  $\frac{2}{3}$  de bétonnage

$$\text{- si non : } \rho_{at} = \frac{2}{3}$$

Contrainte de traction imposée par la condition de fissuration les contraintes admissibles doivent rester inférieures ou égales à:

$$\max \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_1 = K \cdot \frac{n}{\phi} \frac{\bar{\omega} f}{1 + 10 \bar{\omega} f} \quad \cdot \text{fissuration systématique} \\ \bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{K \cdot \frac{n}{\phi} \bar{\sigma}_b} \quad \cdot \text{fissuration accidentelle} \end{array} \right.$$



$\eta$ : Coefficient de fissuration =  $\begin{cases} 1 & \text{acier doux} \\ 1,6 & \text{acier Tor} \end{cases}$

$\phi$ : diamètre de la plus grosse barre (en mm)

$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$  pourcentage de fissuration

A: Section d'acier tendue

$B_f$ : section du béton entourant les barres tendues.

$\bar{\sigma}_b$ : Contrainte de référence du béton.

K: Coefficient caractérisant le préjudice des fissures sur l'ouvrage

$K = \begin{cases} 1,5 \cdot 10^6 & \text{fissuration peu préjudiciable.} \\ 1 \cdot 10^6 & \text{fissuration préjudiciable.} \\ 0,5 \cdot 10^6 & \text{fissuration très préjudiciable.} \end{cases}$

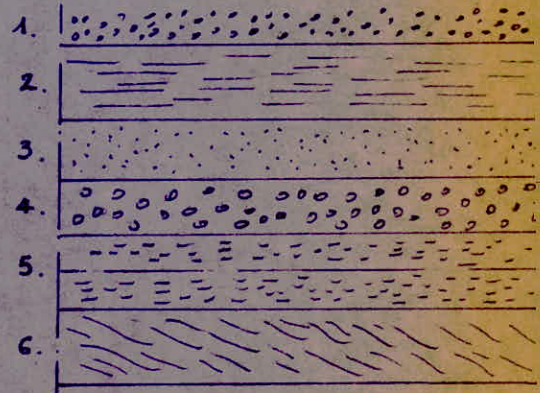


# Charges - s. Surcharges

## I Charges permanentes :

### I<sub>1</sub> - Niveau Terrasse

a)	1. Gravier	68 Kg/m <sup>2</sup>	isolation
	2. Isolation hydrofuge	6 —	
	3. Chape de protection	63 —	
	4. Isolation ther. et phon.	16 —	
	5. barrière, diffusion : vapeur	5 —	
	6. béton de pente :	90 —	
		248 Kg/m <sup>2</sup>	



### b) Plancher :

table de Compression	
+ Hourdis (corps creux) :	16 + 4    265 Kg/m <sup>2</sup>
enduit	13 —
	278 Kg/m <sup>2</sup>

Charges permanentes totales : CP = 248 + 278 = 526 Kg/m<sup>2</sup>

### c) Acrotère :

épaisseur : 10 cm.  
 hauteur : 50 cm  
 (0,1 x 0,5 + 0,1 x 0,1) 2500      G<sub>A</sub> = 150 Kg/m<sup>2</sup>.

### I<sub>2</sub> - Niveau Courant :

a)	• carclage	44 Kg/m <sup>2</sup>	isolation : 208 Kg/m <sup>2</sup>
	• chape	63 —	
	• liège	16 —	
	• cloison :	75 —	

b) plancher :	Corps creux (16 + 4) :	265 Kg/m <sup>2</sup>	} 278 Kg/m <sup>2</sup>
	enduit	13 Kg/m <sup>2</sup>	

Charges permanentes totales :

CP = 486 Kg/m<sup>2</sup>

### I<sub>3</sub> - plancher rez de chaussée :

Ce plancher à une table de Compression de 6 cm  
 les autres éléments restants les mêmes



II. Surcharges :

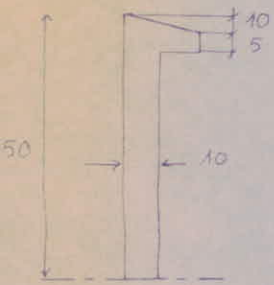
Plancher Terrasse (inaccessible)	100 Kg./m <sup>2</sup>
Plancher Courant	175 Kg./m <sup>2</sup>
Escalier	400 Kg./m <sup>2</sup>
Loggias - balcons	350 Kg./m <sup>2</sup>



...o CALCUL DES ELEMENTS o...



# CALCUL DE L'ACROTÈRE



Charge et surcharge pour 1m d'acrotère

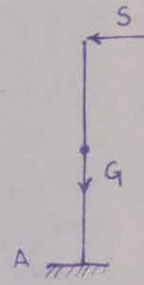
CP = 150 Kg/ml.

Surcharge pondérée due à la main courante

S = 1,2 x 100 = 120 kg/ml

On considère l'acrotère à une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Elle sera soumise à son poids propre G = 150 kg/ml et à la surcharge S = 120 kg/ml.

Les efforts dans la section d'encastrement (A) qui est la section dangereuse seront :



- N = G = 150 Kg (pour 1m d'acrotère)
- M = S.h = 120 x 0,5 = 60 Kg.m.

le calcul se fera par la méthode de : P. Charon

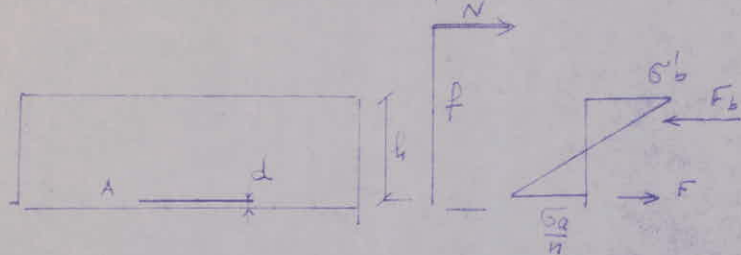
Excentricité

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{60}{150} = 0,4 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{h}{6} = \frac{50}{6} = 8,33 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1$

donc la section est partiellement comprimée



d = 2cm

h = h<sub>tot</sub> - d

h = 8cm

$$\sigma_{A'} = n \bar{\sigma}_b \frac{\bar{y}_1 - d}{\bar{y}_1}$$

avec  $\bar{y}_1 = \frac{\sigma_b'}{\frac{\sigma_a}{n} + \sigma_b'} \times h$

$$\sigma_{A'} = 15 \cdot 137 \cdot \frac{3,36 - 2}{3,36}$$

$$\bar{y}_1 = 0,428 = 3,36 \text{ cm}$$

$$\sigma_{A'} = 831,79 \text{ kg/cm}^2$$



$$F'_b = \bar{\sigma}'_b \cdot g \cdot \frac{b}{2} = 23016 \text{ Kg}$$

Calcul de  $f$ : écartement de  $N$  par rapport aux axes tendus

$$f = \frac{h-d}{2} + e_0 = \frac{8-2}{2} + 40 = 43 \text{ cm}$$

$$F'_{A'} = \frac{N \cdot f - F'_b \left( h - \frac{h'}{3} \right)}{f/8 \cdot h} = \frac{150 \cdot 43 - 23016 \left( 8 - \frac{334}{3} \right)}{7/8 \cdot 8}$$

$$F'_{A'} = -21700 \text{ Kg} < 0$$

R. les axes comprimés ne sont pas négligeables

Calcul de  $A$ :

équation des forces :  $N + \bar{F}_A = F'_b + F'_{A'} \Rightarrow \bar{F}_A = -N + F'_b + F'_{A'}$

$$\bar{F}_A = -150 + 23016 - 21700 = 1165,98 \text{ Kg}$$

$$A = \frac{\bar{F}_A}{\bar{\sigma}_a} = \frac{1165,98}{2800} = 0,42 \text{ cm}^2$$

1. Vérification à la non fragilité:

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{bn}} = \frac{0,69 \cdot 100 \cdot 8 \cdot 5,9}{4200} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Il faudrait arriver avec  $A \geq 0,78 \text{ cm}^2$

2. Vérification à l'effort tranchant:

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{3} = 120 - \frac{6000}{7/8 \cdot 8} = -737 \text{ Kwhce}$$

donc on adaptera (on tenant compte de la condition de non fragilité) un ferrillage de :  $A = 5 \text{ T6}$  par mètre linéaire ( $A = 1,41 \text{ cm}^2$ ) avec un écartement de 20 cm.

On ajoutera des armatures de peau perpendiculaires aux premières (4 T6).

3. Vérification de non fissuration:

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{Bf} = \frac{1,41}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 0,0035$$

$$K = 10^6 \quad f. \text{ préjudiciable} \quad \phi = 6 \text{ mm} \quad \eta = 1,6 \quad (T+A)$$

$$\bar{\sigma}_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 901,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 3010,4 \text{ Kg/cm}^2$$



$$\bar{\sigma}_a = \text{mini} \begin{cases} \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 3010,4 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$  - la fissuration est vérifiée

4. Vérification au séisme:

on doit vérifier que l'acrotère est capable de résister à une sollicitation horizontale agissant seule.

$$F_H = \sigma \cdot W$$

$\sigma$ : coef. sismique local uniforme

$$W: G + P = 150 + 0 = 150 \text{ Kg}$$

$$\sigma = 0,2 + 0,1 \alpha = 0,3$$

( $\alpha = 1$ )

$$F_H = 0,3 \cdot 150 = 45 \text{ Kg}$$

$$F_H < (S = 120 \text{ Kg})$$

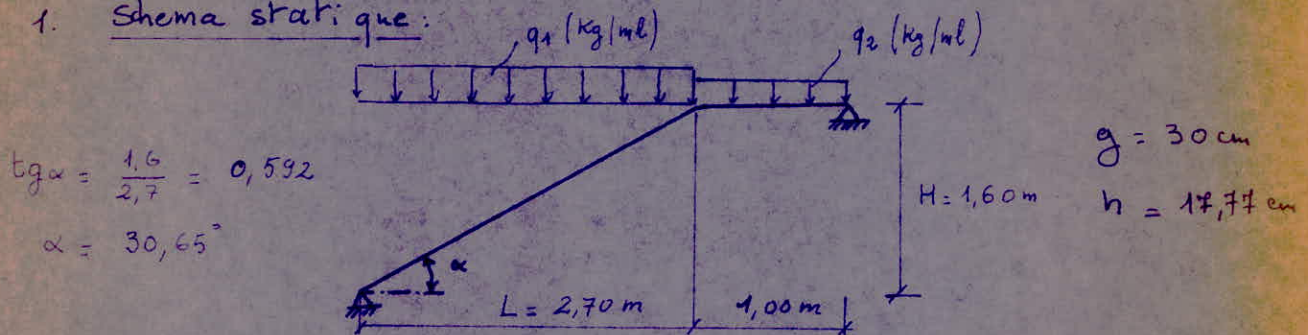
ce qui vérifie le séisme -



- 13 -  
CALCUL DES ÉSCALIERS

L'escalier est à paillasses adjacentes. Le calcul se fera pour une poutre d'1 m de largeur sur deux appuis simples.  
L'escalier doit être reposant et être monté sans difficultés.

1. Schema statique:



determination de l'epaisseur de la paillasse:

Condition sur  $h_t$  :  $\frac{l}{30} \leq h_t \leq \frac{l}{20}$

ou  $l = \sqrt{H^2 + L^2} = \sqrt{(2,7)^2 + (1,6)^2} = 313,8 \text{ cm}$

soit :  $10,5 \leq h_t \leq 15,7 \text{ cm}$

on prendra  $h_t = e = 12 \text{ cm}$  (epaisseur de la paillasse)

2. charges et Surcharges

- paillasse:

- poids de la paillasse d'epaisseur (e):

$g_1 = \frac{e \cdot \rho_b}{\cos \alpha} = \frac{0,12 \cdot 2500}{0,86} = 348,83 \text{ Kg/m}^2$

- poids des marches de hauteur (h):

$g_2 = \frac{h \cdot \rho_{bb}}{2} = \frac{0,1777 \cdot 2200}{2} = 195,47 \text{ Kg/m}^2$

- Poids du revetement en marches :  $g_3 = 75 \text{ Kg/m}^2$

- Chape : (2cm)  $g_4 = 44 \text{ Kg/m}^2$

charges permanentes par (ml.):  $g/ml = (g_1 + g_2 + g_3 + g_4) \cdot 1$

$g = 663,3 \text{ Kg/ml}$

Surcharges:  $400 \text{ Kg/m}^2$  :  $S_{ml} = 400 \text{ Kg/ml}$

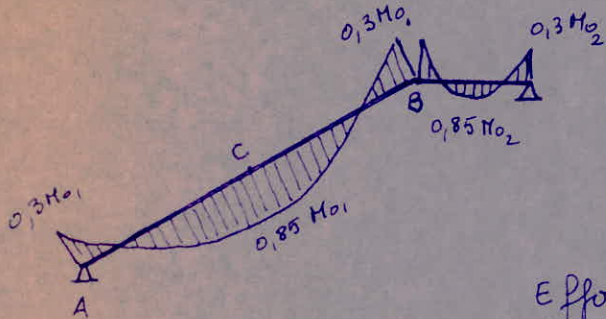
$q_1 = g + 1,25 = 663,3 + 1,2 \cdot 400 = 1143,3 \text{ Kg/ml}$



- palier : C.P

- dalle :  $0,12 \cdot 1 \cdot 2500 = 300 \text{ kg/ml.}$
  - Couvelage (2cm) :  $44 \text{ kg/ml.}$
  - Chape (3cm) :  $63 \text{ kg/ml.}$
  - enduit (1,5cm) :  $16 \text{ kg/ml.}$
- $S = 400 \text{ kg/ml.}$   
 $q_2 = CP + 1,25 = 903 \text{ kg/ml.}$

Calcul des efforts :



- $M_{01} = q_1 \frac{L^2}{8} = \frac{1143,3 \cdot 2,7^2}{8} = 1041,83 \text{ Kg.m}$
- $M_{02} = q_2 \frac{L^2}{8} = \frac{903 \cdot 1^2}{8} = 112,87 \text{ Kg.m}$
- $T_{max} = q_1 \frac{L}{2} + q_2 \frac{L}{2} = 1778,87 \text{ Kg}$

Efforts Normaux :

en A :  $N_A = q_2 L \text{ tg } \alpha = 1929,28 \text{ Kg}$   
 en C :  $N_C = \frac{N_A}{2} = 914,64 \text{ Kg.}$   
 en B :  $N_B = 0.$

FERRAILLAGE : (methode Pcharon) - Armatures longitudinales.

Appuis : en B :  $N_B = 0$

$M_B = -0,3 M_{01} = -0,3 \cdot 1041,83 = -312,55 \text{ Kg.m}$

Sollicitation : flexion Simple.

$\gamma = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 312,55}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,0167.$

$\epsilon = 0,9429 ; K = 72,5 ; \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{72,5} = 38,62 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

pas d'armatures comprimées ( $A' = 0$ )

Armatures tendues :  $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{312,55}{2800 \cdot 0,9429 \cdot 10} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$

en A :  $N_A = 1929,28 \text{ Kg.}$

$M_A = -312,55 \text{ Kg.m}$

sollicitation : flexion Composée.

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{312,55}{1929,28} = 0,162 \text{ m.} ; e_1 = \frac{ht}{6} = 0,02 \text{ m.}$

bras de levier f :  $e_0 > e_1$  section partiellement comprimée.

$f = e_0 + \frac{h-d}{2} = 0,162 + \frac{0,1 - 0,02}{2} = 0,202 \text{ cm}$



Moment fictif:  $M_b$ :

$$M_b = N \cdot f + M = 1929,28 \cdot 0,202 + 312,55$$

$$M_b = 702,26 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 702,26}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,0376$$

$$\begin{aligned} \varepsilon &= 0,9170 \\ \kappa &= 45,5 \end{aligned}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{45,5} = 61,53 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad (A' = 0)$$

Armatures tendues } 
$$A = \frac{M_b}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{70226}{2800 \cdot 0,917 \cdot 10} - \frac{1929,28}{2800}$$

$$A = 2,05 \text{ cm}^2$$

\*. en travée :

en C:  $N_c = 914,64 \text{ Kg}$

$$M_c = 0,85 M_{01} = 0,85 \cdot 1041,83 = 885,55 \text{ Kg.m}$$

Sollicitation: fléction composée.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{885,55}{914,64} = 0,968 \text{ m.}$$

$e_0 > e_1$  section partiellement comprimée.

$$f = e_0 + \frac{h-d}{2} = 100,82 \text{ cm.}$$

Moment fictif:  $M_b = N \cdot f + M = 914,64 \cdot 100,82 + 885,55 \cdot 10^2$

$$M_b = 1807,69 \text{ Kg.m.}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 180769}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,0968$$

$$\begin{aligned} \varepsilon &= 0,8758 \\ \kappa &= 25,27 \end{aligned}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{25,27} = 110,8 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \quad (A' = 0)$$

\*. Armatures tendues:  $A_1 = \frac{M_b f}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{180769}{2800 \cdot 0,8758 \cdot 10} = 7,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A = A_1 - A_2 \Rightarrow$$

$$A_2 = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{914,64}{2800} = 0,326 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

d'où alors :

$$A = 7,04 \text{ cm}^2/\text{ml}; \text{ choix des aciers:}$$



Palier :

appui :  $M_a = -0,3 M_{o_2} = -0,3 \cdot 112,87 = -33,86 \text{ Kg.m}$

Sollicitation : flexion simple.

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 3386}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,0018$$

$$E = 0,9804$$

$$K =$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{3386}{2800 \cdot 0,9804 \cdot 10} = 0,123 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

en travée :

$M = 0,85 M_{o_2} = 0,85 \cdot 112,87 = 95,94 \text{ Kg.m}$   
flexion simple.

$$\mu = \frac{15 \cdot 9594}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,005$$

$$E = 0,9677$$

$$K =$$

$$A = \frac{9594}{2800 \cdot 0,9677 \cdot 10} = 0,35 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Verifications :

1 - Non fragilité :  $A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}}$

$$A \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,97 \text{ cm}^2 \quad (\text{non Verifié})$$

2 - Effort tranchant : (aux appuis)

$$A \geq \frac{T_{max}}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot z}$$

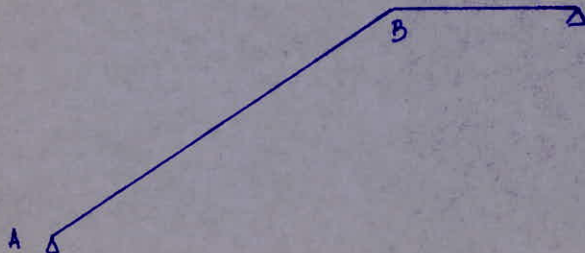
$$A \geq \frac{1778,87}{2800} - \frac{31255}{2800 \cdot \frac{7}{8} \cdot 10} = -0,64$$

Verifié

donc :  $A_{mini} = 0,97 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$

pour satisfaire la Verif 1.

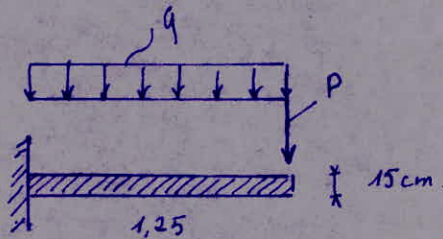
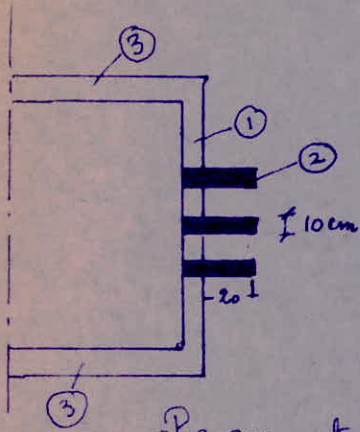
choix des Aciers :





CALCUL DU PALIER DE REPOS :

épaisseur 15cm, portant dans un seul sens puisqu'il sera calculé comme console encastrée (porte à faux)



$$|M| = q \frac{l^2}{2} + P.l$$

Charges et Surcharges.

- poids propre (dalle) :	$0,15 \times 2500 \times 1$	$= 375 \text{ Kg/ml.}$
- chape (2cm) :		44
- Ceramique (marbre) 4cm		88
- Enduit (1cm)		13
		<hr/>
		520 Kg/ml

\* S = 400 Kg/m<sup>2</sup>

③ Poids du remplissage lateral:  
parpaing 8cm → 160 Kg/m<sup>2</sup>.

$$\frac{160 \times 2 \times 1,425 \cdot 1}{2,75} = 165,8 \text{ Kg/ml.}$$

Charge devanture P.

① - parpaing 15cm sur une hauteur h = 4,80 m.  
20 Kg/m<sup>2</sup> par cm d'épaisseur.

$$20 \times 15 \times 4,8 = 1440 \text{ Kg}$$

② -  $0,4 \times 0,1 \times 2500 \times 4,8 \times 2 = 1440 \text{ Kg}$

$$P = 1440 + 1440 = 2880 \text{ Kg}$$

$$q = (520 + 165,8) + 1,2 \cdot 400 \cdot 1 = 1165,8 \text{ Kg/ml.}$$

$$P = 2880 \text{ Kg.}$$

Calcul des efforts:

$$M = q \frac{l^2}{2} + P.l = 1165,8 \cdot \frac{(1,25)^2}{2} + 2880 \times 1,25$$

$$M = 4510,78 \text{ Kg.m.}$$



Effort tranchant

$$T = q \cdot l + P = 1165,8 \times 1,25 + 2880 = 4337,25 \text{ kg}$$

Armatures (Méthode P. Charon).

$$\gamma = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 451078}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,1429$$

$$\varepsilon = 0,8551 \quad \text{on a :}$$

$$K = 19,5$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{19,5} = 143,58 > \bar{\sigma}'_b \quad \text{donc } A' \neq 0 \quad (\text{3 ds aciers comprimés})$$

on calcul :  $K_1$  et  $K_2$

$$K_1 = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{2800}{137} = 20,43$$

$$K_2 = \frac{15 (h - d')}{\bar{\sigma}_a h + d'}$$

$$K_2 = \frac{15 (13 - 2)}{1 \cdot 15 + 2} = 9,7$$

on a :  $K_1 > K_2$  donc  $K = K_1 = 20,43 \rightarrow \begin{cases} \gamma' = 0,1777 \\ \varepsilon = 0,8626 \\ \alpha = 0,4121 \end{cases}$

$$M_1 = \gamma' \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}'_b$$

$$M_1 = 0,1777 \cdot 100 \cdot 13^2 \cdot 137 = 411428,81 \text{ Kg.cm}$$

$$\text{et } M_2 = M - M_1 = 451078 - 411428,81 = 39649,2 \text{ Kg.cm}$$

$$y = \alpha h = 0,4121 \cdot 13 = 5,35 \text{ cm}$$

$$\sigma'_a = \frac{15}{y} (y - d') \bar{\sigma}'_b = \frac{15}{5,35} (5,35 - 2) \bar{\sigma}'_b = 9,4 \cdot 137$$

$$\sigma'_a = 1287,8 \text{ Kg/cm}^2$$

Armatures comprimées : \*  $A' = \frac{M_2}{\bar{\sigma}'_a (h - d')} = \frac{39649,2}{1287,8 (13 - 2)}$

$$A' = 2,8 \text{ cm}^2$$

Armatures tendues : \*  $A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon h} + \frac{M_2}{\bar{\sigma}_a (h - d')}$

$$A = \frac{411428,81}{2800 \cdot 0,8626 \cdot 13} + \frac{39649,2}{2800 (13 - 2)} = 14,39 \text{ cm}^2$$

Choix :

Ac. Tendues : 8 T16 (16,08 cm<sup>2</sup>)

Ac. Comprimés : 6 T10 (4,71 cm<sup>2</sup>)



Verifications :

Verification à la non fragilité :

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} = 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2$$

Verifié

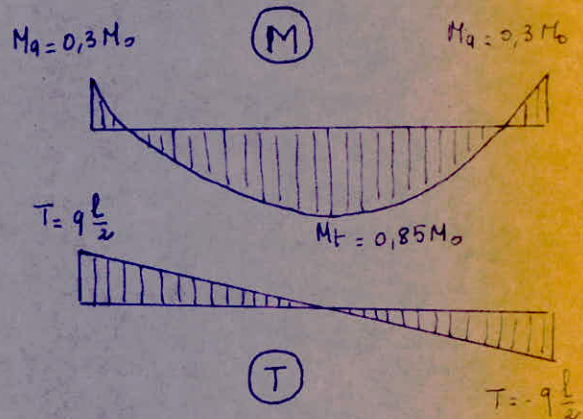
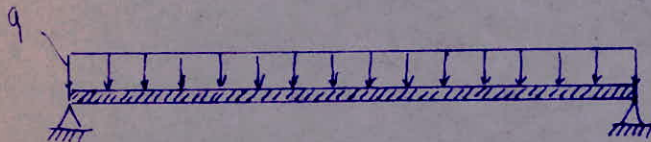
Verification à l'effort tranchant :

$$A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M_a}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{4337,25}{2800} + \frac{4510,78 \cdot 10^3}{2800 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13} = 12,6 \text{ cm}^2$$

Verifié

### CALCUL DE LA POUTRE PALIERE

Section : (30 x 35) cm<sup>2</sup> ; l = 2,75 m.



Charges :  $q = G + T_{\text{Pailasse}} + T_{\text{Palier}}$

$$G = 0,3 \cdot 0,35 \cdot 2500 = 262,5 \text{ Kg/ml}$$

$$T_{P_1} = 3086,91 \text{ Kg}$$

$$T_{P_2} = 4337,25 \text{ Kg}$$

$$q = 7,68 \text{ t/ml}$$

$$T = q \frac{l}{2} = 7,68 \times \frac{2,75}{2} = 10,56 \text{ t}$$

CALCUL DES ARMATURES :

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 7,68 \cdot \frac{(2,75)^2}{8} = 7,26 \text{ t.m.}$$

sur Appuis :  $M_a = 0,3M_0 = 0,3 \cdot 7,26 = 2,178 \text{ t.m.}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 2,178 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 32^2} = 0,0379$$

$$\epsilon = 0,9169$$

$$k = 45,2$$

$$\bar{k} = 20,4$$

$$-\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b -$$

$$(A' = 0)$$

$$A = \frac{2,178 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9169 \cdot 32} = 2,65 \text{ cm}^2$$

en travée :  $M_b = 0,85M_0 = 7,68 \cdot 0,85 = 6,17 \text{ t.m.}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 6,17 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 32^2} = 0,1075$$

$$\epsilon = 0,8705$$

$$k = 23,6$$

$$A = \frac{6,17 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8705 \cdot 32} = 7,91 \text{ cm}^2$$



$\kappa = 23,6 < \bar{\kappa}$  pas d'aciers comprimés.

Verifications :

- \* Non fragilité :  $A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 30 \cdot 32 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,93 \text{ cm}^2$   
- Vérifié -
- \* Verification à l'Effort Tranchant :  $T = 10,56 \text{ t}$ .

$$A \geq \frac{10560}{2800} - \frac{217800}{2800 \cdot \frac{7}{8} \cdot 32} = 0,99 \text{ cm}^2 \quad \text{- Vérifié -}$$

Choix des Aciers :

En travée :  $7,91 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T16 \quad (8,04 \text{ cm}^2)$

sur appuis :  $2,65 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T12 \quad (3,39 \text{ cm}^2)$

• Verification à la fissuration :

En travée :  $w_f = \frac{A}{3f} = \frac{8,04}{30 \cdot 6} = 0,044$

$\phi = 16$   
 $\eta = 1,6$   
 $\kappa = 1,5 \cdot 10^6$

$$\sigma_1 = \frac{\eta \cdot \kappa \cdot w_f}{\phi (10 \cdot w_f + 1)} = \frac{1,6 \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 0,044}{16 (40,4 + 1)}$$

$$\sigma_1 = 4583,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 1,6 \cdot 10^6 \cdot 5,9}{16}} = 2257,78 \text{ kg/cm}^2$$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 4583,3 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2$  - Vérifié -

sur appuis :  $w_f = \frac{3,39}{30 \cdot 6} = 0,018$

$\max \begin{cases} \sigma_1 = 3050,8 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2607 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} = 3050,8 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2 (\bar{\sigma}_a)$   
- Vérifié -

- Armatures Transversales :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{10560}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 32} = 12,57 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b$$

on prendra 1 cadre + 1 étrier  $\phi 8 \quad (A_t = 1,5 \text{ cm}^2)$

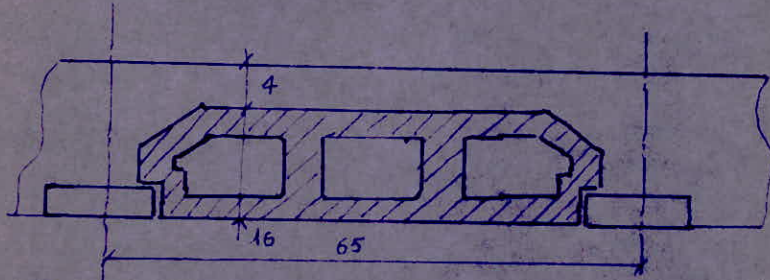
Espacement  $\bar{e} = \frac{7/8 \cdot 32 \cdot 1,5 \cdot 1600}{10560} = 6,36 \text{ cm}$

-  $e = 7 \text{ cm}$  -



## CALCUL DES POUTRELLES.

On a un plancher à corps creux (16+4). Les poutrelles seront préfabriquées sur chantier. Elles seront calculées sous la sollicitation du 1<sup>er</sup> Genre (G+1,2P). Elle seront disposées sur la plus petite portée.



schema de calcul :

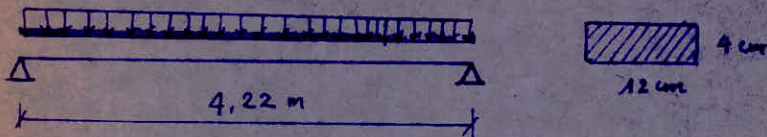
Le calcul des poutrelles sera fait en 2 Etapes.

1<sup>ere</sup> Etape : Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée supportant son poids propre, l'handis et la surcharge de l'ouvrier.

2<sup>eme</sup> Etape : Après coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre en T continue sur plusieurs appuis.

Calculs :

1) 1<sup>ere</sup> Etape : on prendra la poutrelle la plus défavorable (grande portée)



- Poids propre de la poutrelle :  $0,12 \cdot 0,04 \cdot 2500 = 12 \text{ Kg/ml}$
  - Corps creux :  $165 \times 0,65 = 107,25 \text{ Kg/ml}$
  - Surcharge pondérée :  $1,2 \cdot 100 \cdot 0,65 = 78 \text{ Kg/ml}$
- 
- $q = 198 \text{ Kg/ml}$

\* Moment en travée :

$$M_{\max} = q \cdot \frac{l^2}{8} = \frac{198 (4,22)^2}{8} = 440,75 \text{ Kg.m}$$

\* Effort tranchant sur appui :  $T_{\max} = q \cdot \frac{l}{2} = 417,78 \text{ Kg}$



Calcul des armatures (methode de P. CHARON)

On considère un enrobage  $d = 2 \text{ cm}$ .

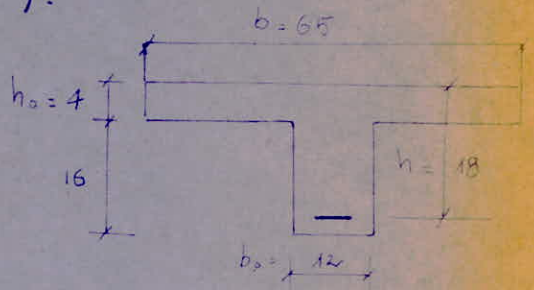
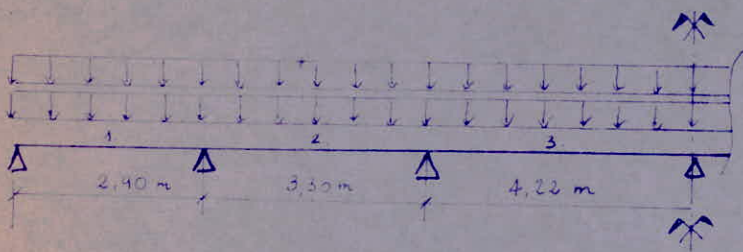
$$\mu = \frac{15 \cdot M_0}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 44075}{2800 \cdot 12 \cdot 2^2} = 4,919 \rightarrow K = 1$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{1} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \gg \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}'_b > \bar{\sigma}'_b$  : Les armatures comprimées sont nécessaires. Vu les faibles dimensions de la section du béton, ceci est pratiquement impossible. Pour cela on doit prévoir des échafaudages (étais) pour aider les pontrelles à supporter les efforts avant collage de la table de compression.

2) Deuxième Etape : (à l'exploitation)

La pontrelle sera calculée en tenant compte de la continuité (section en T).



Détermination des efforts agissants sur la pontrelle :

Le plancher est à surcharges modérées

on constate que les travées 2. et 3. ne vérifient pas l'inégalité suivante :

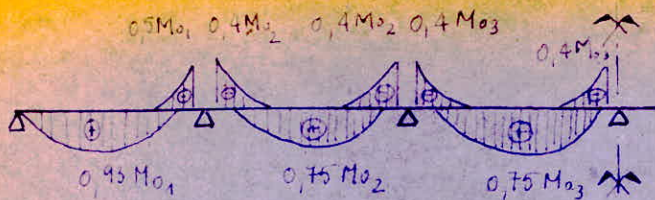
$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \quad \frac{l_2}{l_3} = 0,78 < 0,8$$

malgré ça on peut appliquer la methode forfaitaire mais on tenant compte de la condition suivante (C.C.B.A 68 Art. 5532)

en prenant les cas de charges et surcharges separement et dans les cas les plus de favorables.



Diagramme des moments :



1. Calcul des moments dus aux charges permanentes les plus défavorables :

$$q_p = 526 \times 0,65 = 341,9 \text{ kg/ml.}$$

$$M_0 = q_p \cdot \frac{l^2}{8}$$

pour les différentes travées on aura :

$$M_{01} = 359,42 \text{ Kg.m}$$

$$M_{02} = 465,41 \text{ —}$$

$$M_{03} = 761,08 \text{ —}$$

Évaluation des moments sur appuis :

$$\left. \begin{aligned} M_{a11} &= -0,5 M_{01} = -179,71 \text{ Kg.m} \\ M_{a12} &= -0,4 M_{02} = -186,16 \text{ —} \end{aligned} \right\} \cdot M_{a1 \max} = -186,16 \text{ Kg.m}$$

$$\left. \begin{aligned} M_{a22} &= -0,4 M_{02} = -186,16 \text{ Kg.m} \\ M_{a23} &= -0,4 M_{03} = -304,43 \text{ —} \end{aligned} \right\} \cdot M_{a2 \max} = -304,43 \text{ Kg.m}$$

$$\left. \begin{aligned} M_{a3} &= -0,4 M_{03} = -304,43 \text{ Kg.m} \end{aligned} \right\} \cdot M_{a3 \max} = -304,43 \text{ Kg.m}$$

Évaluation des moments en travées :

$$\bullet M_{t1} = 0,33 M_{01} = 334,26 \text{ Kg.m}$$

$$\bullet M_{t2} = 0,75 M_{02} = 349,05 \text{ Kg.m}$$

$$\bullet M_{t3} = 0,75 M_{03} = 570,81 \text{ Kg.m}$$

2. Calcul des moments dus aux surcharges les plus défavorables

$$q_s = 175 \times 1,2 \times 0,65 = 136,5 \text{ Kg/ml} \quad (\text{Ponderé})$$

$$M_{0i} = q_s \cdot \frac{l_i^2}{8}$$

$$\bullet M_{01} = 143,5 \text{ Kg.m}$$

$$\bullet M_{02} = 185,13 \text{ —}$$

$$\bullet M_{03} = 303,85 \text{ —}$$

Moments en travées :

$$M_{t1} = 133,45 \text{ Kg.m}$$

$$M_{t2} = 138,85 \text{ Kg.m}$$

$$M_{t3} = 227,88 \text{ Kg.m}$$



Moments aux appuis :

$$\begin{aligned} M_{a1 \text{ max}} &= 74,05 \text{ Kg.m} \\ M_{a2 \text{ max}} &= 121,54 \text{ Kg.m} \\ M_{a3 \text{ max}} &= 121,54 \text{ Kg.m} \end{aligned}$$

Le ferrailage de la poutrelle se calculera à l'aide des moments globaux en travées (resp. aux appuis) dûs aux charges permanentes et aux surcharges pondérées.

Moment maximum global au appuis :

$$M_a = -304,43 - 121,54 = -425,97 \text{ Kg.m}$$

Moment maximum global en travée :

$$M_t = 570,81 + 227,88 = 798,69 \text{ Kg.m}$$

Calcul des Armatures (methode de P. CHARON)

1. Sur Appuis :  $M_a = 425,97 \text{ Kg.m}$ .

$$\mu = \frac{15 \cdot M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 42597}{2800 \cdot 65 \cdot 18^2} = 0,0108$$

tableau :

$$\begin{aligned} \epsilon &= 0,9535 \\ \kappa &= 92,5 \quad \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{92,5} = 30,2 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \\ &\quad \text{(pas d'armatures comprimées)} \end{aligned}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{42597}{2800 \cdot 0,9535 \cdot 18} = 0,88 \text{ cm}^2$$

• Vérification à la non fragilité :

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 65 \cdot 18 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,13 \text{ cm}^2$$

donc  $A_a \geq A_{nf}$   $A_{amin} = 1,13 \text{ cm}^2$ .

• Vérification à l'effort tranchant :

$$T_{max} = q_t \cdot \frac{l_{max}}{2} = (136,5 + 341,9) \cdot \frac{4,22}{2} = 1009,42 \text{ Kg}$$

majoration de 10% (plus de 2 travées)

$$T = 1009,42 \times 1,1 = 1110,36 \text{ Kg}$$

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M_a}{3} = 1110,36 - \frac{42597}{3} = -1594,2 \text{ Kg}$$

Ce qui vérifie ( $A > 0$ ).



2. en travée :  $M_t = 798,69 \text{ Kg.m}$

$$\rho = \frac{15 \cdot 798,69 \cdot 10^2}{2800 \cdot 65 \cdot 18^2} = 0,0203$$

$$\epsilon = 0,9375$$

$$\rightarrow K = 65$$

$$-\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \quad (A' = 0)$$

$$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{79869}{2800 \cdot 0,9375 \cdot 18} = 1,69 \text{ cm}^2$$

• Verification à la non fragilité : (Art. 52 CCBA 68)

$$A_t \geq 0,69 b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 1,13 \text{ cm}^2$$

ce qui est vérifié.

• Choix des aciers :

sur appuis : on prendra 1 T14  $A = 1,54 \text{ cm}^2$

en travées : on prendra 3 T10  $A = 2,35 \text{ cm}^2$

Nota: la condition de Non fragilité exige une section minimale d'acier de  $(1,13 \text{ cm}^2)$  d'où on adoptera sur tous les appuis (resp. travées) le même ferrailage choisi.

• Verification à la fleche : (Art. 612 CCBA 68)

$$1^\circ) \frac{h_t}{L} > \frac{1}{22,5} = 0,044$$

$$\frac{h_t}{L} = \frac{20}{420} = 0,047 > 0,044 \quad (\text{Vérifiée})$$

$$2^\circ) A < b \cdot h \cdot \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} = 65 \cdot 18 \cdot \frac{43}{4200} = 11,37 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} \quad (\text{Vérifiée})$$

• Verification de l'adhérence:

$$\tau_d = \frac{T}{p \cdot z} = \frac{1110,36}{6,28 \cdot 15,75}$$

$$p = 2\pi \cdot 1 = 6,28$$

$$z = \frac{7}{8} h = 15,75 \text{ cm}$$

$$\tau_d = 11,22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 3 \psi_4 \bar{\sigma}_b = 3 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 26,55 \text{ kg/cm}^2 > \tau_d$$

• Condition aux appuis :

$$A \geq \frac{T + \frac{M}{z}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{1110,36 - \frac{42597}{15,75}}{2800} = -1,36$$

- Vérifiée -



Armatures transversales: (Art. 58.3 et 25 C.E.B.A 68)

Contrainte de cisaillement:  $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1110,36}{12 \cdot \frac{7}{8} \cdot 18} = 5,87 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{65} = 43,05 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0} = 68,8 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$  (des cadres suffisent).

on choisit des cadres  $\phi 6$  ( $A_t = 0,565 \text{ cm}^2$ ) en acier doux

$\bar{\sigma}_{at}$ : reprise de bétonnage, d'un  $\bar{\sigma}_{at} = 2/3 \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$

Espacement admissible:

$t = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2h = 3,6 \text{ cm} \\ t_2 = \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b}\right) h = 12,62 \text{ cm} \end{array} \right.$

$t_0$  est donné par:  $\bar{t} = 13 \text{ cm}$ .

$t_0 = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,565 \cdot \frac{7}{8} \cdot 18 \cdot 1600}{1110,36} = 12,82 \text{ cm}$ .

On prendra un espacement constant  $t = 13 \text{ cm}$  aux nus de appuis l'espacement sera de  $\frac{t}{2} = 6,5 \text{ cm}$ .

CALCUL Du nombres d'Etais qu'il faudrait placer à la pose.

Section d'acier

$A = 1,57 \text{ cm}^2$  (3T10).

$M_A = \bar{\sigma}_a \cdot z \cdot A = 2800 \cdot \frac{7}{8} \cdot 2 \cdot 2,35$

$M_A = 11515 \text{ Kg.cm}$

$M_A > M = q \frac{l_i^2}{8} \rightarrow l_i \leq \sqrt{\frac{8M}{q}} \leq \sqrt{\frac{8 \cdot 11515}{198}} = 2,01$

on prendra 2 etais. avec  $l_i = 1,4 \text{ m}$ .

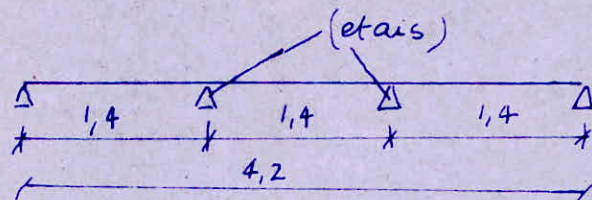




TABLE DE COMPRESSION :

ferraillage de la table (Art 58.2 C.C.B.A. 68)

Afin de limiter les risques de fissurations et pour faire repartir les charges on prévoit un treillis soudé. Les dimensions des mailles de ce treillis ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

- Armatures perpendiculaires aux nervures: ( $A_{\perp}$ )

$l_n = 65$  cm. écartement des nervures entr'axes.  
pour  $50 < l_n < 80$

$$A_{\perp} \geq \frac{43 l_n}{\sigma_{en}} = \frac{43 \cdot 65}{5200} = 0,54 \text{ cm}^2$$

- Armatures parallèles aux nervures: ( $A_{\parallel}$ )

$$A_{\parallel} > \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,54}{2} = 0,27 \text{ cm}^2.$$

On adopte un treillis soudé  $\phi 4$  (maille  $20 \times 20$ )

N.B. on adopte le même ferraillage que la table de compression du rez de chaussée (16 + 6).



## -ÉTUDE AU SEÏSME-

### INTRODUCTION :

Nos deux bâtiments étant à étages multiples (R+1 et R+2) ;  
leur construction sera conçue pour résister à d'éventuelles secousses  
sismiques puisque leur lieu d'implantation est à Blida,  
(zone sismique N° II).

### EFFETS DU SEÏSME :

Les secousses sismiques imposent aux constructions des  
accélérations particulières pouvant atteindre l'ordre de  
grandeur de  $g$  ; ( $g \approx 9,81 \text{ m/s}^2$ ).

Les efforts qui en résultent peuvent s'exercer en plan  
selon une direction quelconque qui peut être oblique ou  
verticale ; on peut toute fois les décomposer en 2 composantes  
(verticales et horizontale), qu'il est commode de caractériser  
par la valeur des accélérations verticales et horizontales du  
mouvement sismique et d'admettre qu'elles s'adressent aux  
masses  $m$  de la construction.

Dans le cas de construction à planchers rigides (notre cas) ;  
on conduira la vérification en appliquant les forces horizontales  
au niveau de chaque plancher ; et dans l'évaluation des  
charges soumises à l'action sismique, on prendra en compte  
les charges permanents et éventuellement la fraction des  
surcharges revenant au plancher considéré.



## RECOMMANDATIONS DE CONCEPTION GÉNÉRALE DES BATIMENTS.

- a/ Réduire autant que possible la hauteur des bâtiment et surtout le rapport de celle-ci à leur largeur (plus faible distance entre murs extérieurs des façades), si le rapport excède :
- 2,5 Pour zone de faible sismicité.
  - 2,0 " " " forte " .
  - 1,5 " " " très forte " , des justifications spéciales devront être fournies.
- b/ Eviter des ensembles mal équilibrés en hauteur ou en inertie.
- c/ Eviter des ouvertures de Trop grandes dimensions.
- d/ Prévoir dans la mesure du possible un sous-sol général, ou des fondations profondes, massives qui ancrent la construction dans le sol.
- e/ Eviter les encorbellements et tous les éléments de construction mal liés à l'ossature.
- f/ Choisir de préférence un terrain compact et établir des fondations profondes soigneusement chaînées et engagées dans le sol résistant pour s'opposer aux soulèvements dus aux composantes verticales du séisme.
- Réaliser une liaison très résistante entre les fondations et la superstructure.
- g/ Pour la superstructure :
- \*/ Abaisser le plus possible le centre de gravité de la construction.
  - \*/ Réaliser des nœuds rigides.



- \* / Assurer l'indéformabilité de l'ensemble par des contreventements soignés dans tous les sens.
- \* / Dans les poteaux ; les recouvrements des barres en attente devront être au moins égaux à 50 fois leur diamètre.
- \* / L'écartement des armatures transversales doit être au plus égal à la hauteur utile des pièces.
- \* / Prévoir autour des ouvertures des encadrements armés liés à l'ossature ou aux chaînages.

## - CALCUL SISMIQUE -

Ce mode de calcul substitue aux effets dynamiques réels des seismes ; des sollicitations statiques résultant de la combinaison de systèmes de forces fictives dont les effets sont quasi-équivalents à ceux de l'action sismique.  
Les systèmes fictifs se composent :-

- D'un système de forces élémentaires horizontales, Noté ( $S_H$ ).
- " " " " " verticales, noté ( $S_V$ ).
- " " de couples de Torsion d'axe vertical.

On admet également que les charges et les fractions des surcharges sont ramenées au niveau des planchers.

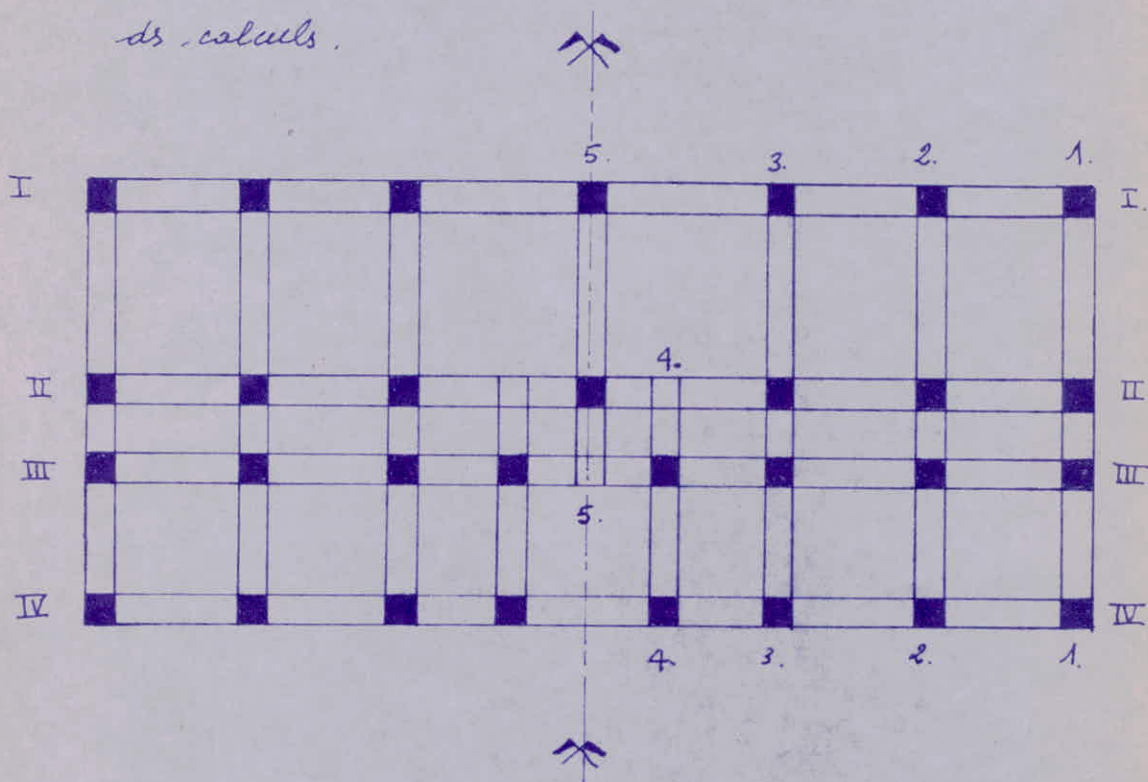
Les sollicitations sismiques horizontales sont de directions quelconques ; cependant, les règlements permettent la vérification dans les 2 directions perpendiculaires successivement envisagées.



# CALCUL SISMÏQUES

\* - Remarque :

La notation des portiques sera maintenue jusqu'à la fin des calculs.



Les portiques les plus défavorables sont :

\* - Portiques Transversaux : 3-3, 4-4, et 5-5.

\* - Portiques Longitudinaux : I-I, III-III, (ou IV-IV).



## I. DÉTERMINATION DES COEFFICIENTS SISMQUES

### I1. DIRECTION horizontale :-

$$\sigma_x = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \quad (\alpha, \beta, \gamma, \delta : \text{coefficients sans dimension})$$

$\alpha$  : coefficient d'intensité : dépend de l'intensité nominale  $I_n = 8$  pour laquelle est demandée la protection de la construction.

zone II (Blida  $\alpha = 1$ ).

$\beta$  : Coefficient de réponse : caractérise l'importance de la réponse de l'ossature à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence, il dépend :

a/ De la période  $T$  de mode de vibration de la construction

dans la direction étudiée.  $T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L_x}}$

où :  $H$  : hauteur du bâtiment.

$L_x$  : longueur du bâtiment.

b/ Du degré d'amortissement de l'ouvrage.

c/ Accessivement, de la nature du sol des fondations.

$$\beta = \frac{0,065}{\sqrt[3]{T}} \quad \text{avec } 0,05 \leq \beta \leq 0,1$$

$\gamma$  : Coefficient de distribution ; il ne dépend que de la structure et caractérise à l'intérieure de celle-ci, le comportement de la masse à laquelle il se rapporte ; il s'exprime en fonction du rang  $r$  de plancher compté à partir de la base.

si  $n$  est le nombre de planchers, le coeff. applicable au plancher de rang  $r$  est :

La distribution des coeffs. est du type  $\gamma_r = \frac{3r}{2n+1}$ .  
Triangulaire.



Dans notre cas  $n = 2$  ( $R + 1$ )

\* /  $n = 1 \rightarrow \gamma_r = \frac{3}{5} = 0,6$ .

\* /  $n = 2 \rightarrow \gamma_r = \frac{6}{5} = 1,2$ .

$\delta$  : Coefficient de fondation ; il est indépendant des propriétés dynamiques de la construction, est un facteur correcteur tenant compte de l'incidence des conditions de fondations sur le comportement de l'ouvrage.

Pour semelles superficielles, sur terrain de consistance moyenne :

$$\delta = 1,15.$$

Les coefficients sismiques auront donc pour valeurs :

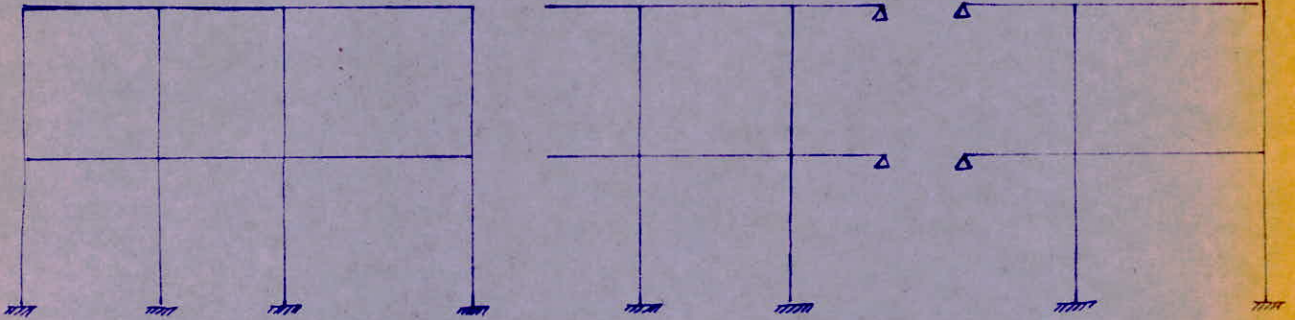
$$\sigma_x = 1 \cdot 1,15 \cdot \gamma_r \cdot \beta.$$

A\_ Portiques Transversaux :

Portique 3-3

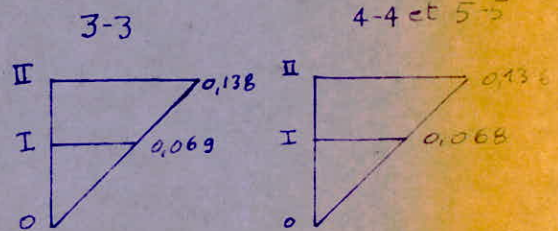
Portique 4-4

Portique 5-5



Soit le Tableau suivant :

Portique	Hm	Lx	T	$\beta$	$\sigma_T$	
					Ni. I	Ni. II
3-3	6,40	9,85	0,183	0,100	0,069	0,138
4-4	6,40	3,60	0,303	0,096	0,068	0,136
5-5	6,40	4,20	0,281	0,099	0,068	0,136



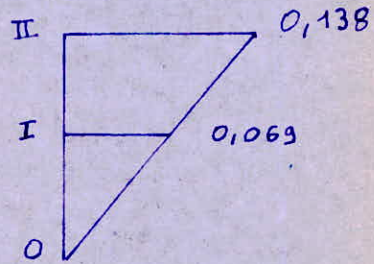


B. PORTIQUES LONGITUDINAUX.

Tous les portiques longitudinaux ont même hauteur et même longueur

$$\left. \begin{array}{l} H_m = 6,40 \text{ m.} \\ L_x = 22,65 \text{ m} \end{array} \right\} \text{ d'où } T = \frac{0,09 \cdot H_m}{\sqrt{L_x}} = 0,142 \quad ; \quad \beta = 0,1.$$

$$\sigma_L = \begin{cases} 0,069 & \text{N. I} \\ 0,138 & \text{N. II} \end{cases}$$



\* / COEFFICIENTS SISMiques ; DIRECTION VERTICALE

$$\text{on a } \sigma_v = \mp \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \cdot \sigma_H \quad \text{où } \sigma_H = \max \{ \sigma_T, \sigma_L \}$$

Tous nos portiques ont la même  $\sigma_v = \pm 0,138$ .



## ETUDE DE LA TORSION

Les Constructions peuvent être le siège d'oscillations de torsion particulièrement préjudiciables à leur bonne tenue.

Ces oscillations se trouvent considérablement accentuées dès que la résultante des forces se trouve excentrée. Une distribution de favorable des surcharges peut, de son côté, contribuer à aggraver la torsion. notre bâtiment possède une symétrie dans un sens seulement (symétrie par rapport à l'axe vertical) donc le centre de torsion du bâtiment se trouve sur l'axe vertical.

l'excentricité du bâtiment par rapport à l'axe horizontal est donnée par :

$$e_y = y_G - y_T$$

$y_G$ : Centre de masses:  
( $x_G = 0$ )

$$y_G = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i}$$

$M_i$ : masse soumise au séisme.

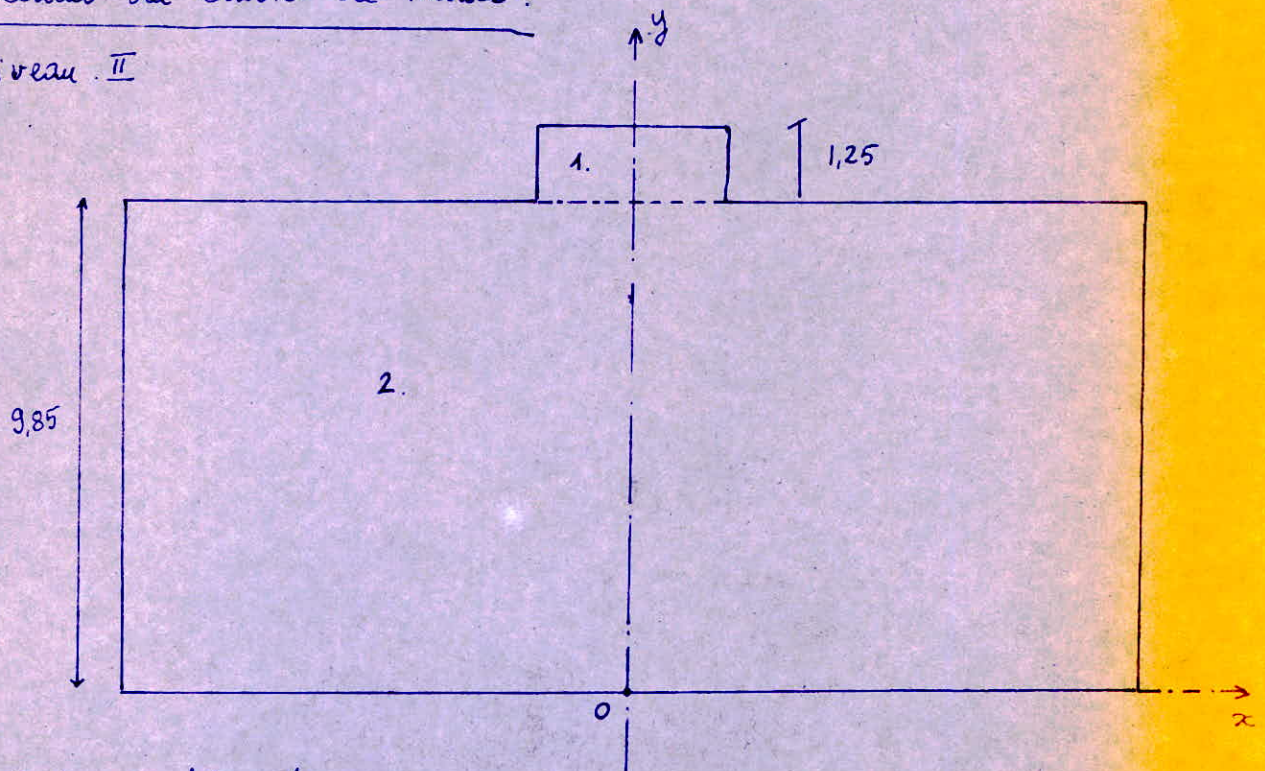
$y_T$ : Centre de torsion:  
( $x_T = 0$ )

$$y_T = \frac{\sum I_{y_i} \cdot y_i}{\sum I_{y_i}}$$

$I_{y_i}$ : moment d'inertie du poteau  $i$  / Axe  $y$ .

Calcul du Centre de masses :

Niveau II



Déterminations des masses  $M_i$  :

$M_1$ : Plancher :  $526 \cdot 1,25 \cdot 3,2 = 2,10 \text{ t}$   
 acrotère :  $150 \cdot (1,25 \cdot 2 + 3) = 0,82 \text{ t}$   
 Pontres. t. :  $262,5 \times 1,25 \times 2 = 0,65 \text{ t}$   
 1/2 murs :  $\frac{2,85}{2} \cdot 210 (2,5 + 3) = 1,64 \text{ t}$

$$M_1 = G_1 + \frac{P_1}{5} = 6,3 \text{ t}$$



$M_2$ : Plancher :  $526 \cdot 23,10 \cdot 9,85 = 124,13 t$   
 acrotère :  $150 [23,10 - 3,2 + 23,10 + 2 \cdot 9,85] = 9,46 t$   
 poutres long :  $262,5 \times 23,10 \times 4 = 24,4 t$   
 poutres trans :  $262,5 (9,85 \cdot 6 + 2 \cdot 5,20 + 1,3) = 19,05 t$   
 $1/2$  poteaux :  $225 \cdot \frac{2,85}{2} \cdot 30 = 9,61 t$   
 $1/2$  murs :  $210 \cdot \frac{2,85}{2} (9,85 + 23,10 - 3,2) = 8,3 t$   
 $1/2$  cloisons :  $75 \cdot 9,85 \cdot 23,10 = 17,06 t$   
 Surcharge :  $P_s = 100 \cdot 9,85 \cdot 23,10 = 22,75 t$

$$M_e = G_2 + \frac{P_s}{5} = 217,17 t$$

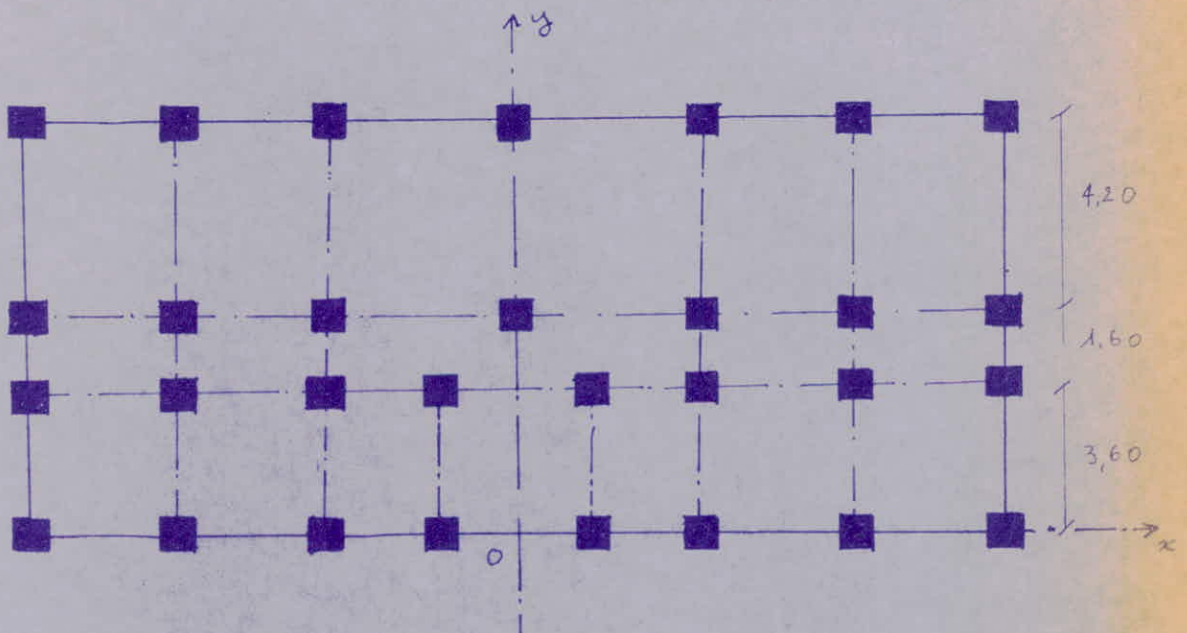
Centre de masses :  $y_G = \frac{M_1 y_1 + M_2 y_2}{M_1 + M_2}$

$$y_G = \frac{217,17 \cdot \frac{9,85}{2} + 6,3 (9,85 + \frac{1,25}{2})}{217,17 + 6,3} = 5,23 m.$$

On fait les mêmes calculs pour les Plancher I et Rez de chaussée.  
 on trouve :

Niveau I :  $y_G = 5,35$   
 Niveau R.C :  $y_G = 5,925$  (Centre de masses confondu avec le centre géométrique du A<sup>II</sup>)

Centre de torsion du bâtiment :



$$y_T = \frac{\sum I_{y_i} \cdot y_i}{\sum I_{y_i}} \quad \text{with} \quad I_{y_i} = I = c^{ste.}$$

$$y_T = \frac{I \cdot 8 \cdot 360 + I \cdot 5,20 \cdot 7 + I \cdot 9,40 \cdot 7}{30 \cdot I}$$

$$y_T = 4,85 m.$$



excentricité :  $e = \max(e_{yi})$

Niveau II  $e_y = y_G - y_T = 5,23 - 4,85 = 0,38 \text{ m}$

Niveau I  $e_y = 5,35 - 4,85 = 0,5 \text{ m}$

Niveau R.C  $e_y = 4,925 - 4,85 = 0,075 \text{ m}$

$e_{\max} = 0,5 \text{ m}$

le E.T.C préconise de prendre le max des excentricités suivantes :

$e = \max \left\{ \begin{array}{l} 5\% L \quad (L: \text{longueur du bâtiment dans le sens de la torsion}) \\ e_{\max} \text{ du Bâtiment.} \end{array} \right.$

$e = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,05 \cdot 9,85 = 0,492 \text{ m} \\ 0,5 \text{ m} \end{array} \right.$

donc :  $e = 50 \text{ cm}$

DESCENTE DE CHARGES SISMIQUE :

Niveau II : G : acrotère :  $150 [9,55 + 23,10 + 1,25] \cdot 2 = 10,26 \text{ t}$   
 plancher :  $526 (9,55 \cdot 23,10 + 1,25 \cdot 3,05) = 121,68 \text{ t}$   
 poutres :  $262,5 \rightarrow 44,6 \text{ t}$   
 1/2 poteaux :  $225 \rightarrow 9,6 \text{ t}$   
 1/2 murs :  $210 \rightarrow 20,82 \text{ t}$   
 1/2 cloisons :  $75 \rightarrow 17,35 \text{ t}$

P :  $100 \cdot 9,85 \cdot 23,10 = 23,13 \text{ t}$

$W_{II} = G + \frac{P}{5} = 230 \text{ t}$

Niveau I : G : plancher (cloisons comprises) :  $486 \cdot 231,33 \rightarrow 112,42 \text{ t}$   
 poutres :  $44,6 \text{ t}$   
 poteaux :  $19,2 \text{ t}$   
 murs :  $41,64 \text{ t}$   
 Escalier :  $5,42 \text{ t}$

P :  $400 \times (3,05 \cdot 360) + 175 \cdot 231,33 + 350 \cdot 360 \cdot 1,34 \cdot 4 = 51,6 \text{ t}$

$W_I = G + \frac{P}{5} = 235 \text{ t}$

N	WE (t)	eL	eT	Forces Cumulées					
				F <sub>HL</sub> (t)	F <sub>HT</sub> (t)	S <sub>IV</sub> (t)	S <sub>IV</sub> (t/m)	F <sub>UL</sub> = F <sub>UT</sub>	S <sub>IV</sub> (%)
II	230	0,138	0,138	31,74	31,74	31,74	0,137	31,74	0,137
I	235	0,069	0,069	16,21	16,21	16,21	0,07	47,95	0,207



Forces horizontales agissant sur les Portiques.

- sens longitudinal :

$$F_x = \frac{\sigma_L \cdot W \cdot I_{xi}}{\sum I_{xi}} = \frac{F_{HL} \cdot I_{xi}}{\sum I_{xi}}$$

$$F_y = \frac{\sigma_T \cdot W \cdot I_{yi}}{\sum I_{yi}} = \frac{F_{HT} \cdot I_{yi}}{\sum I_{yi}}$$

$I_{xi}, I_{yi}$  : moments d'inertie de tous les poteaux du Port.  
 $\sum I_{xi}, \sum I_{yi}$  : " " " " " du niveau

Tableau donnant les forces horizontales agissant sur les portiques considérés :

$F_H$  en (t)

	N	Port. I-I	Port. II-II	Port. III-III	Port. IV-IV
Portiques longitudinaux (L)	II	7,4	7,4	8,46	8,46
	I	3,78	3,78	4,32	4,32
	N.	P.(33)	P.(55)(44)	P(22)(11)	P(77)(88)(99)
Portiques transversaux (T)	II	4,23	2,11	4,23	4,23
	I	2,36	1,08	2,36	2,36



## EFFET DU COUPLE DE TORSION UNITÉ D'AXE VERTICAL (passant par T).

L'effet du couple de torsion se traduit à une rotation du plancher autour du point T. Le déplacement subit par la tête du poteau de coordonnées (x, y) a pour composantes  $-K.y$  et  $K.x$ .

K: Constante dépendant du moment d'inertie du poteau.

I: moment d'inertie du poteau de coordonnées (x, y) par rapport à un axe parallèle à  $T_x$ .

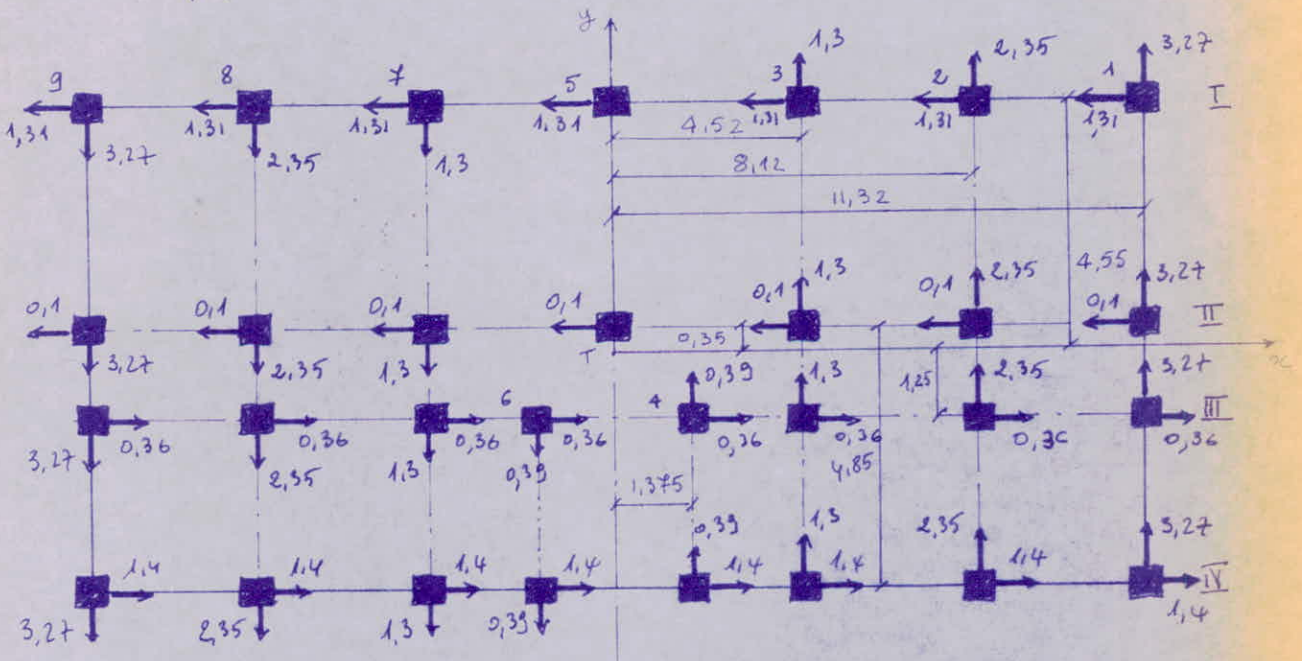
i: moment d'inertie de ce poteau / a un axe //  $T_y$ .

on définit: 
$$K = \frac{1}{\sum I.x^2 + \sum i.y^2}$$

Les actions horizontales sont pour un couple unité:

$$F \begin{pmatrix} -K.i.y \\ K.I.x \end{pmatrix}$$

Calcul de: (K)



Pour notre cas, on a des poteaux carrés (30x30)

$$I = i = \frac{b.h^3}{12} = \frac{0,3 \cdot (0,3)^3}{12} = 6,75 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$K = \frac{1}{8I(11,32^2 + 8,12^2 + 4,52^2) + 4I(1,375^2) + 7I(0,35^2 + 4,55^2) + 8I(1,25 \cdot 4,85)}$$

$$K = \frac{1}{I} \cdot \frac{1}{345,06}$$

$$K = 4,29$$



Pour calculer les forces unitaires agissant sur un poteau quel qu'onque. on procède comme suit:

Ex: poteau. I<sub>1</sub>. de coordonnées  $\begin{pmatrix} 11,32 \\ 4,55 \end{pmatrix}$

le déplacement subit par ce poteau est D<sub>I<sub>1</sub></sub> qui a pour composantes:

$$D_{I_1} \begin{pmatrix} -K \cdot y_{I_1} \\ K x_{I_1} \end{pmatrix}$$

c'est à dire  $D_{I_1} \begin{pmatrix} -19,52 \\ 48,56 \end{pmatrix}$

Les actions (unitaires) horizontales de ce poteau sont:

$$F_{I_1} \begin{pmatrix} -K \cdot y \cdot i \\ K x \cdot I \end{pmatrix} \text{ qui ont pour valeur } F_{I_1} \begin{pmatrix} -1,31 \cdot 10^{-2} \\ 3,27 \cdot 10^{-2} \end{pmatrix}$$

les couples de forces unitaires sont représentés sur chaque poteau. (vu en plan). en:  $10^{-2}$  unité

On aura à considérer les moments de torsion réels:

$$M = F_H \cdot e.$$

Ces moments provoquent des efforts dans les portiques (long., trans.) qui seront proportionnels aux moments qui les provoquent.

Ex: port **I**:  $M = F_H \cdot e.$

Force due à la torsion:  $F_T = M \cdot (F_I = 7 \cdot F_{I_1})$

en general:  $F_T = M \cdot \Sigma F_{unit}$

Moments de Torsion réels:

$$M = F_H \cdot e \quad \text{on a: } (F_{H_L} = F_{H_T} = F_H)$$

Niveau I:  $M = 16,21 \cdot 0,5 = 8,10 \text{ t.m.}$

Niveau II:  $M = 31,74 \cdot 0,5 = 15,87 \text{ t.m.}$

Niveau	Port. ques Longitudinaux				Port. ques transversaux				
	I.I	II.II	III.III	IV.IV	11.99	22.88	33.77	44.66	5.5
II	1,455	0,111	0,457	1,777	2,07	1,491	0,825	0,123	0
I	0,742	0,056	0,233	0,907	1,06	0,761	0,421	0,063	0



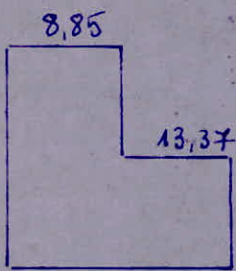
Forces totales horizontales agissant sur les portiques:

$$F = F_{\text{HORIZONTALE}} + F_T \text{ (additionnelle)}$$

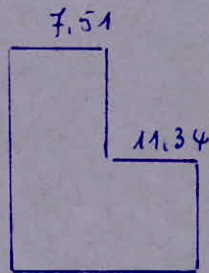
Niveau	F <sub>i</sub> (t)	Port. LONGITUDINAUX				PORT. TRANSVERSAUX				
		I.I	II.II	III.III	IV.IV	1.1	2.2	3.3	4.4	5.5
II.	F <sub>H</sub>	7,14	7,14	8,46	8,46	4,23	4,23	4,23	2,11	2,11
	F <sub>T</sub>	1,455	0,111	0,457	1,777	2,07	1,431	0,825	0,123	0
	F <sub>T<sub>H</sub></sub>	8,85	7,51	8,91	10,23	6,30	5,72	5,05	2,23	2,11
I.	F <sub>H</sub>	3,78	3,78	4,32	4,32	2,16	2,16	2,16	1,08	1,08
	F <sub>T</sub>	0,742	0,056	0,223	0,907	1,06	0,761	0,421	0,063	0
	F <sub>T<sub>H</sub></sub>	4,52	3,83	4,54	5,22	3,22	2,92	2,58	1,14	1,08

Diagrammes de F<sub>T<sub>H</sub></sub> (cumulés) des portiques considérés:

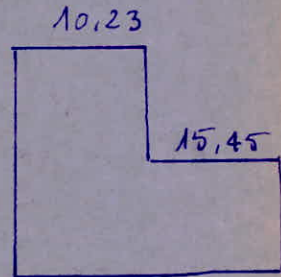
Portiques Longitudinaux:



Port I.I

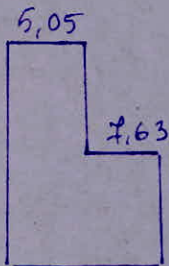


Port II.II

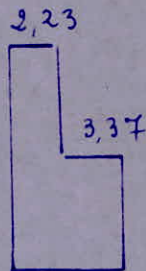


Port III.III

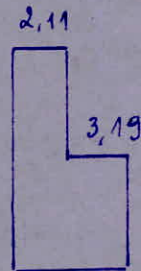
Portiques transversaux:



Port. 3.3



Port. 4.4.



Port. 5.5



## CALCUL DES PORTIQUES SOUS FORCES HORIZONTALES SISMÍQUES

Le calcul des efforts sous les forces horizontales sera fait à l'aide de la méthode de M<sup>r</sup> BOWMAN.

\* - Exposé de la méthode :

### 1. Hypothèses :

Dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur et où les raideurs de différents travées des poutres porteurs du plancher, parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux, sont toutes supérieures ou  $1/5$  de la raideur du poteau le plus raide, on admet :

\* - Que les forces horizontales agissant sur une file de poteaux se répartissent entre les différents poteaux de cette file proportionnellement aux moments d'inertie de ces poteaux, les moments d'inertie des poteaux de rive, sont toutefois affectés du coefficient 0,8.

\* - Que les poteaux des étages courants sont encastres au niveau de chacun des planchers et que les points d'inflexion dans les poteaux de hauteur  $h$  se situent :

- Au dernier niveau, à  $0,65h$  de la partie supérieure du poteau.

- À l'avant dernier niveau, à  $0,60h$  de la partie supérieure du poteau.

- Et tous les autres niveaux, sauf au 1<sup>er</sup>, à  $0,50h$ .

- Au premier niveau, à  $0,80h$  à partir de la base du poteau.



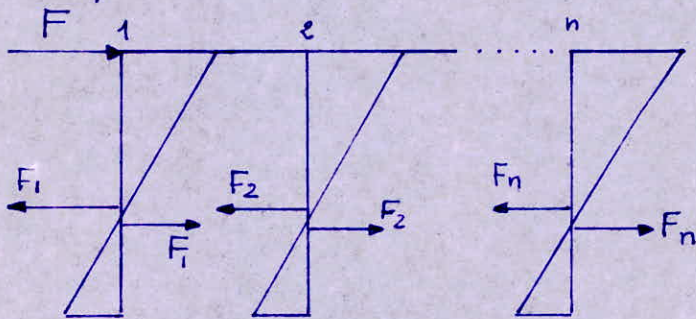
\* - 2° Répartition des forces horizontales par poteau :

- Poteau intermédiaire  $J$  ( $1 < J < n$ ) :

$$F_j = \frac{F \cdot I_j}{0,8(I_1 + I_n) + \sum_2^n I_j}$$

- Poteau de rive : ( $J=1, J=n$ ) :  $F_j = \frac{F \cdot 0,8 I_j}{0,8(I_1 + I_n) + \sum_2^n I_j}$

\* - Schéma explicatif :

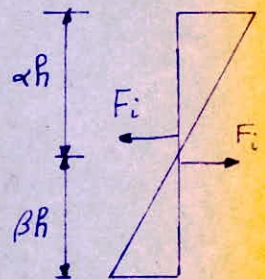


\* - Moments dans les poteaux :

- En tête des poteaux :  $M = F_i \cdot \alpha \cdot h$

- À la base des poteaux :  $M = F_i \cdot \beta \cdot h = F_i \cdot (1 - \alpha) \cdot h$

où  $\alpha, \beta$  coefficients donnant la position du point d'inflexion.



\* - Moments dans les poutres :

Le partage des moments dans les poutres sera effectué proportionnellement aux raideurs des poutres situées à droite et à gauche du nœud considéré.

-  $M_i$  : moment en tête du poteau inférieur. (ou  $M_t$ ).

-  $M_s$  : moment à la base du poteau supérieur (ou  $M_b$ ).

-  $M_w$  et  $M_e$  ( $K_g, K_d$ ) moments dans la travée de gauche (resp. de droite)

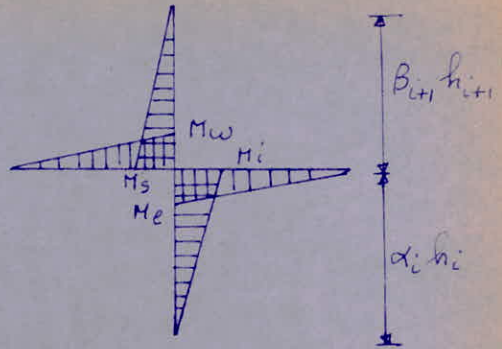
-  $K_w, K_e$  ( $K_g, K_d$ ) raideurs des travées (gauche et droite respectivement).



On a alors :

$$- M_w = -(M_s + M_i) \frac{k_g}{k_g + k_d}$$

$$- M_e = -(M_s + M_i) \frac{k_d}{k_g + k_d}$$



\* - Efforts tranchants et moments en travée dans les poutres :

En dérivant l'équation du moment :  $M(x) = -\frac{M_w + M_e}{l} x + M_w$

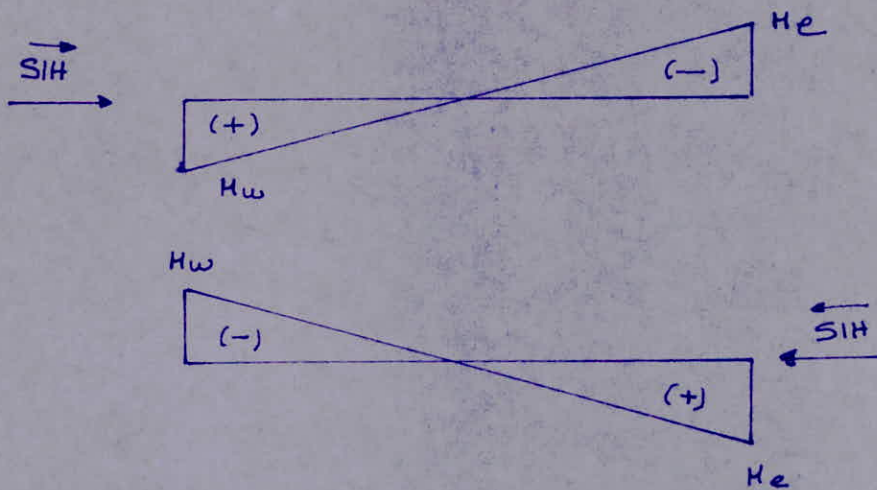
on aura  $T = \frac{dM(x)}{dx} = -\frac{M_w + M_e}{l}$

Alors que le moment en travée obtenu à  $x = \frac{l}{2}$  :

$$M_t = \frac{M_w - M_e}{2}$$

À noter que ces équations sont obtenues pour  $\vec{S_{IH}}$ , qu'on a  $\vec{S_{IH}}$  ou a qu'à changer le signe des valeurs trouvées pour  $\vec{S_{IH}}$ .

Ci-dessous le schéma explicatif.





# CALCUL DES EFFORTS DÛS AU SÛSME Horizontale dans les portiques

## 1. Portiques transversaux :

Portique 33. : Efforts horizontaux en (t).

Niv.	$F_H$	$F_1=F_4$	$F_2=F_3$
II	5,05	1,22	1,40
I	7,63	1,69	2,12

Moments a la base et en tête des poteaux.

Niv.	$F_1=F_4$	$F_2=F_3$	$\alpha h$	$(\alpha-1)h$	Moments (t.m)			
					Pot. 1 ou 4		Pot. 2 ou 3	
					Tête	base	Tête	base
II	1,22	1,4	2,08	1,12	2,53	1,36	2,91	1,56
I	1,7	2,12	1,98	1,28	2,17	3,36	2,71	4,2

Moments dans les poutres :

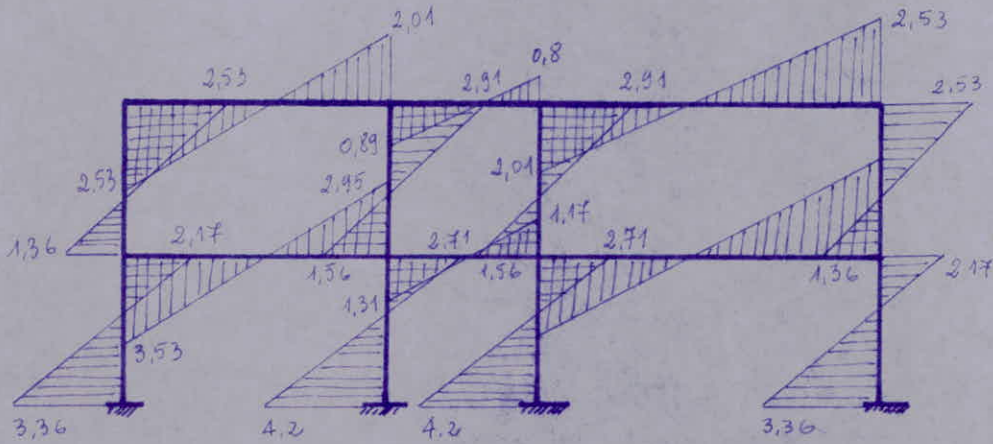
Niv	Noeud	$\frac{k_g}{k_g+k_d}$	$\frac{k_d}{k_g+k_d}$	$M_i$	$M_s$	$M_g$	$M_d$
II	1.		1	2,53			2,53
	2.	0,632	0,307	2,91		2,01	0,89
	3.	0,275	0,724	2,91		0,8	2,1
	4.	1		2,53		2,53	
I	5.		1	2,17	1,36		3,53
	6.	0,632	0,307	2,71	1,56	2,95	1,31
	7.	0,275	0,724	2,71	1,56	1,17	3,03
	8.	1		2,17	1,36	3,53	

Efforts tranchants dans les poutres :

Niv	travée	$M_w$ (t.m)	$M_e$ (t.m)	$T_{sch}$ (t)	$M_b$ (t.m)	$l_i$ (m)
II	1-2	2,53	2,01	1,56	0,26	2,90
	2-3	0,89	0,80	1,30	0,04	1,30
	3-4	2,1	2,53	1,18	-0,21	3,90
I	5-6	3,53	2,95	2,23	0,29	2,90
	6-7	1,31	1,17	1,90	0,07	1,30
	7-8	3,03	3,53	1,69	-0,22	3,90



Diagrammes des moments dus à  $\vec{S}IH$   
 Dans le portique - 33 -



\*- Portique 5.5.

Efforts horizontaux :  $F_1 = F_2 = \frac{0,8}{1,6} F_H = 0,5 F_H$ .

\*- Moments à la tête et à la base des poteaux.

N	F <sub>H</sub>	F <sub>1</sub> = F <sub>2</sub>	α · h	(α-1) · h	Moments	
					Pot. 1 et 2.	M <sub>tête</sub>
II	2,11	1,05	2,08	1,12	2,18	1,17
I	3,19	1,59	1,92	1,28	2,03	3,05

\*- Moments des poutres :

Niveau	Nœud	$\frac{k_d}{k_g + k_d}$	$\frac{k_d}{k_g + k_d}$	M <sub>i</sub>	M <sub>s</sub>	Moments	
						M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>
II	1.	0,261	0,738	2,18	/	0,56	1,60
	2.	1.	/	2,18	/	2,18	1,02
I	1.	0,261	0,738	2,03	1,17	0,83	2,36
	2.	1	/	2,03	1,17	3,20	0,63

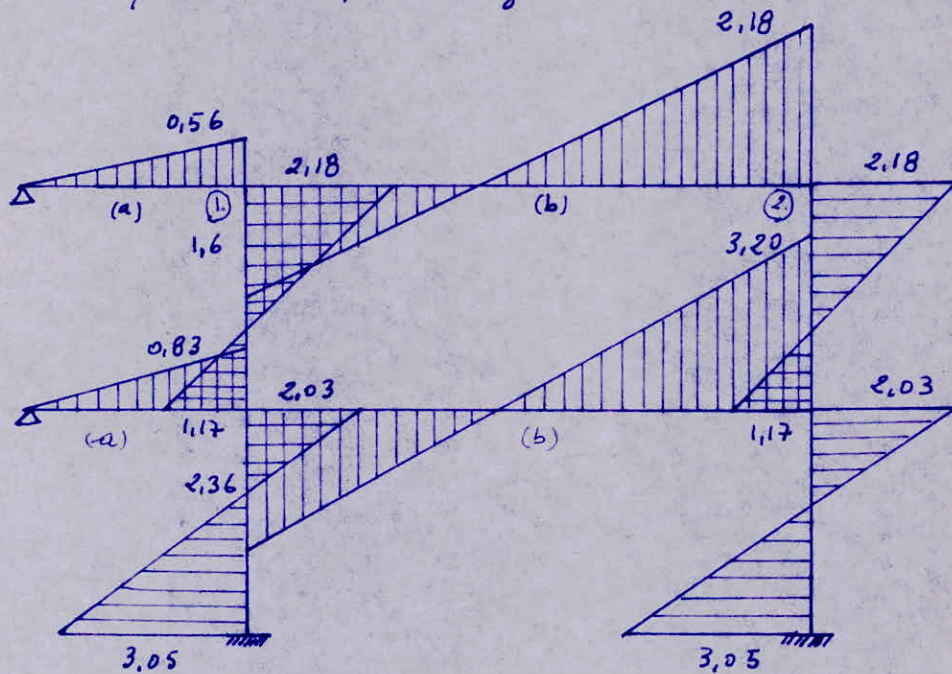


\* - Calcul des efforts tranchants des ponts :

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

niveau	Travée	$M_w$ (t.m)	$M_e$	T (t)	$M_t$	$l_i$ (m)
II	a	0	0,56	0,43	-0,28	1,30
	b	1,60	2,18	0,89	-0,29	4,22
I	a	0	0,83	0,63	-0,41	1,30
	b	2,36	3,20	1,31	-0,42	4,22

\* - Diagramme des moments dans le portique 5-5  
dûs aux forces sismiques horizontales.





## - PORTIQUES LONGITUDINAUX -

1°/ Portique (I-I) :

Les forces sismiques horizontales revenant aux poteaux pour les deux étages, sont données par les deux formules suivantes :

a/ Poteaux de rive :  $F_1 = F_7 = \frac{0,8}{6,8} \cdot F_H$

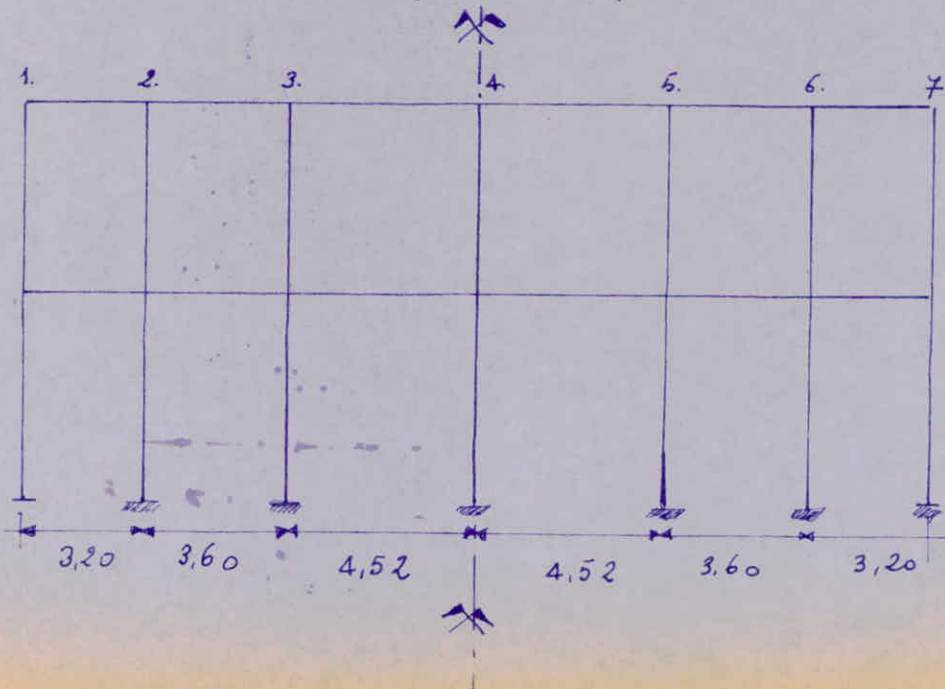
b/ Poteaux intermédiaires :  $F_i = \frac{1}{6,8} F_H$  tel que  $i \neq 1, 7$ .

$F_H$  : force sismique horizontale revenant au portique.

\* - Moments à la tête et à la base de chaque poteau :

										moments en valeur absolue			
										Poteaux 1 et 7		Poteaux interm.	
niveau	$F_H$ (t)	$F_1 = F_7$ (t)	$F_{int}$	$\alpha h$ (m)	$(\alpha-1)h$ (m)	$M_{tête}$ (t.m)	$H_{base}$	$M_{tête}$	$H_{base}$				
II	8,85	1,04	1,30	2,08	1,12	2,16	1,16	2,7	1,45				
I	13,37	1,57	1,96	1,92	1,28	2	3,01	2,50	3,76				

ci-dessous le schéma statique du Portique (I-I.)





\* Calcul des moments dans les poutres :

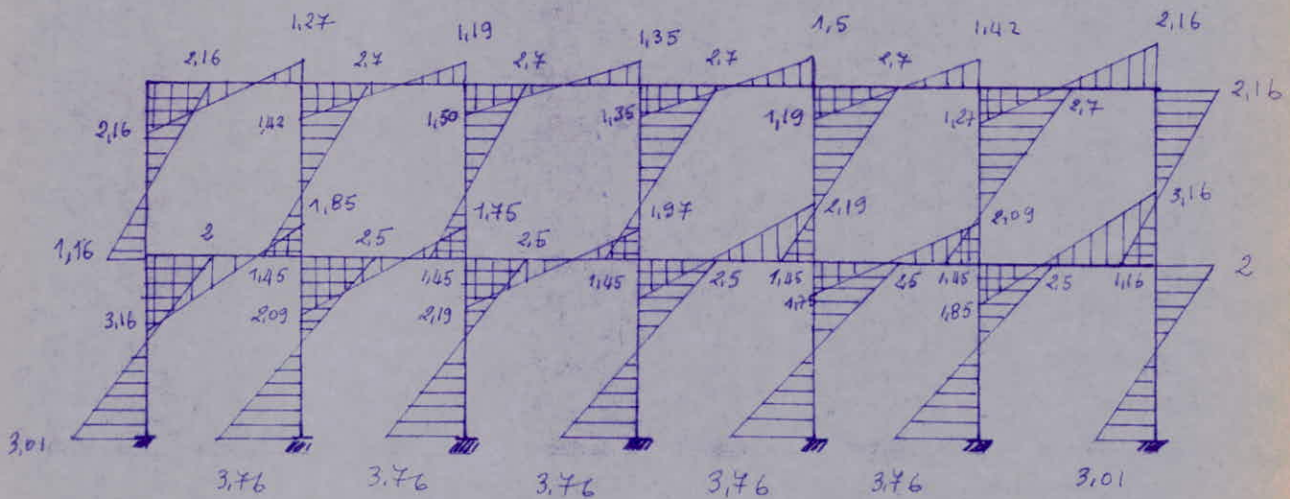
niveau	noeud	$\frac{k_g}{k_g+k_d}$	$\frac{k_d}{k_g+k_d}$	$M_i$	$M_s$	$M_g$	$M_d$
II	1.	—	1	2,16	—	—	2,16
	2.	0,470	0,529	2,70	—	1,27	1,42
	3.	0,443	0,556	2,70	—	1,19	1,50
	4.	0,5	0,5	2,70	—	1,35	1,35
	5.	0,556	0,443	2,70	—	1,42	1,27
	6.	0,529	0,470	2,70	—	1,42	1,27
	7.	1	—	2,16	—	2,16	—
I	1.	—	1	2,00	1,16	—	3,16
	2.	0,470	0,529	2,50	1,45	1,85	2,09
	3.	0,443	0,556	2,50	1,45	1,75	2,19
	4.	0,50	0,50	2,50	1,45	1,97	1,97
	5.	0,556	0,443	2,50	1,45	2,19	1,75
	6.	0,529	0,470	2,50	1,45	2,09	1,85
	7.	1	—	2,00	1,16	3,16	—



\* - Calcul des efforts Tranchants et moments en travées :

niveau	travée	Mw	Me	T	He	li (m)
II	1-2	2,16	1,27	1,18	0,44	2,90
	2-3	1,42	1,19	0,79	0,11	3,30
	3-4	1,50	1,35	0,675	0,32	4,22
	4-5	1,35	1,50	0,675	-0,32	4,22
	5-6	1,19	1,42	0,79	-0,11	3,30
	6-7	1,27	2,16	1,18	-0,44	2,90
I	1-2	3,16	1,85	1,42	0,65	2,90
	2-3	2,09	1,75	1,16	0,17	3,30
	3-4	2,19	1,97	0,98	0,11	4,22
	4-5	1,97	2,19	0,98	-0,11	4,22
	5-6	1,75	2,09	1,16	-0,17	3,30
	6-7	1,85	3,16	1,42	-0,65	2,90

\* - Diagramme des moments dans le portique :





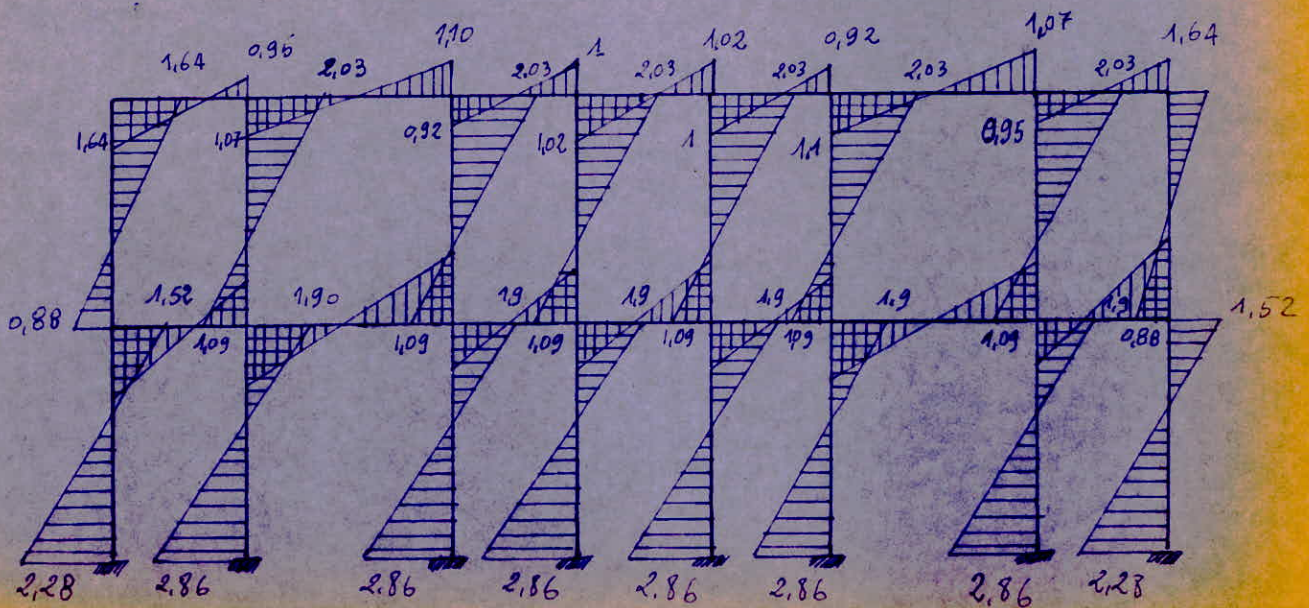




\* - Calcul des efforts tranchants et moments en Travées :

niveau	Travée	Mw	Mc	T	Me	li
II	1-2	1,64	0,95	0,89	0,34	2,90
	2-3	1,07	1,10	0,65	-0,10	3,30
	3-4	0,92	1	0,71	-0,04	2,70
	4-5	1,02	1,02	0,74	0	2,75
	5-6	1	0,92	0,71	0,04	2,70
	6-7	1,10	1,07	0,65	0,01	3,30
	7-8	0,95	1,64	0,89	-0,34	2,90
I	1-2	2,40	1,40	1,31	0,5	2,90
	2-3	1,58	1,63	0,97	-0,02	3,30
	3-4	1,35	1,48	1,04	-0,06	2,70
	4-5	1,50	1,50	1,09	0	2,75
	5-6	1,48	1,35	1,04	0,06	2,70
	6-7	1,63	1,58	0,97	0,02	3,30
	7-8	1,40	2,40	1,31	-0,50	2,90

\* - Diagramme des moments dans le portique : III-III-





## DÉTERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES VÉRTICALES.

On prend 4 portiques les plus sollicités dont 2 porteurs (Portiques 3-3 et 5-5)  
et 2 non porteurs (I-I et IV-IV)

A<sub>1</sub> Portique transversal 3-3 : NIVEAU II

Charges permanents . G :

\*/ Plancher + Poids propre des poutres :

$$526 \cdot \frac{4,52+3,6}{2} \left(1 - \frac{0,65}{4,20}\right) + 262,5 = 2067,5 \text{ kg/ml} \rightarrow q_1$$

$$526 \cdot \frac{3,0+3,6}{2} \left(1 - \frac{2 \cdot 0,65}{5,20}\right) + 262,5 = 1564,35 \text{ kg/ml} \rightarrow q_2$$

\*/ Surcharges :

$$100 \cdot \frac{4,52+3,6}{2} \left(1 - \frac{0,65}{4,20}\right) = 343,15 \text{ kg/ml} \rightarrow S_1$$

$$100 \cdot \frac{3,0+3,6}{2} \left(1 - \frac{2 \cdot 0,65}{5,20}\right) = 247,5 \text{ kg/ml} \rightarrow S_2$$

NIVEAU I :

\*/ Plancher (486) + p.p. poutres :

$$486 \cdot \frac{4,52+3,6}{2} \left(1 - \frac{0,65}{4,20}\right) + 262,5 = 1930,23 \text{ kg/ml} \rightarrow q_1$$

$$486 \cdot \frac{3,0+3,6}{2} \left(1 - \frac{2 \cdot 0,65}{5,20}\right) + 262,5 = 1465,35 \text{ kg/ml} \rightarrow q_2$$

\*/ Surcharges :

$$175 \cdot 3,431 = 600,51 \text{ kg/ml} \rightarrow S_1$$

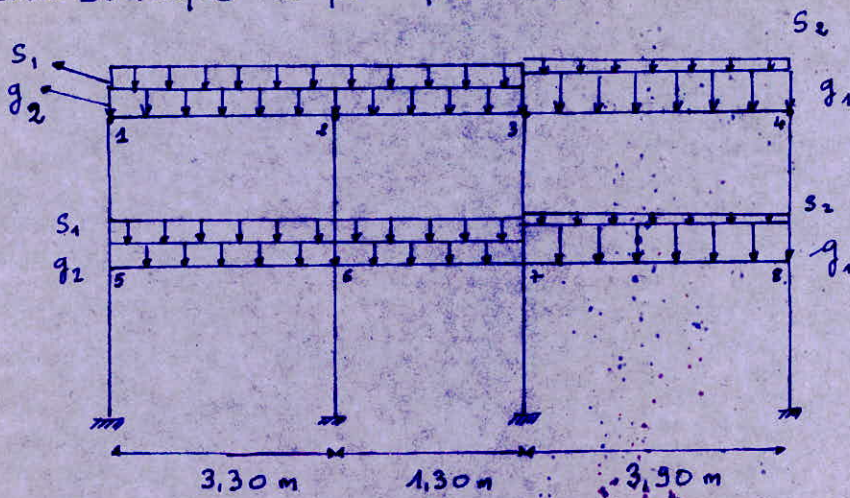
$$175 \cdot 2,475 = 433,12 \text{ kg/ml} \rightarrow S_2$$

• Récapitulatif :

Niv.	$q_1$ (kg/ml)	$q_2$	$S_1$	$S_2$	$q_1 = q_1 + 1,25 S_1$	$q_2 = q_2 + 1,25 S_2$
II	2,067	1,564	0,343	0,247	2,478	1,860
I	1,930	1,465	0,600	0,433	2,650	1,984



Schéma statique du portique 3-3

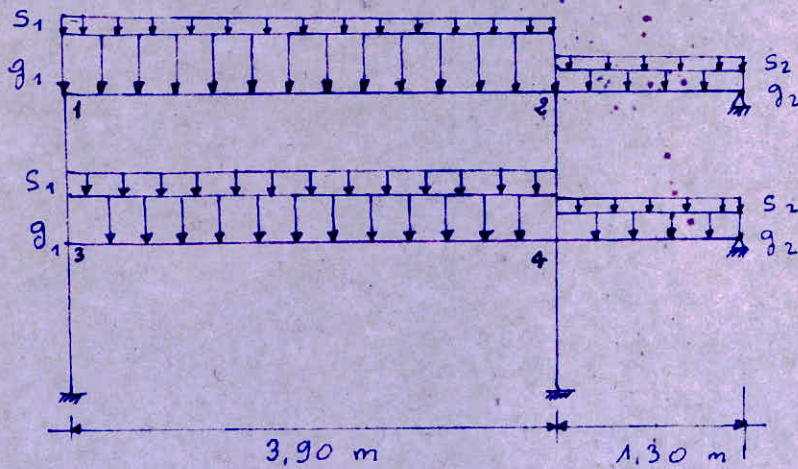


A<sub>2</sub>: Portique transversal (5-5)

Tableau récapitulatif:

NIV.	$q_1$ (t/ml)	$q_2$	$S_1$	$S_2$	$q_1 = q_1 + 1,2S_1$	$q_2 = q_2 + 1,2S_2$
II	2,272	0,738	0,382	0,09	2,730	0,846
I	2,12	0,702	0,668	0,158	2,921	0,891

Schéma statique du Portique (5-5).





# PORTIQUES LONGITUDINAUX

(Non porteurs)

B<sub>1</sub> : Portique I-I

Pour raison de symétrie, on calculera les charges et surcharges sur le 1/2 Portique.

\* / Niveau II :

- Charges permanentes (Plancher + P.P. des poutres).

$$526 \cdot \frac{0,65}{2} + 262,5 = 433,45 \text{ kg/ml.}$$

- Acrotère (150 kg/ml)

d'où alors la charge permanente  $g = 583,45 \text{ kg/ml}$

- Surcharges (100 kg/m<sup>2</sup>)

$$100 \cdot \frac{0,65}{2} = 32,5 \text{ kg/ml.}$$

\* / Niveau I :

- Plancher :  $486 \cdot \frac{0,6}{5} = 157,95 \text{ kg/ml}$

- Poutres : 262,5 kg/ml

- Mur :  $210 \cdot 2,85 = 598,5 \text{ kg/ml}$

$$\Rightarrow g = 1018,95 \text{ kg/ml}$$

- Surcharges :

$$S_1 = 175 \cdot \frac{0,65}{2} = 56,875 \text{ kg/ml} \rightarrow \text{Sur travées 1,2 et 3,4.}$$

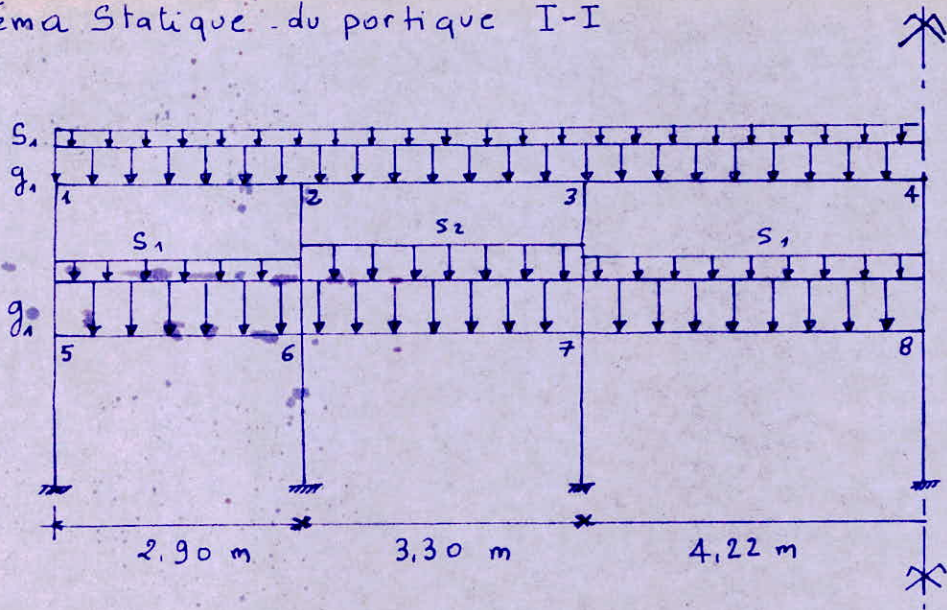
$$S_2 = 350 \cdot \frac{0,65}{2} = 113,75 \text{ kg/ml} \rightarrow \text{sur travée (2,3)}$$

- Tableau récapitulatif :

NIV	$g_r$ kg/ml	$g_2$	$S_1$	$S_2$	$q_1 = g_1 + 1,25 S_1$	$q_2 = g_2 + 1,25 S_2$
II	0,583		0,032		0,621	
I	1,019		0,056	0,113	1,086	1,154



Schéma Statique du portique I-I



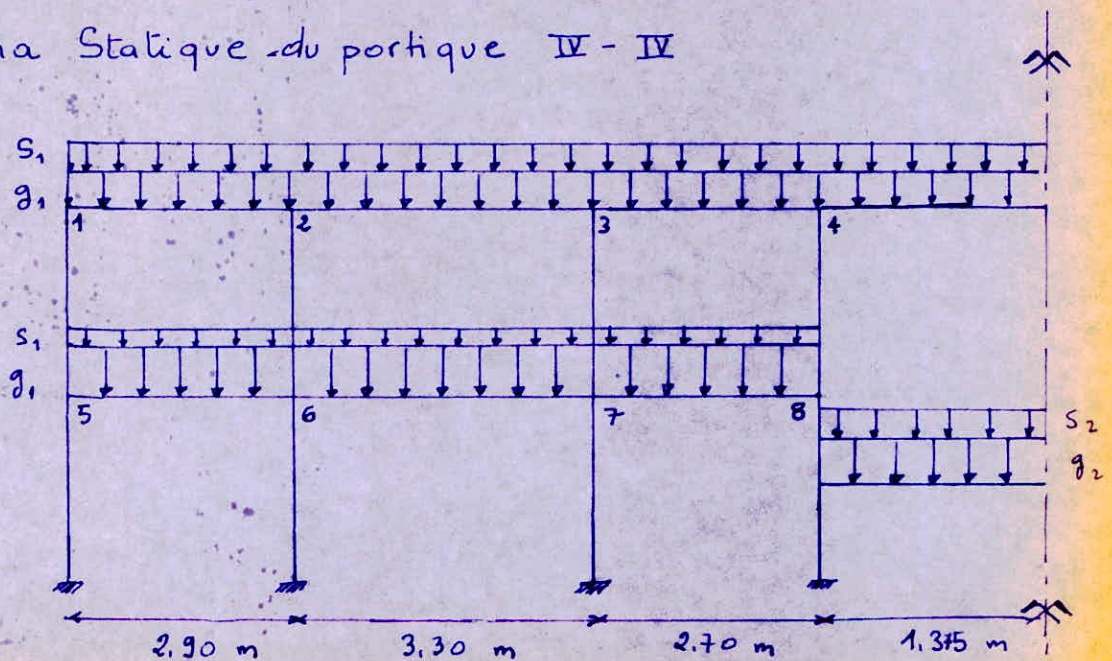
B<sub>2</sub> - Portique IV-IV.

Pour raison de symétrie, nous prenons la moitié du portique.

Soit le tableau suivant :

Niv	$g_1$ (t/ml)	$-g_2$	$S_1$	$S_2$	$q_1 = g_1 + 1,2S_1$	$q_2 = g_2 + 1,2S_2$
II	0,583		0,0325		0,973	
I	1,281	2,876	0,056	1,752	1,348	4,978

Schéma Statique du portique IV-IV





## - FORCES VERTICALES -

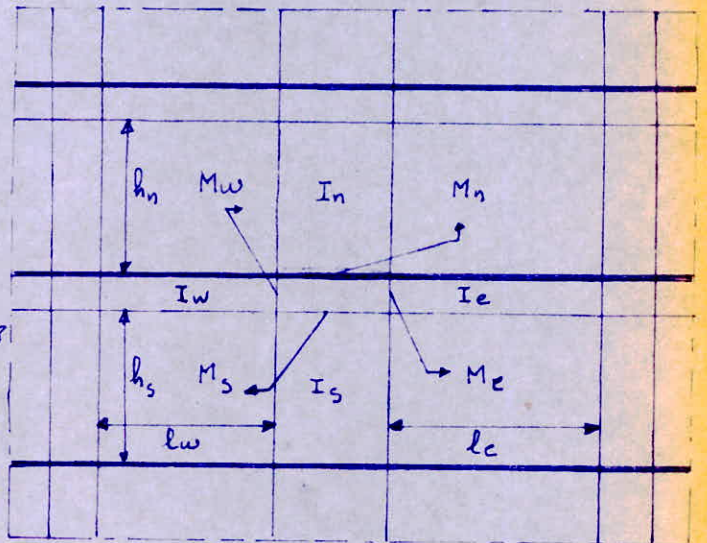
### MÉTHODE DE M<sup>R</sup> CAQUOT :

#### Introduction :

Le calcul des Portiques sous les charges verticales sera fait avec la méthode de M<sup>R</sup> Caquot exposée en annexe 4 du C.C.B. A68

Cette méthode s'applique généralement à des éléments de Planchers constitués de nervures

et de poutres associées à des hourdis (notre cas).



#### - EXPOSÉ DE LA MÉTHODE :

Les moments de continuité agissant dans les sections des nus d'un appui. Considérées comme sections dangereuses, sur les poutres qui se rencontrent en formant un nœud, peuvent être calculés en ne tenant compte que des charges des Travées encadrant l'appui considéré (Travée gauche indice  $w$  et celle de droite indice  $e$ ) et de la résistance offerte par les tronçons inférieur (indice  $s$ ), et Tronçon supérieur (indice  $n$ ) des poteaux aboutissant à ce nœud.

\* / On considère des hauteurs fictives des Poteaux :-

- $h'_n = 0,9 h_n$  : si le nœud considéré appartient à l'avant dernier plancher.
- $h'_n = 0,8 h_n$  : Pour les autres cas.
- $h'_s = 0,8 h_s$  : (Sauf quand les poteaux sont articulés en leur base)



\* / on considère de même des TRAVÉES FICTIVES:

-  $l'_w = 0,8 l_w$

-  $l'_e = 0,8 l_e$

avec  $l_w, l_e$  portées libres des travées.

\* / Soient:

$q_w$ : Charge uniformément répartie sur la travée gauche,  
 (respectivement:  $q_e$  sur celle de droite)

$Q_w$ : Charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à une distance  $a_w$  du nu de l'appui ( $Q_e, a_e$  resp. pour la travée de droite).

\* / On pose:

$$M'_w = q_w \cdot \frac{l_w^2}{8,5} + l'_w \sum K_w \cdot Q_w$$

$$M'_e = \frac{q_e \cdot l_e^2}{8,5} + l'_e \sum K_e \cdot Q_e$$

- Tableau  $K_w$  et  $K_e$  ont donné en fonction de  $q_w$  et  $q_e$  par une échelle fonctionnelle.

-  $I_w, I_e, I_s, I_n$ : étant respectivement les moments d'inertie

de la travée gauche, de la travée droite, du poteau au fermetur,

et du poteau supérieur. (entourant le nœud).

\* / Appelons:  $K_w = \frac{I'_w}{I_w}$ ;  $K_e = \frac{I'_e}{I_e}$ ;  $K_s = \frac{I'_s}{I_s}$ ;  $K_n = \frac{I'_n}{I_n}$

$$D = K_w + K_e + K_s + K_n$$

Remarque:

des moments dans les sections dangereuses (nu des appuis) ont en valeurs absolues.



- Au nu de l'appui dans la Travée de gauche :

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

- Au nu de l'appui dans la travée de droite :

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

- Au nu inférieur des poutres dans le poteau inférieur :

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

- Au nu supérieur des poutres dans le poteau supérieur :

$$M_n = \frac{k_n}{D} (M'_e - M'_w)$$

- Remarque :

Pour les traverses (Poutres) les moments  $M_e$  et  $M_w$  sont négatifs ; pour les poteaux, la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des 2 valeurs absolues  $M'_e$  ou  $M'_w$ , la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.

\* / TRAVÉE DE RIVE :

- Travée de rive avec console.  $l_{w_1}$

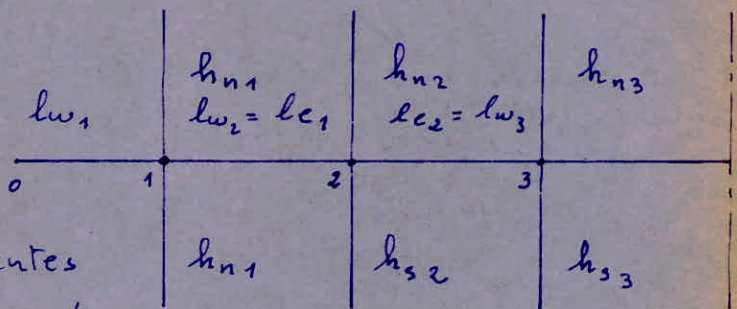
On faisant  $k_w = 0$

dans les formules précédentes

et on y substitue  $M_{w_1}$  à  $M'_w$

tel que  $M_{w_1}$  désignant la valeur absolue du moment isostatique de la console au nu de l'appui  $N \equiv 1$ .

On suppose que la valeur algébrique de  $M_{w_1}$  est négative, c'est à dire, conventionnellement, que la face supérieure de la console est tendue au voisinage de l'appui, dans le cas contraire, on changera les signes devant la valeur absolue de  $M_{w_1}$  introduite dans les





formules, On a donc :

$$- M_{e1} = M'_{e1} \left(1 - \frac{K_{e1}}{D_1}\right) + M_{w1} \cdot \frac{K_{e1}}{D_1}$$

$$- M_{s1} = (M'_{e1} - M_{w1}) \cdot \frac{K_{s1}}{D_1}$$

$$- M_{n1} = (M'_{e1} - M_{w1}) \frac{K_{n1}}{D_1}$$

avec :  $M'_{e1} = \left(\frac{q_e l_2^2}{8,5}\right)_{\text{noeud 1}} + \left(l'_e \sum K_e \cdot Q_e\right)_{\text{noeud 1}}$

$$: D_1 = K_{e1} + K_{s1} + K_{n1}$$

$$: K_{e1} = \frac{I_{e1}}{l'_{e1}} ; K_{s1} = \frac{I_{s1}}{h'_{s1}} ; K_{n1} = \frac{I_{n1}}{h'_{n1}}$$

\* / NOEUD VOISIN DU NOEUD DE RIVE (2) :

La longueur  $l'_{w2}$  de la travée fictive de rive est prise égale à  $X_1 \cdot l_{w2} / X_1$  : étant un coefficient compris entre 0,8 et 1.

On prend :  $X_1 = 0,8$  si  $K_{s1} + K_{n1} \geq 1,5 K_{e1}$ .

$$X_1 = 1 - \frac{K_{s1} + K_{n1}}{7,5 K_{e1}} \quad \text{si } K_{s1} + K_{n1} < 1,5 K_{e1}$$

La longueur  $l'_{e2}$  de la travée fictive à droite de l'appui  $N=2$ , si elle n'est pas une travée de rive, est prise égale à  $0,8 l_{e2}$  ; dans le cas contraire, le noeud  $N=3$  est un noeud de rive, et la longueur  $l'_{e2}$  de la travée fictive de droite est prise égale à  $X_3 \cdot l_{e2}$  avec :

$$X_3 = 0,8 \quad \text{Pour } K_{s3} + K_{n3} \geq 1,5 K_{w3}$$

$$X_3 = 1 - \frac{K_{s3} + K_{n3}}{7,5 K_{w3}} \quad \text{Pour } K_{s3} + K_{n3} < 1,5 K_{w3}$$

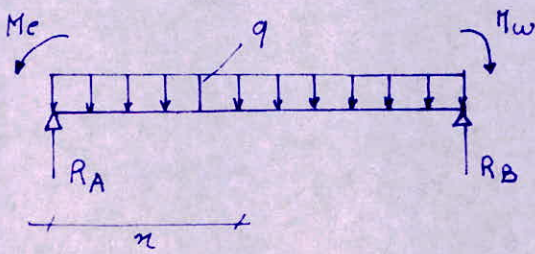
Ensuite dans les formules données pour travée intermédiaires

On remplace  $M'_{w1}$  par :  $M'_{w2} = \frac{1}{2,125} \cdot \frac{K_{e1}}{D_1} \cdot M_{w1}$  ; avec :



### B- EFFORTS TRANCHANTS DS LES POUTRES.

Ils sont calculés en considérant la trémie indépendante et en faisant état ds moments de continuité et de la charge qui lui est appliquée.



$$R_A = \frac{M_e - M_w}{l} + \frac{ql}{2}$$

on a  $T_x = R_A - q \cdot x = \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} - q \cdot x$

$$\begin{aligned} x=0; T &= \frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \\ x=l; T &= -\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \end{aligned}$$

~ ~ ~



$$M'_{w_2} = \left( \frac{-q_w l_w^2}{8.5} \right)_{\text{nœud 2}} + (l_w \sum K_w \cdot Q_w)_{\text{nœud 2}}$$

et  $D = K_{e_1} + K_{s_1} + K_{n_1}$

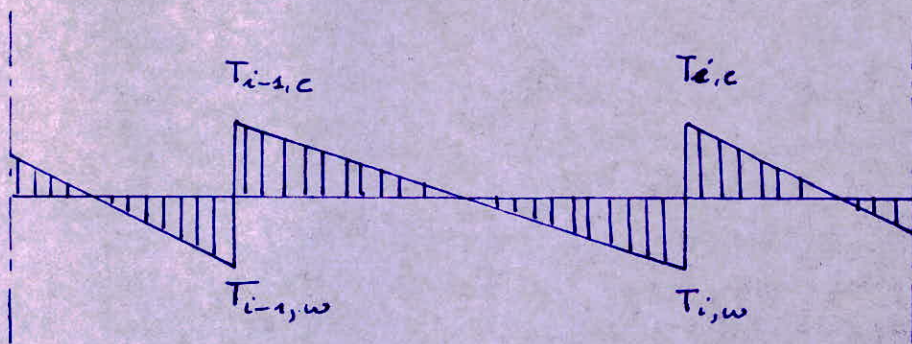
\* / EFFORTS TRANCHANTS DS LES POTEAUX :  
EFFORTS NORMAUX DS LES POUTRES :

Par simplification, on ne fait pas état dans les calculs, ds efforts tranchants dans les poteaux, ni ds efforts normaux dans les poutres.

A- EFFORTS NORMAUX DS LES POTEAUX.

Ils sont engendrés par les efforts tranchants dans les poutres et sont déterminés à partir de ceux-ci.

Ainsi pour les charges verticales uniformément réparties, on a les efforts tranchants schématisés sur le diagramme ci-dessous :



Les réactions développées dans les appuis (i-1) et i donnent ds efforts normaux de compression dans les poteaux dont les valeurs sont :

- $N_{i-1} = T_{i-1,e} - T_{i-1,w}$  . tels que  $T_{i-1,e}, T_{i-1,w}, T_{i,e}, T_{i,w}$  en
- $N_i = T_{i,e} - T_{i,w}$  . valeurs absolues.



CALCUL DES MOMENTS SOUS LES  
CHARGES VERTICALES DANS LES PORTIQUES

Pour prendre les quatre portiques précédents (le plus défavorables),  
portiques transversaux porteurs (3-3 et 5-5), portiques longitudinaux  
non porteurs (I-I et IV-IV).

$A_1$  : Portique Transversal (3-3) :

a/ Caractéristiques géométriques :

Soit le tableau suivant :

Nœud		1	2	3	4	5	6	7	8
en (m)	$l_w$	/	3,30	1,30	3,90	/	3,3	1,3	3,90
	$l_e$	3,30	1,30	3,90	/	3,30	1,30	3,90	/
	$h_n$	/	/	/	/	2,85	2,85	2,85	2,85
	$h_s$	2,85	2,85	2,85	2,85	2,85	2,85	2,85	2,85
$10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$I_w$	/	10,71	10,71	10,71	/	10,71	10,71	10,71
	$I_e$	10,71	10,71	10,71	/	10,71	10,71	10,71	/
	$I_n$	/	/	/	/	6,75	6,75	6,75	6,75
	$I_s$	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75
en (m)	$l'_w$	/	3,02	1,04	3,12	/	2,69	1,04	3,12
	$l'_e$	2,64	1,04	3,45	/	2,64	1,04	3,12	/
	$h'_n$	/	/	/	/	2,56	2,56	2,56	2,56
	$h'_s$	2,28	2,28	2,28	2,28	2,28	2,28	2,28	2,28
$(10^{-4})$ (m <sup>4</sup> )	$K_w$	/	3,46	6,49	3,43	/	3,98	10,29	3,43
	$K_e$	4,05	10,29	3,45	/	4,05	10,29	3,43	/
	$K_n$	/	/	/	/	2,63	2,63	2,63	2,63
	$K_s$	2,96	2,96	2,96	2,96	2,96	2,96	2,96	2,96
	$D$	7,01	16,71	12,9	6,39	9,65	19,86	19,31	9,02



b/ Calcul des moments sous G : (charges permanentes)

Soit le tableau suivant :

Niveau	Noeud	$q_w^{(t)}$	$q_e^{(t)}$	$M'_w$	$M'_c$	$M_w$	$M_c$	$M_n$	$M_s$
II	1	/	1,564	/	1,28	/	0,538	/	0,538
	2	1,564	1,564	1,756	0,2	0,973	0,616	/	0,275
	3	1,564	2,067	0,2	2,894	1,555	2,173	/	0,618
	4	2,067	/	2,367	/	1,096	/	/	1,096
I	5	/	1,465	/	1,2	/	0,695	0,327	0,367
	6	1,465	1,465	1,247	0,186	1,033	0,735	0,14	0,158
	7	1,465	1,93	0,213	2,21	1,277	1,855	0,271	0,306
	8	1,93	/	2,21	/	1,369	/	0,644	0,725

c/ Calcul des moments sous P (surcharges).

Niveau	Noeud	$q_w^{(t)}$	$q_e^{(t)}$	$M'_w$ (t.m)	$M'_c$	$M_w$	$M_c$	$M_n$	$M_s$
II	1.	/	0,247	/	0,202	/	0,085	/	0,085
	2.	0,247	0,247	0,36	0,031	0,298	0,238	/	0,06
	3.	0,247	0,343	0,031	0,480	0,256	0,35	/	0,103
	4.	0,343	/	0,392	/	0,197	/	/	0,181
I	5.	/	0,433	/	0,354	/	0,205	0,096	0,108
	6.	0,433	0,433	0,368	0,055	0,305	0,217	0,041	0,046
	7.	0,433	0,6	0,055	0,687	0,391	0,574	0,086	0,096
	8.	0,6	/	0,687	/	0,425	/	0,2	0,225



d/ Calcul des moments sous  $S_{iv} \downarrow$  (seisme vertical)

niveau	noeud	$-q_w^{(t)}/4$	$-q_c^{(t)}/4$	$M_w'$ (t.m)	$M_c'$	$M_w$	$M_c$	$M_n$	$M_s$
II	1.	/	0,556	/	0,415	/	0,192	/	0,192
	2.	0,556	0,556	0,81	0,071	0,672	0,537	/	0,135
	3.	0,556	0,556	0,071	0,773	0,424	0,585	/	0,161
	4.	0,556	/	0,636	/	0,294	/	/	0,294
I	5.	/	0,84	/	0,688	/	0,399	0,187	0,211
	6.	0,84	0,84	0,715	0,106	0,592	0,421	0,080	0,090
	7.	0,84	0,84	0,106	0,962	0,562	0,809	0,116	0,131
	8.	0,84	/	0,962	/	0,596	/	0,290	0,315

e/ Calcul des efforts tranchants sur  $G_i$ :

niveau	travée	$l_i$ (m)	$q^{(t)}/2$	$M_w$ (t.m)	$M_c$ (t.m)	$T_{x=0}$ (t)	$T_{x=l}$
II	1-2	3,30	1,564	0,538	1,433	2,309	-2,851
	2-3	1,30	1,564	1,150	1,555	0,711	-1,322
	3-4	3,90	2,067	2,173	1,096	4,306	-3,754
I	5-6	3,30	1,465	0,695	1,033	2,314	-2,520
	6-7	1,30	1,465	0,735	1,92	0,040	-1,863
	7-8	3,90	1,93	1,33	1,418	3,740	-3,786



f / Calcul des efforts tranchants sous P (surcharges).

niveau	travée	$l_i$ (m)	$-q$ (t) /ml	$M_w$ (t.m)	$M_c$ (t.m)	$T_{x=0}$ (t)	$T_{x=l}$ (t)
II	1-2	3,30	0,247	0,085	0,298	0,343	-0,472
	2-3	1,30	0,247	0,238	0,22	0,174	-0,146
	3-4	3,90	0,343	0,38	0,181	0,719	-0,617
I	5-6	3,30	0,343	0,205	0,305	0,684	-0,744
	6-7	1,30	0,433	0,217	0,07	0,394	-0,168
	7-8	3,90	0,6	0,711	0,441	1,075	-1,264

g / Calcul des efforts tranchants sous  $S_{iv}$  (sisme verticale)

niveau	travée	$l_i$ (m)	$q$ (t) /ml	$M_w$ (t.m)	$M_c$ (t.m)	$T_{x=0}$ (t)	$T_{x=l}$ (t)
II	1-2	3,30	0,556	0,192	0,672	0,762	-1,052
	2-3	1,30	0,556	0,537	0,424	0,448	-0,274
	3-4	3,90	0,556	0,585	0,294	1,158	-1,009
I	5-6	3,30	0,84	0,399	0,592	1,327	-1,444
	6-7	1,30	0,84	0,421	0,128	0,771	-0,320
	7-8	3,90	0,84	0,120	0,616	1,185	-2,090



A<sub>2</sub> - PORTIQUE TRANSVERSAL (5-5).

a / Caractéristiques géométriques :

	Nœud	1	2.	3.	4.
en (m)	$l_w$	—	3,9	—	3,9
	$l_e$	3,9	1,3	3,9	1,3
	$h_n$	—	—	2,85	2,85
	$h_s$	2,85	2,85	2,85	2,85
$10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$I_w$	—	10,71	—	10,71
	$I_e$	10,71	10,71	10,71	10,71
	$I_n$	—	—	6,75	6,75
	$I_s$	6,75	6,75	6,75	6,75
en (m)	$l'_w$	—	3,45	—	3,45
	$l'_e$	3,12	1,04	3,12	1,04
	$h'_n$	—	—	2,56	2,56
	$h'_s$	2,28	2,28	2,28	2,28
$10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$k_w$	—	3,10	—	3,10
	$k_e$	3,43	10,29	3,43	10,29
	$k_n$	—	—	2,63	2,63
	$k_s$	2,96	2,96	2,96	2,96
	$D$	6,39	16,35	9,02	18,98



b) Calcul des moments sous G (charges permanentes).

niveau	noeud	$q_w \frac{(t)}{m}$	$q_e \frac{(t)}{m}$	$M'_w$ (t.m)	$M'_e$	$M_w$	$M_e$	$M_n$	$M_s$
II	1.	—	2,272	—	0,291	—	0,134	—	0,134
	2.	2,272	0,738	3,18	0,094	2,594	2,03	—	0,558
I	3.	—	2,12	—	2,427	—	1,504	0,707	0,796
	4.	2,12	0,7	2,968	0,089	2,498	1,65	0,398	0,449

c) Calcul des moments sous P (surcharges)

niveau	noeud	$q_w \frac{(t)}{m}$	$q_e \frac{(t)}{m}$	$M'_w$ (t.m)	$M'_e$	$M_w$	$M_e$	$M_n$	$M_s$
II	1.	—	0,382	—	0,049	—	0,023	—	0,023
	2.	0,382	0,09	0,514	0,001	0,433	0,336	—	0,1
I	3.	—	0,668	—	0,765	—	0,474	0,223	0,251
	4.	0,668	0,158	0,935	0,02	0,785	0,516	0,126	0,142

d) Calcul des moments sous  $S_{iv}^d$  (sisme vertical)

niveau	noeud	$q_w \frac{(t)}{m}$	$q_w$	$M'_w$ (t.m)	$M'_e$	$M_w$	$M_e$	$M_n$	$M_s$
II	1.	—	0,578	—	0,661	—	0,306	—	0,306
	2.	0,578	0,578	0,01	0,070	0,67	0,535	—	0,135
I	3.	—	0,873	—	1,000	—	0,62	0,291	0,328
	4.	0,873	0,873	1,222	0,110	1,040	0,712	0,154	0,173



e/ Calcul des efforts tranchants sous G.

niveau	travée	$l_i$ (m)	$q$ t/ml	$M_w$ (t.m)	$M_e$	$T_{x=0}$ (t)	$T_{x=l}$ (t)
II	1-2	3,90	2,272	—	2,594	3,800	-5,061
	2-3	1,30	0,738	2,03	0	2,041	-1,081
I	3-4	3,90	2,12	1,504	2,498	3,879	-4,388
	4-5	1,3	0,7	1,65	0	1,724	+0,814

f/ Calcul des efforts tranchants sous P (surcharge).

niveau	travée	$l_i$ (m)	$q$ t/ml	$M_w$ (t.m)	$M_e$	$T_{x=0}$ (t)	$T_{x=l}$ (t)
II	1-2	3,90	0,382	0,023	0,433	0,639	-0,850
	2-3	1,30	0,09	0,336	0	0,317	-0,120
I	3-4	3,90	0,668	0,474	0,785	1,222	-1,382
	4-5	1,30	0,158	0,516	0	0,499	-0,294

g/ Calcul des efforts tranchants sous  $Siv^{\downarrow}$  (passe verticale).

niveau	travée	$l_i$ (m)	$q$ t/ml	$M_w$ (t.m)	$M_e$	$T_{x=0}$ (t)	$T_{x=l}$ (t)
II	1-2	3,90	0,578	0,306	0,67	1,033	-1,220
	2-3	1,30	0,578	0,535	0	0,787	+0,035
I	3-4	3,90	0,873	0,62	1,040	1,594	-1,810
	4-5	1,30	0,873	0,712	0	1,115	-0,019



B<sub>1</sub>: Portique Longitudinal (I-I) -70-

a/ Caractéristiques géométriques.

Soit le tableau suivant:

Noeud		1	2	3	4	5	6	7	8
en m	l <sub>w</sub>	/	2,90	3,30	4,22	/	2,90	3,30	4,22
	l <sub>e</sub>	2,90	3,30	4,22	4,22	2,90	3,30	4,22	4,22
	h <sub>n</sub>	/	/	/	/	2,85	2,85	2,85	2,85
	h <sub>s</sub>	2,85	2,85	2,85	2,85	2,85	2,85	2,85	2,85
10 <sup>-4</sup> (m <sup>4</sup> )	I <sub>w</sub>	/	10,71	10,71	10,71	/	10,71	10,71	10,71
	I <sub>e</sub>	10,71	10,71	10,71	/	10,71	10,71	10,71	10,71
	I <sub>n</sub>	/	/	/	/	6,75	6,75	6,75	6,75
	I <sub>s</sub>	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75
en m	l' <sub>w</sub>	/	2,36	2,64	3,37	/	2,43	2,64	3,37
	l' <sub>e</sub>	2,32	2,64	3,37	3,37	2,32	2,32	3,37	3,37
	h' <sub>n</sub>	/	/	/	/	2,56	2,56	2,56	2,56
	h' <sub>s</sub>	2,28	2,28	2,28	2,28	2,28	2,28	2,28	2,28
10 <sup>-3</sup> m <sup>3</sup>	K <sub>w</sub>	/	4,53	4,05	3,17	/	4,40	4,05	3,17
	K <sub>e</sub>	4,61	4,05	3,17	3,17	4,61	4,61	3,17	3,17
	K <sub>n</sub>	/	/	/	/	2,63	2,63	2,63	2,63
	K <sub>s</sub>	2,96	2,96	2,96	2,96	2,86	2,96	2,96	2,96
	D	7,57	11,54	10,18	9,3	10,2	14,6	12,81	11,93

b/ Moments sous G :

Niveau	Noeud	q <sub>w</sub>	q <sub>e</sub>	M' <sub>w</sub>	M' <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>
II	1	/	0,583	/	0,369	/	0,144	/	0,144
	2	0,583	0,583	0,382	0,478	0,420	0,444	/	0,024
	3	0,583	0,583	0,478	0,778	0,597	0,684	/	0,087
	4	0,583	0,583	0,778	0,778	0,778	0,778	/	0
I	5	/	1,02	/	0,645	/	0,353	0,166	0,187
	6	1,02	1,02	0,708	0,645	0,680	0,673	0,016	0,018
	7	1,02	1,02	0,836	1,362	1,002	1,231	0,107	0,121
	8	1,02	1,02	1,362	1,362	1,362	1,362	0	0



c/ Moments sous P (surcharges)

Niveau	Noeud	$q_w$	$q_e$	$M'w$	$M'e$	$M_w$	$M_e$	$M_n$	$M_s$
II	1	/	0,032	/	0,020	/	0,008	/	0,008
	2	0,032	0,032	0,021	0,026	0,023	0,024	/	0,001
	3	0,032	0,032	0,026	0,042	0,032	0,037	/	0,004
	4	0,032	0,032	0,042	0,042	0,042	0,042	0	0
I	5	/	0,056	/	0,035	/	0,020	0,009	0,010
	6	0,056	0,113	0,039	0,07	0,018	0,06	0,006	0,006
	7	0,113	0,056	0,092	0,075	0,086	0,079	0,003	0,004
	8	0,056	0,056	0,075	0,075	0,075	0,075	0	0

/ Moments sous  $S_{IV}$

Niveau	Noeud	$q_w$	$q_e$	$M'w$	$M'e$	$M_w$	$M_e$	$M_n$	$M_s$
II	1	/	0,044	/	0,027	/	0,01	/	0,01
	2	0,044	0,044	0,028	0,035	0,031	0,033	/	0,0
	3	0,044	0,044	0,035	0,056	0,044	0,051	/	0,006
	4	0,044	0,044	0,058	0,058	0,058	0,058	/	0
I	5	/	0,067	/	0,042	/	0,023	0,011	0,012
	6	0,067	0,067	0,046	0,042	0,044	0,043	0	0
	7	0,067	0,067	0,054	0,088	0,065	0,080	0,006	0,007
	8	0,067	0,067	0,088	0,088	0,088	0,088	0	0



e) Calcul des effets tranchants sous G : (charges permanentes)

niveau	travée	$l_i$ (m)	$q$ t/ml	$M_w$ (t.m)	$M_c$	$T_{x=0}$ (t)	$T_{x=l}$ (t)
II	1-2	2,90	0,583	0,144	0,420	0,739	-0,950
	2-3	3,30	0,583	0,444	0,597	0,915	-1,008
	3-4	4,22	0,583	0,684	0,778	1,207	-1,252
	4-3'	4,22	0,583	0,778	0,684	1,252	-1,207
I	5-6	2,90	1,020	0,353	0,670	1,366	-1,591
	6-7	3,30	1,020	0,673	1,002	1,583	-1,782
	7-8	4,22	1,020	1,231	1,362	2,121	-2,183
	8-7'	4,22	1,020	1,362	1,231	2,183	-2,121

f) Calcul des effets tranchants sous P (surcharges)

niveau	travée	$l_i$ (m)	$q$ t/ml	$M_w$ (t.m)	$M_c$	$T_{x=0}$ (t)	$T_{x=l}$ (t)
II	1-2	2,90	0,032	0,008	0,023	0,041	-0,051
	2-3	3,30	0,032	0,024	0,032	0,050	-0,055
	3-4	4,22	0,032	0,037	0,042	0,066	-0,068
	4-3'	4,22	0,032	0,042	0,037	0,068	-0,066
I	5-6	2,90	0,056	0,020	0,048	0,071	0,090
	6-7	3,30	0,113	0,060	0,086	0,178	-0,194
	7-8	4,22	0,056	0,079	0,075	0,119	-0,117
	8-7'	4,22	0,056	0,075	0,079	0,117	-0,119



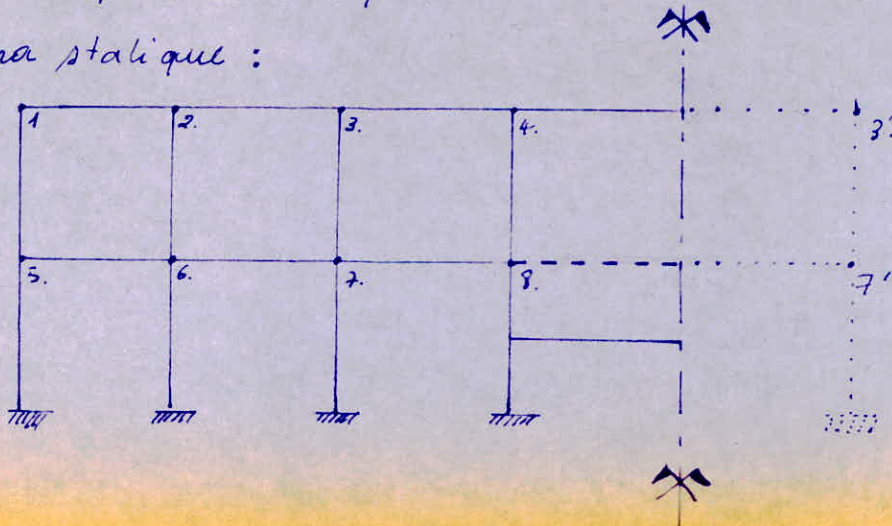
g/ Calcul des effets tranchants sous  $S_{iv}^{\downarrow}$  (séisme vertical).

niveau	hauteur	$h_i$ (m)	$q_{total}$	$M_w$ (t.m)	$M_e$ (t.m)	$T_{x=0}$ (t)	$T_{x=l}$ (t)
II	1-2	2,90	0,044	0,010	0,031	0,056	-0,071
	2-3	3,30	0,044	0,033	0,044	0,069	-0,075
	3-4	4,22	0,044	0,051	0,058	0,091	-0,094
	4-3'	4,22	0,044	0,058	0,051	0,094	-0,091
I	5-6	2,90	0,067	0,023	0,044	0,089	-0,104
	6-7	3,30	0,067	0,043	0,065	0,103	-0,117
	7-8	4,22	0,067	0,080	0,088	0,139	0,143
	8-7'	4,22	0,067	0,088	0,080	0,143	0,139

B<sub>2</sub> : PORTIQUE LONGITUDINAL ( IV - IV )

Remarque : Pour rendre plus simple le calcul de ce portique, on supposera que la Poutre palière (qui est à mi-niveau du rez-de-chaussée) se trouve en continuité avec la poutre du plancher du 1<sup>er</sup> étage, de ce fait on se trouve plus en sécurité, puisque le nœud N° 8 sera plus sollicité qu'il était auparavant.

Schema statique :





a/ Caracteristiques geometriques du portique IV-IV.

noeud		1.	2.	3.	4.	5	6.	7.	8.
(m)	$l_w$	—	2,90	3,30	2,70	—	2,90	3,30	2,70
	$l_e$	2,90	3,30	2,70	2,75	2,90	3,30	2,70	2,75
	$h_n$	—	—	—	—	2,85	2,85	2,85	2,85
	$h_s$	2,85	2,85	2,85	2,85	2,85	2,85	2,85	2,85
$10^{-4}$ ( $m^4$ )	$I_w$	—	10,71	10,71	10,71	—	10,71	10,71	10,71
	$I_e$	10,71	10,71	10,71	10,71	10,71	10,71	10,71	10,71
	$I_n$	—	—	—	—	6,75	6,75	6,75	6,75
	$I_s$	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75
(m)	$l'_w$	—	2,36	2,64	2,16	—	2,43	2,64	2,16
	$l'_e$	2,32	2,64	2,16	2,20	2,32	2,64	2,30	2,20
	$h'_n$	—	—	—	—	2,56	2,56	2,56	2,56
	$h'_s$	2,28	2,21	2,28	2,28	2,21	2,21	2,21	2,28
$10^{-4}$ ( $m^3$ )	$k_w$	—	4,53	4,05	4,95	—	2,77	4,05	4,95
	$k_e$	4,61	4,05	4,95	4,86	4,61	4,05	2,93	4,86
	$k_n$	—	—	—	—	2,63	2,63	2,63	2,63
	$k_s$	2,96	2,96	2,96	2,96	2,96	2,96	2,96	2,96
	$D$	7,57	11,54	11,96	12,77	10,2	12,41	12,57	15,4



b/ Calcul des moments sur G (charges permanentes).

Niveau	nœud	$q_w^{4ml}$	$q_e$	$M_w'$ (t.m)	$M_e'$	$M_w$	$M_e$	$M_n$	$M_s$
II	1.	—	0,583	—	0,369	—	0,144	—	0,144
	2.	0,583	0,583	0,381	0,478	0,419	0,444	—	0,024
	3.	0,583	0,583	0,478	0,319	0,424	0,384	—	0,040
	4.	0,583	0,583	0,319	0,332	0,324	0,327	—	0
I	5.	—	1,02	—	0,645	—	0,354	0,166	0,186
	6.	1,02	1,02	0,707	0,836	0,736	0,793	0,026	0,030
	7.	1,02	1,02	0,836	0,634	0,698	0,788	0,040	0,050
	8.	1,02	1,752	0,559	0,997	0,700	0,858	0,0748	0,084

c/ Calcul des moments sur P (surcharges).

niveau	nœud	$q_w^{4ml}$	$q_e$	$M_w'$ (t.m)	$M_e'$	$M_w$	$M_e$	$M_n$	$M_s$
II	1.	—	0,032	—	0,02	—	0,008	—	0,008
	2.	0,032	0,032	0,020	0,026	0,022	0,024	—	0,002
	3.	0,032	0,032	0,020	0,017	0,023	0,020	—	0,003
	4.	0,032	0,032	0,017	0,018	0,017	0,018	—	0,001
I	5.	—	0,058	—	0,036	—	0,020	0,010	0,010
	6.	0,058	0,058	0,040	0,047	0,041	0,045	0	0,001
	7.	0,058	0,058	0,047	0,036	0,040	0,044	0	0,004
	8.	0,058	2,876	0,050	2,557	0,856	1,765	0,482	0,428



d/ Calcul des moments sur SIV<sup>↓</sup> (Axe vertical).

niv.	noeud	$q_w$ <sup>4ml</sup>	$q_e$	$M_w$ (t.m)	$M'_e$	$M_w$	$M_e$	$M_n$	$M_s$
II	1.	—	0,044	—	0,027	—	0,010	—	0,010
	2.	0,044	0,044	0,028	0,036	0,031	0,033	—	0
	3.	0,044	0,044	0,036	0,024	0,031	0,028	—	0
	4.	0,044	0,044	0,024	0,025	0,024	0,024	—	0
I	5.	—	0,067	—	0,042	—	0,023	0,011	0,012
	6.	0,067	0,067	0,046	0,055	0,048	0,052	0,0015	0,0015
	7.	0,067	0,067	0,055	0,041	0,045	0,051	0,003	0,003
	8.	0,067	0,326	0,185	0,036	0,137	0,083	0,025	0,028

e/ Calcul des efforts tranchants sur G.

niveau	traves	$l_i$ (m)	$q$ <sup>4ml</sup>	$M_w$ (t.m)	$M_e$	$T_{x=0}$ (t)	$T_{x=l}$ (t)
II	1-2	2,90	0,583	0,144	0,419	0,75	-0,94
	2-3	3,30	0,583	0,444	0,422	0,768	-0,955
	3-4	2,70	0,583	0,374	0,324	0,805	-0,768
	4-3'	2,75	0,583	0,327	0,374	0,784	-0,818
I	5-6	2,90	1,02	0,354	0,736	1,347	-1,610
	6-7	3,30	1,02	0,793	0,698	1,711	-1,654
	7-8	2,70	1,02	0,788	1,1	1,261	-1,492
	8-7'	2,75	1,752	1,338	0,788	2,609	-2,209



g/ Calcul des efforts tranchants sous I (surcharge).

niveau	travée	$l_i$ (m)	$q$ t/m	$M_w$ (t.m)	$M_e$	$T_{x=0}$ (t)	$T_{x=l}$ (t)
II	1-2	2,90	0,032	0,008	0,518	-0,129	-0,222
	2-3	3,30	0,032	0,024	0,023	0,053	-0,052
	3-4	2,70	0,032	0,020	0,017	0,044	-0,042
	4-3'	2,75	0,032	0,018	0,020	0,043	-0,044
I	5-6	2,90	0,058	0,020	0,041	0,076	-0,091
	6-7	3,30	0,058	0,045	0,039	0,095	-0,093
	7-8	2,40	0,058	0,044	0,856	-0,222	-0,379
	8-7'	2,75	2,876	1,765	0,044	4,580	-3,328

g/ Calcul des efforts tranchants sous  $Siv^{\downarrow}$  (seisme vertical).

niveau	travée	$l_i$ (m)	$q$ t/m	$M_w$ (t.m)	$M_e$	$T_{x=0}$ (t)	$T_{x=l}$
II	1-2	2,90	0,044	0,010	0,031	0,056	-0,071
	2-3	3,30	0,044	0,033	0,031	0,073	-0,072
	3-4	2,70	0,044	0,028	0,024	0,060	-0,058
	4-3'	2,75	0,044	0,024	0,028	0,059	-0,061
I	5-6	2,90	0,067	0,023	0,048	0,088	-0,105
	6-7	3,30	0,067	0,052	0,045	0,112	-0,108
	7-8	2,70	0,067	0,051	0,137	0,058	-0,112
	8-7'	2,75	0,067	0,083	0,051	0,103	-0,080



## COMBINAISON DES CHARGES.

On a deux sollicitations à prendre en compte :

\* /  $G + 1,2 P$  du 1<sup>er</sup> genre.  $SP_1$ .

\* /  $G + P + S_I$  du 2<sup>em</sup> genre.  $SP_2$ .

Les effets sismiques sont supposés prendre 2 directions :

- Composante horizontale : notée  $S_{IH}^{\rightarrow}$

- Composante verticale : notée  $S_{IV}^{\uparrow}$

Leur sens d'action peut être négatif ou positif. ( $S_{IH}^{\rightarrow}$ ,  $S_{IV}^{\uparrow}$ ).

Les sollicitations les plus défavorables sont donc comme suit :

-  $G + P + S_{IV}^{\downarrow} + S_{IH}^{\rightarrow}$

-  $G + P + S_{IV}^{\downarrow} + S_{IH}^{\leftarrow}$

-  $G + P + S_{IV}^{\uparrow} + S_{IH}^{\rightarrow}$

-  $G + P + S_{IV}^{\uparrow} + S_{IH}^{\leftarrow}$

-  $G + 1,2 P$ .

Parmi ces combinaisons, on prendra pour les calculs les 2 premières et la dernière combinaison, puis que la composante  $S_{IV}^{\uparrow}$  soulage la construction dans ce cas de charges verticales.

## MOMENTS EN TRAVÉE (Art: A12. C.C.B.A. 68).

Pour déterminer les moments en travée, on trace la courbe des moments de la travée indépendante avec les charges permanentes, puis avec charges permanentes plus les surcharges, on prendra comme ligne de fermeture :

\* / Pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appuis max. en valeur absolue.

\* / Pour les moments négatifs celle qui joint les moments d'appuis max. en valeur absolue.



\* CALCUL DES MOMENTS  $M_0$ :

$$- M_0(G+1,2P) = (q_G + 1,2q_P) \frac{l^2}{8}$$

$$- M_0(G+P+Siv^{\uparrow\downarrow}) = (q_G + q_P + q_{Siv}^{\uparrow\downarrow}) \frac{l^2}{8}$$

\* CALCUL DES MOMENTS EN TRAVÉE .

$$- M_t(G+1,2P) = M_0(G+1,2P) - \frac{M_g(G) + M_d(G)}{2}$$

$$- M_t(G+P+Siv+SiH) = M_0(G+P+Siv) - \frac{M_g(G) + M_d(G)}{2} + M_t(SiH)$$

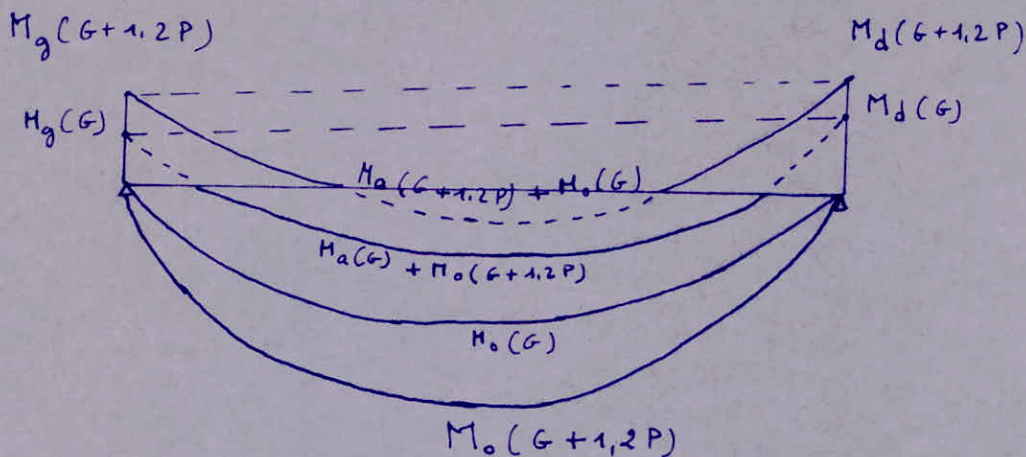
\* CALCUL DES MOMENTS SUR APPUI

$Siv$  et  $SiH$  peuvent être de la deux sens  $\rightleftharpoons$  et  $\uparrow\downarrow$ .

$$- M_a(G+1,2P) = H_a(G) + 1,2H_a(P)$$

$$- M_a(G+P+Siv+SiH) \pm M_a(G) + H_a(P) + M_a(Siv) + M_a(SiH)$$

Ci-dessous un schéma explicatif :



\* EFFORTS TRANCHANTS AUX APPUIS

$$- T_a(G+1,2P) = T_a(G) + 1,2T_a(P)$$

$$- T_a(G+P+Siv+SiH) = T_a(G) + T_a(P) + T_a(Siv) + T_a(SiH)$$



PORTIQUE TRANSVERSAL N° 3-3.

\* Calcul des moments en travée

N	Travée	li (m)	G		G + 1,2 P			G + P + S <sub>v</sub> ↑			S <sub>H</sub> →
			$\frac{M_c + M_w}{2}$	q $\frac{t}{ml}$	M <sub>0</sub> (t.m)	M <sub>t</sub>	q $\frac{t}{ml}$	M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>t</sub>	
II	1-2	3,30	0,985	1,860	2,532	1,547	2,367	3,222	2,237	+0,26	
	2-3	1,30	1,356	1,860	0,392	-0,964	2,367	0,500	-0,856	+0,04	
	3-4	3,90	1,634	2,478	4,711	3,077	2,966	5,640	4,006	-0,21	
I	5-6	3,30	0,864	1,984	2,700	1,836	2,738	3,727	2,863	+0,29	
	6-7	1,30	0,747	1,984	0,420	-0,327	2,738	0,578	-0,169	+0,07	
	7-8	3,90	1,612	2,650	5,038	3,426	3,370	6,400	4,788	+0,02	

\* Calcul des moments dans <sup>les</sup> poutres :

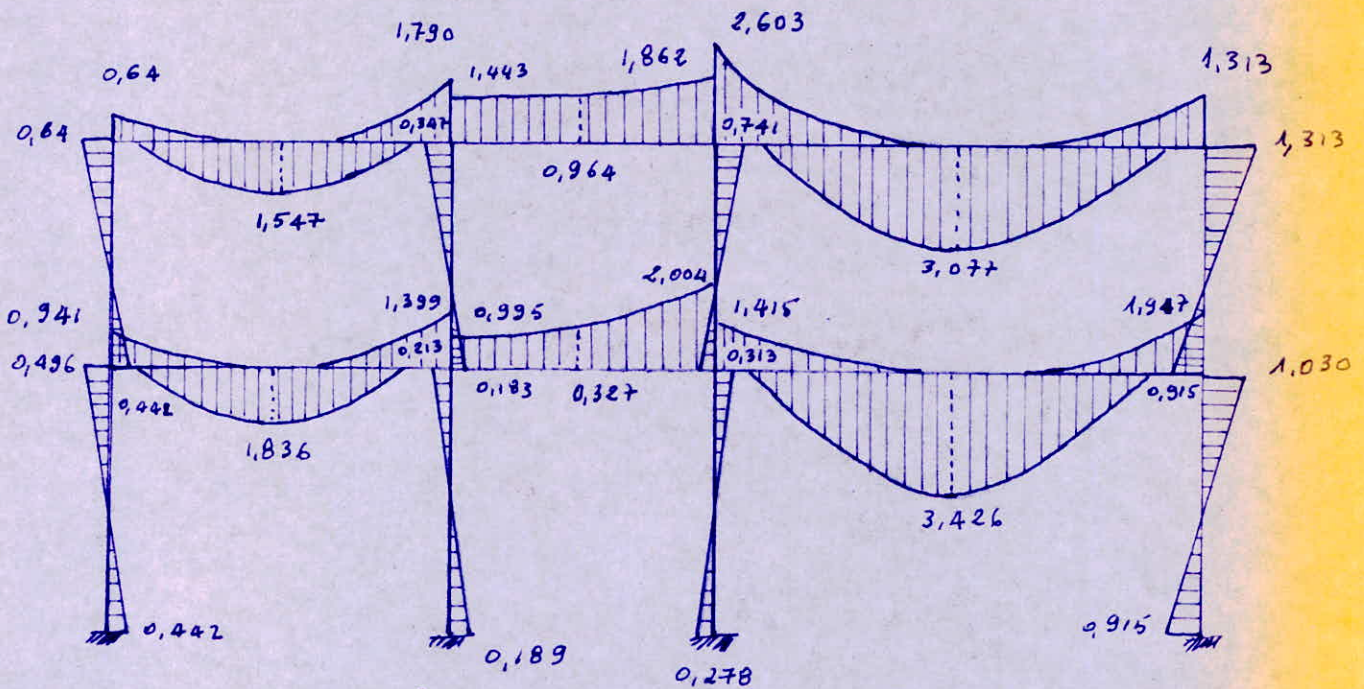
niveau	travée	G		P		S <sub>v</sub> ↓		S <sub>H</sub> →	
		M <sub>g</sub> (-)	M <sub>d</sub> (-)	M <sub>g</sub> (-)	M <sub>d</sub> (-)	M <sub>g</sub> (-)	M <sub>d</sub> (-)	M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>
II	1-2	0,538	1,433	0,085	0,298	0,192	0,672	2,53	-2,01
	2-3	1,158	1,555	0,238	0,256	0,537	0,424	0,89	-0,8
	3-4	2,173	1,096	0,359	0,181	0,585	0,294	2,1	-2,53
I	5-6	0,695	1,033	0,205	0,305	0,399	0,592	3,53	-2,95
	6-7	0,738	1,277	0,217	0,391	0,421	0,562	1,31	-1,17
	7-8	1,855	1,369	0,574	0,425	0,809	0,596	3,09	-3,53



\* - Calcul des moments fléchissants sous les poteaux :

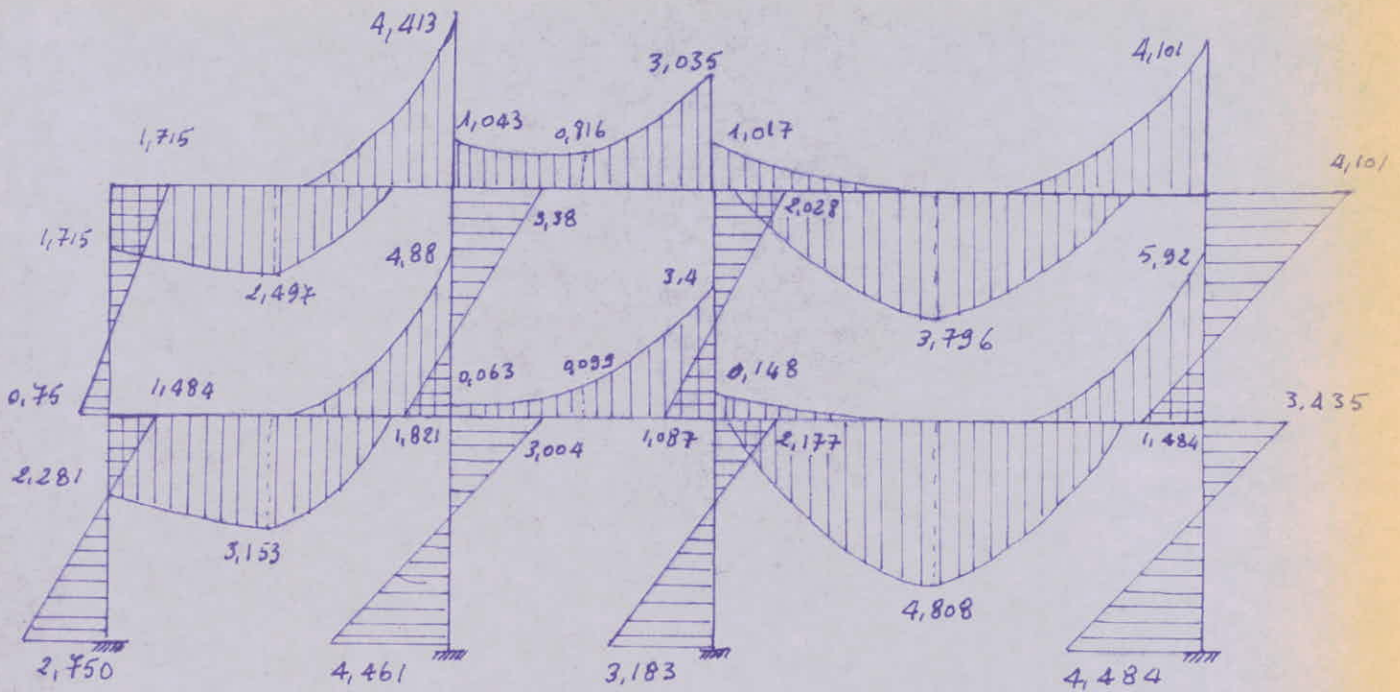
niveau	Poteau	G		P		Siv ↓		Siv →	
		M <sub>tête</sub>	M <sub>base</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>b</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>b</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>b</sub>
II	1	0,538	-0,327	0,085	-0,096	0,192	-0,187	-2,53	1,36
	2	-0,275	0,140	-0,06	0,041	-0,135	0,080	-2,91	1,56
	3	0,618	-0,271	0,103	-0,086	0,161	-0,116	-2,91	1,56
	4	-1,096	0,644	-0,181	0,200	-0,294	0,280	-2,53	1,36
I	5	0,367	-0,327	0,108	-0,096	0,211	-0,187	-2,17	3,36
	6	-0,158	0,140	-0,046	0,041	-0,09	0,080	-2,71	4,20
	7	0,306	-0,271	0,096	-0,086	0,131	-0,116	-2,71	4,20
	8	-0,725	0,644	-0,225	0,200	-0,315	0,280	-2,17	3,36

\* - Diagramme des moments sous G+1,2P.

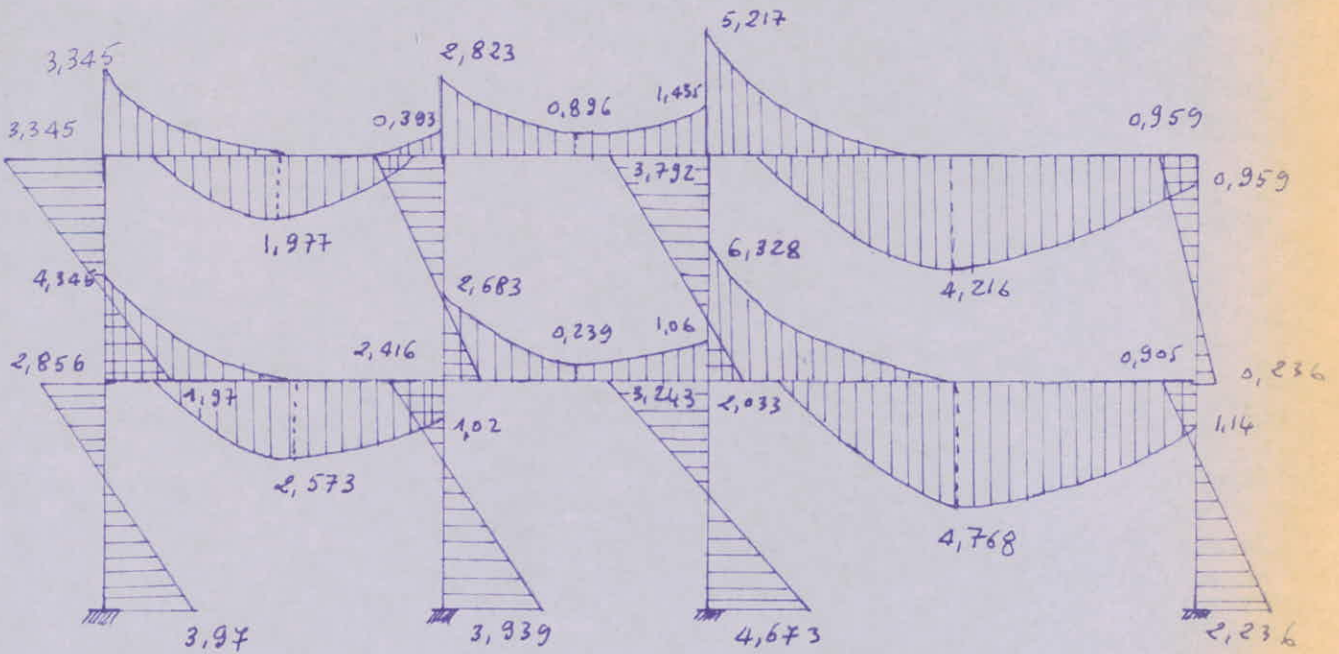




\* - Diagrammes des moments sous  $G+P+S_{iv}^{\downarrow} + S_{iH}^{\rightarrow}$



\* - Diagrammes des moments sous  $G+P+S_{iv}^{\downarrow} + S_{iH}^{\leftarrow}$





\* Efforts Tranchants dans les poteaux - Portique 3-3 -

N	travée	G		P		$S_{iv} \downarrow$		$S_{iH} \leftarrow \rightarrow$		$G + 1,2 P$		$G + P + S_{iv} \downarrow + S_{iH} \leftarrow \rightarrow$		$G + P + S_{iv} \downarrow + S_{iH} \leftarrow \rightarrow$	
		$T_g (t)$	$T_d$	$T_g$	$T_d$	$T_g$	$T_d$	$T_g$	$T_d$	$T_g$	$T_d$	$T_g$	$T_d$	$T_g$	$T_d$
II	1-2	2,309	-2,851	0,343	-0,472	0,762	-1,052	1,22	1,22	3,132	-3,417	2,194	-5,595	4,634	-3,155
	2-3	0,711	-1,322	0,174	-0,146	0,448	-0,274	0,39	0,39	0,919	-1,497	0,943	-2,132	1,723	-1,352
	3-4	4,306	-3,754	0,719	-0,617	1,158	-1,009	1,78	1,78	5,168	-4,494	4,403	-7,160	7,963	-3,600
I	5-6	2,314	-2,520	0,684	-0,744	1,327	-1,444	1,80	1,80	3,134	-3,412	2,525	-6,508	6,125	-2,908
	6-7	0,040	-1,863	0,394	-0,168	0,771	-0,320	0,57	0,57	0,512	-2,064	0,635	-2,921	1,775	-1,781
	7-8	3,740	-3,786	1,075	-1,264	1,185	-2,090	2,70	2,70	5,03	-5,302	3,300	-9,840	8,700	-4,440

\* Efforts normaux dans les poteaux (P.3-3)

Niv.	Poteau	P. Propre	$G + 1,2 P$				$G + P + S_{iv} \downarrow + S_{iH} \leftarrow \rightarrow$		$G + P + S_{iv} \downarrow + S_{iH} \leftarrow \rightarrow$			
			G	P	$S_{iv} \downarrow$	$ S_{iH} $	N (t)	N cumulé	N (t)	$N_c$	N (t)	$N_c$
II	1	0,641	2,309	0,343	0,762	1,22	3,361		2,835		5,245	
	2	0,641	3,562	1,665	1,500	1,66	6,201		5,758		8,978	
	3	0,641	5,628	1,065	1,432	2,17	7,547		6,596		10,936	
	4	0,641	3,754	1,158	1,009	1,78	5,784		4,782		8,342	
I	5	0,641	2,314	0,744	1,327	1,80	3,847	7,208	3,226	6,061	6,826	12,101
	6	0,641	2,560	1,495	2,215	2,37	4,995	11,196	4,541	10,299	9,281	18,259
	7	0,641	5,603	2,035	1,505	3,27	8,686	16,233	6,514	13,110	13,054	23,990
	8	0,641	3,786	1,185	2,09	2,70	5,849	11,633	5,002	9,784	10,402	18,744



## Portique transversal (5-5)

### \* Remarque :

La console du portique (4-4) sera calculée comme si elle était reliée à l'extrémité gauche du portique (5-5) qui est considéré plus défavorable que le portique 4-4

### \* Evaluation des moments à l'encastrement de la console.

- Niveau II :

- Charges permanentes :

• Plancher :  $526 \cdot \frac{2,75}{2} = 723,25 \text{ kg/ml}$

• Acrotère :  $150 \cdot \frac{2,75}{2} \cdot \frac{1}{1,25} + 150 = 480 \text{ kg/ml}$

}  $G = 1465,75 \text{ kg/ml}$

- Surcharges :

$S = 100 \cdot \frac{2,75}{2} = 137,5 \text{ kg/ml}$

d'où finalement  $-q = G + 1,2P = 1630,75 \text{ kg/ml}$

- Niveau I :

• Poids de remplissage latéral :  $P_r = 1,60 \cdot 2,85 = 456 \text{ kg/ml}$

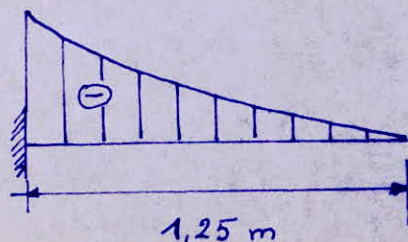
• Poids propre de la poutre :  $0,35 \times 0,3 \times 2500 = 262,5 \text{ kg/ml}$

• Surcharges = 0

d'où alors :  $G = 718,5 \text{ kg/ml}$

### \* Diagramme du moment :

$M = -\frac{ql^2}{2}$





On donne dans le tableau ci-dessous les différents combinaisons pour la console, notons que le risse n'influe pas sur la console.

Niv	G	P	M(G+1,2P) (t.m)	M(G+P)
	q t/ml	q t/ml		
II	1,465	0,137	1,27	1,25
I	0,718	0	0,56	0,56

\* - Calcul des moments en travée.

		G		G + 1,2 P			G + P + Siv ↓			Siv →
Ni	Travée	$l_i$ (m)	$\frac{M_G + M_E}{2}$	q t/ml	$M_0$ (t.m)	$M_E$ (t.m)	-q	$H_0$	$H_E$	$M_E$
II	1-2	3,90	1,364	2,731	5,192	3,828	1,232	2,342	0,978	-0,29
	2-3	1,30	1,015	0,846	0,178	-0,837	1,406	0,597	-0,418	-0,28
I	3-4	3,90	2,001	2,921	5,553	3,552	3,661	4,118	2,117	-0,42
	4-5	1,30	0,825	0,889	0,187	-0,638	1,731	0,366	-0,46	-0,41

\* - Calcul des moments dans les poutres.

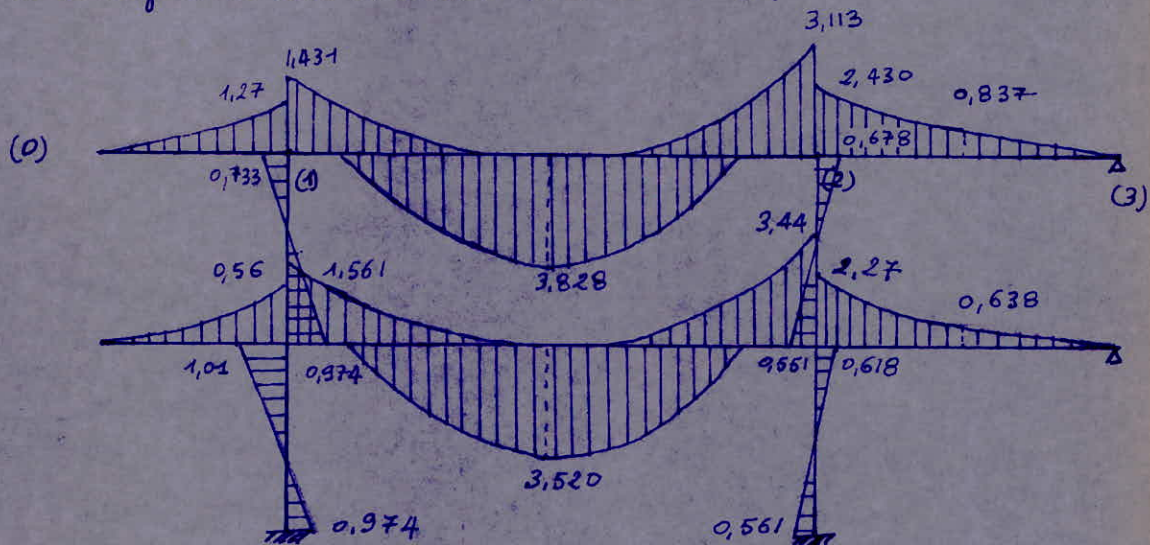
		G		P		Siv ↓		Siv →	
Niveau	travée	$M_g$ (t.m)	$H_d$	$M_g$	$H_d$	$H_g$	$H_d$	$H_g$	$H_d$
II	1-2	0,134	2,594	0,023	0,433	0,306	0,670	2,18	-1,60
	2-3	2,03	0	0,336	0	0,535	0	0,560	0
I	3-4	1,504	2,498	0,474	0,785	0,620	1,080	3,20	-2,36
	4-5	1,65	0	0,516	0	0,712	0	0,83	0



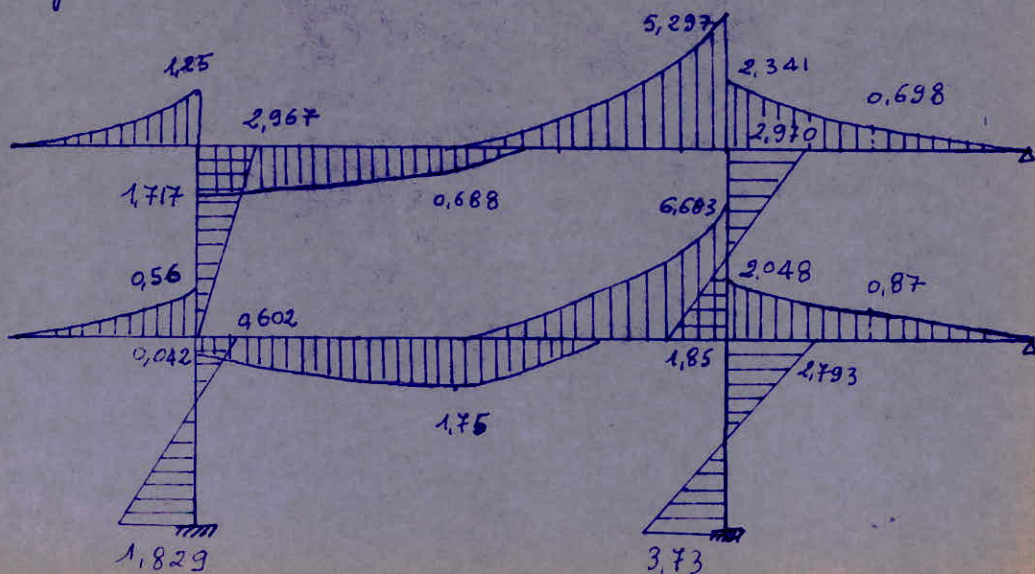
\* - Calcul des moments flechissants dans les poteaux :

Poteau	G		P		SIV ↓		SIIH →	
	M <sub>tête</sub>	M <sub>base</sub>	H <sub>t</sub>	H <sub>b</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>b</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>b</sub>
1.	0,134	-0,707	0,023	-0,203	0,306	-0,291	-2,18	1,17
2.	-0,558	0,398	-0,10	0,126	-0,133	0,154	-2,18	1,17
3.	0,796	-0,707	0,251	-0,223	0,328	-0,291	-2,03	3,05
4.	-0,418	0,398	-0,142	0,126	-0,173	0,154	-2,03	3,05

\* - Diagramme des moments sous G+1,2P.

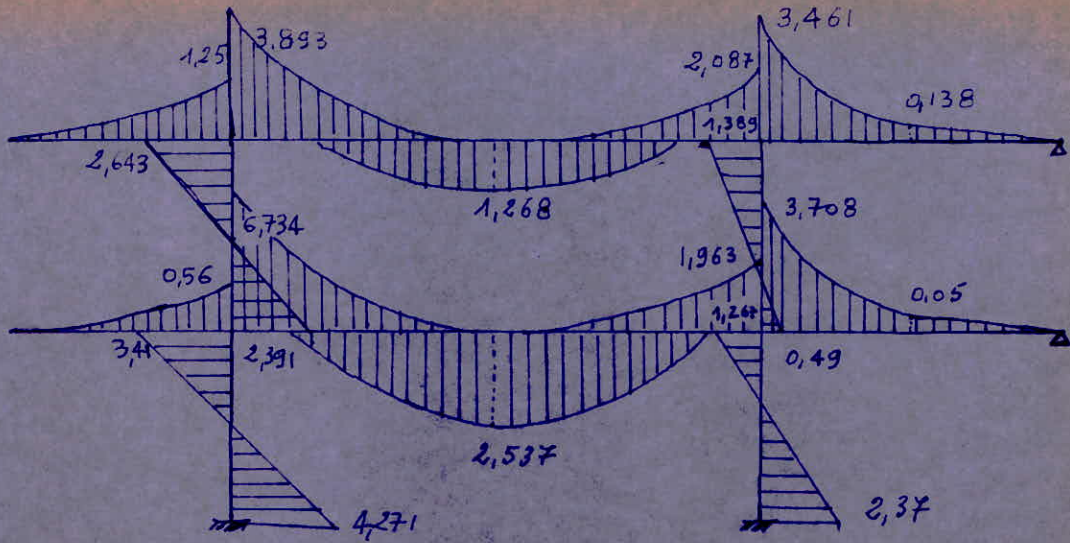


\* - Diagramme des moments sous G+P+SIV ↓ + SIIH →





\*. Diagramme des moments sous  $G+P+SIV \downarrow + SIH \leftarrow$ .





\* - Efforts tranchants dans les poutres, Portique transversal - 5-5 -

N	travée	G t/m		P t/m		Siv ↓		Sih →		G+1,2P		G+P+Siv+Sih		G+P+Siv+Sih	
		Tg (t)	Td (t)	Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td
II	0-1	0	-1,83	0	-0,171	0	0,106	1,22	1,22	0	-2,03	-1,22	-3,327	1,22	-0,887
	1-2	3,80	-5,061	0,639	-0,85	1,033	-1,22	0,43	0,43	4,566	-6,081	5,04	-8,35	7,48	-5,91
	2-3	2,041	-1,081	0,317	-0,12	0,787	0,035	0,89	0,89	2,421	-1,225	2,255	-2,056	4,035	-0,276
I	0-1	0	-0,897	0	0	0	0	1,8	1,8	0	-0,897	-1,80	-1,80	1,80	1,80
	1-2	3,879	4,318	1,222	-1,382	1,594	-1,810	0,63	0,63	5,345	-6,046	6,065	-8,21	7,325	-6,95
	2-3	1,724	0,814	0,499	-0,294	1,115	-0,019	1,31	1,31	2,322	-0,461	2,028	-0,809	4,648	1,811

\* - Efforts normaux dans les poteaux, Portique (5-5)

niveau	Poteau	P. Propre	G (t)	P	Siv ↓	Sih →	G+1,2P		G+P+Siv+Sih		G+P+Siv+Sih	
							N (t)	N accumulé	N	Nc	N	Nc
II	1	0,641	5,63	0,81	1,139	-1,65	7,243		6,57		9,870	
	2	0,641	7,102	1,167	2,007	-1,32	9,143		9,597		12,230	
I	1	0,641	4,776	1,222	1,594	-1,43	6,883	14,125	6,803	13,373	9,663	19,533
	2	0,641	6,112	1,881	2,925	-1,94	9,010	18,153	8,619	18,216	12,500	24,730



$\frac{1}{2}$  - PORTIQUE LONGITUDINAL ( I-I )

\* - Calcul des moments en travée :

		G		G + 1,2 P			G + P + Siv <sup>+</sup>			Siv <sup>→</sup>
niveau	Travée	li (m)	$\frac{M_c + M_w}{2}$	q <sup>4ml</sup>	M <sub>0</sub> (t.m)	M <sub>t</sub>	q	M <sub>0</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>t</sub>
II	1-2	2,90	0,282	0,621	0,628	0,346	0,659	0,692	0,410	0,440
	2-3	3,30	0,520	0,621	0,845	0,325	0,659	0,897	0,377	0,110
	3-4	4,22	0,731	0,621	1,382	0,651	0,659	1,467	0,736	0,320
I	5-6	2,90	0,516	1,088	1,143	0,627	1,323	1,390	0,874	0,650
	6-7	3,30	0,837	1,156	1,573	0,736	1,200	1,633	0,796	0,170
	7-8	4,22	1,296	1,088	2,422	1,126	1,143	2,544	1,248	0,110

\* - Calcul des moments dans les poutres :

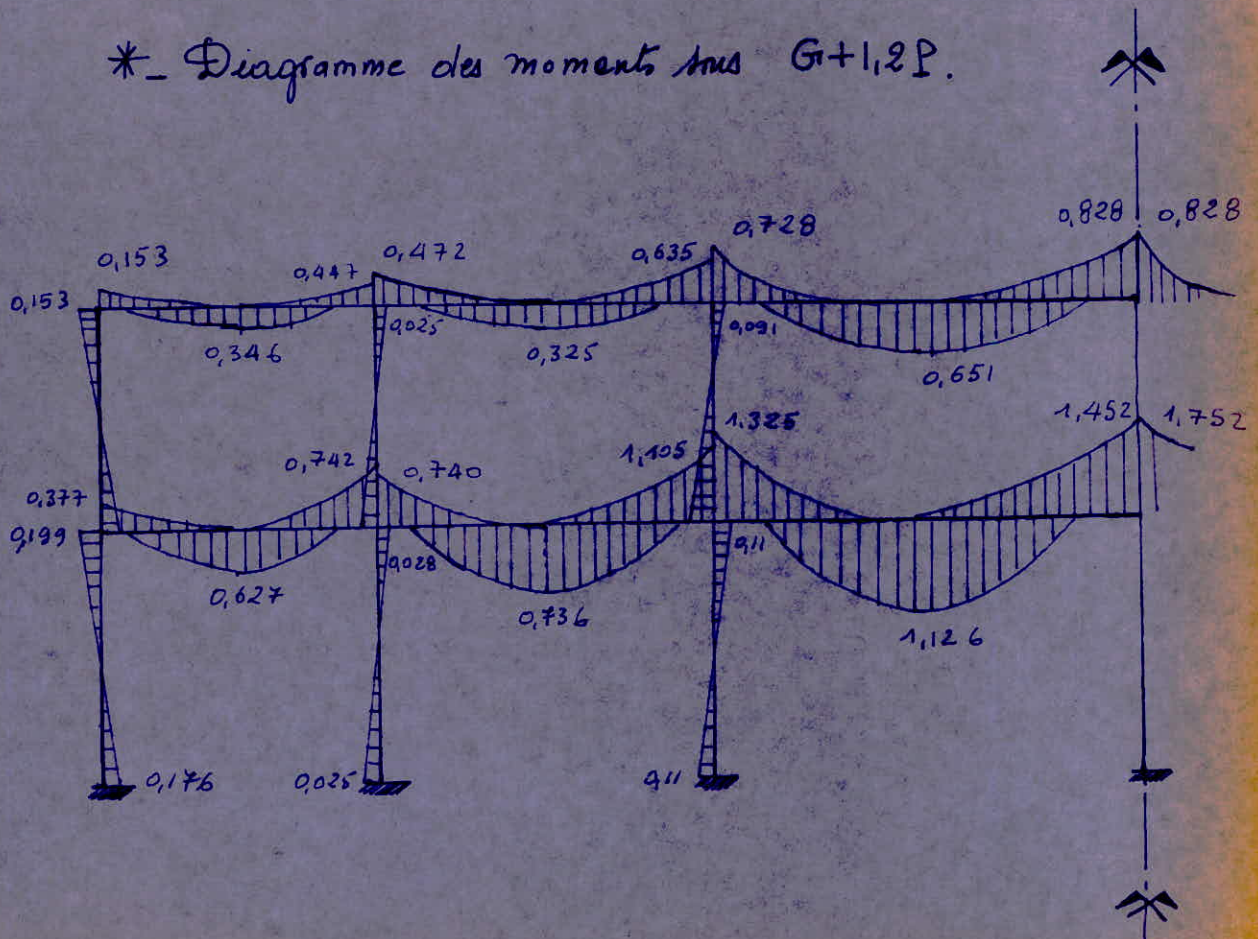
		G		P		Siv <sup>+</sup>		Siv <sup>→</sup>	
niveau	Travée	M <sub>g</sub> ⊖	M <sub>d</sub> ⊖	M <sub>g</sub> ⊖	M <sub>d</sub> ⊖	M <sub>g</sub> ⊖	H <sub>d</sub> ⊖	M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>
II	1-2	0,144	0,420	0,008	0,023	0,010	0,031	+2,16	-2,27
	2-3	0,444	0,597	0,024	0,032	0,033	0,044	+1,42	-1,19
	3-4	0,684	0,778	0,037	0,042	0,051	0,058	+1,50	-1,35
I	5-6	0,353	0,680	0,020	0,048	0,023	0,044	+3,16	-1,85
	6-7	0,673	1,002	0,052	0,086	0,043	0,065	+2,09	-1,75
	7-8	1,231	1,362	0,079	0,075	0,080	0,088	+2,19	-1,97



\* - Calcul des moments fléchissants dans les poteaux :

		G		P		Siv ↓		Siv →	
niveau	Poteau	M <sub>tête</sub>	M <sub>base</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>b</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>b</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>b</sub>
II	1.	0,144	-0,166	0,008	-0,009	0,010	-0,011	-2,16	1,16
	2.	0,024	-0,016	0,001	-0,006	0	0	-2,40	1,45
	3.	0,087	-0,107	0,004	-0,003	0,006	-0,006	-2,70	1,45
	4.	0	0	0	0	0	0	-2,40	1,45
I	5.	0,187	-0,116	0,010	-0,009	0,012	-0,010	-2,00	3,01
	6.	-0,018	+0,016	0,006	-0,006	0	0	-2,50	3,46
	7.	0,121	-0,107	-0,004	+0,003	0,007	-0,006	-2,50	3,76
	8.	0	0	0	0	0	0	-2,50	3,76

\* - Diagramme des moments sous G+1,2P.









niveau	Travée	G		P		Siv ↓		Sih ↔		G + 1,2 P		G + P + Siv + Sih ↓		G + P + Siv + Sih ←	
		Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td
II	1-2	0,739	-0,95	0,041	-0,051	0,056	-0,071	1,180	1,180	0,788	-1,011	-0,344	-2,252	2,016	0,108
	2-3	0,915	-1,008	0,050	-0,055	0,069	-0,075	0,990	0,990	0,975	-1,074	0,044	-2,128	2,024	-0,148
	3-4	1,207	-1,252	0,06	-0,068	0,091	-0,094	0,675	0,675	1,279	-1,333	0,683	-2,089	2,033	-0,739
	4-3'	1,252	-1,207	0,068	-0,066	0,094	-0,091	0,675	0,675	1,333	-1,286	0,739	-2,039	2,089	-0,689
I	5-6	1,366	-1,591	0,071	-0,090	0,089	-0,104	1,720	1,720	1,451	-1,639	-0,194	-3,305	3,246	-0,065
	6-7	1,583	-1,782	0,178	-0,194	0,103	-0,117	1,160	1,160	1,796	-2,014	0,404	-3,253	3,024	-0,933
	7-8	2,121	-2,183	0,119	-0,117	0,139	-0,143	0,980	0,980	2,263	-2,323	1,399	-3,423	3,359	-1,463
	8-7'	2,183	-2,121	0,117	-0,119	0,143	-0,139	0,980	0,980	2,323	-2,263	1,463	-3,359	3,423	-1,399

\* - Efforts normaux - Poteaux. Portique (I-I)

N	Poteau	P. Propre	G + 1,2 P				G + P + Siv ↓ + Sih →		G + P + Siv ↓ + Sih ←			
			G	P	Siv ↓	Sih →	N (t)	Ncumulé	N	Nc		
II	1	0,461	0,739	0,041	0,056	1,180	1,429		0,297		2,657	
	2	0,461	1,865	0,101	0,140	2,170	2,627		0,577		4,917	
	3	0,461	2,215	0,115	0,166	1,665	2,994		1,472		4,802	
	4	0,461	2,504	0,136	0,188	1,350	3,308		2,119		4,819	
I	5	0,461	1,366	0,071	0,089	1,720	2,092	3,521	0,447	0,744	3,887	6,544
	6	0,461	3,174	2,268	0,207	2,880	6,536	9,163	3,410	3,987	9,170	14,087
	7	0,461	3,903	0,313	0,256	2,140	4,919	7,913	2,973	4,445	7,253	12,055
	8	0,461	4,366	0,234	0,286	1,960	5,287	8,595	3,567	5,686	7,487	12,306



$\frac{1}{2}$  PORTIQUE (IV-IV) LONGITUDINAL

\* - Calcul des moments en travée :

			G	G + 1,2 P			G + P + SIV ↓			SIV →
N	travée	l. (m)	$\frac{M_e + M_u}{2}$	q t/m	M <sub>0</sub> (t.m)	M <sub>E</sub>	q	M <sub>0</sub>	M <sub>E</sub>	M <sub>E</sub>
II	1-2	2,90	0,281	0,945	0,933	0,712	0,659	0,692	0,411	0,340
	2-3	3,30	0,433	0,945	1,286	0,853	0,659	0,897	0,464	-0,010
	3-4	2,70	0,354	0,945	0,861	0,507	0,659	0,600	0,246	-0,040
	4-3'	2,75	0,327	0,945	0,893	0,566	0,659	0,623	0,296	0
I	5-6	2,90	0,545	1,096	1,152	0,607	1,145	1,203	0,658	0,500
	6-7	3,30	0,745	1,096	1,492	0,747	1,145	1,558	0,813	-0,020
	7-8	2,70	0,739	1,096	0,998	0,259	1,145	1,043	0,304	-0,060
	8-7'	2,75	0,858	5,203	4,918	4,060	4,695	4,438	5,580	0

\* - Calcul des moments dans les Poutres :

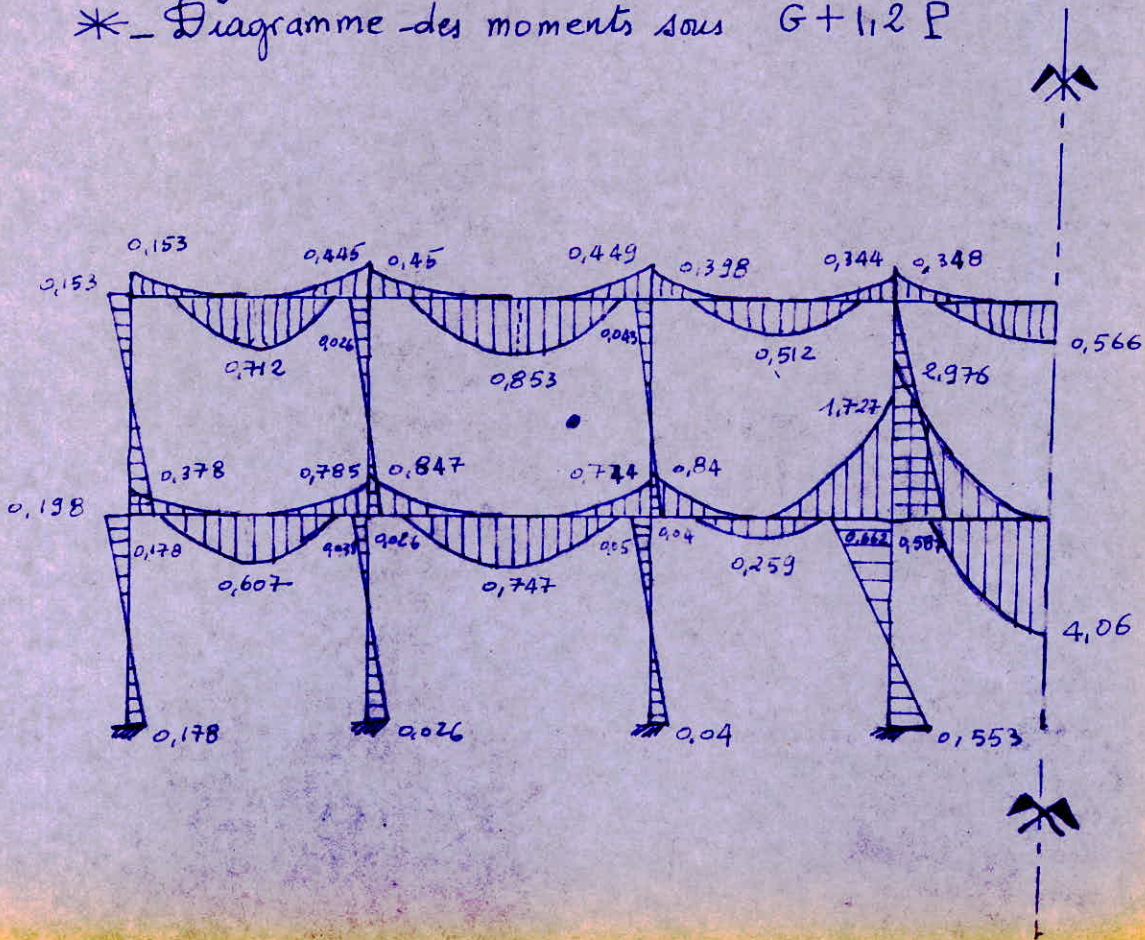
		G		P		SIV ↓		SIV →	
Niveau	Travée	M <sub>g</sub> (-)	M <sub>d</sub> (-)	M <sub>g</sub> (-)	M <sub>d</sub> (-)	M <sub>g</sub> (-)	M <sub>d</sub> (-)	M <sub>g</sub>	M <sub>d</sub>
II	1-2	0,144	0,419	0,008	0,022	0,010	0,031	1,64	-0,95
	2-3	0,444	0,424	0,024	0,033	0,103	0,031	1,07	-1,10
	3-4	0,384	0,324	0,020	0,017	0,028	0,024	0,92	-1,00
	4-3'	0,327	0,327	0,018	0,018	0,024	0,024	1,02	-1,02
I	5-6	0,354	0,736	0,020	0,041	0,023	0,048	1,40	-1,40
	6-7	0,793	0,698	0,045	0,039	0,052	0,045	1,58	-1,63
	7-8	0,788	0,700	0,044	0,856	0,051	0,137	1,35	-1,48
	8-7'	0,858	0,858	1,765	1,765	0,083	0,083	1,50	-1,50



\* - Moments fléchissants dans les poteaux:

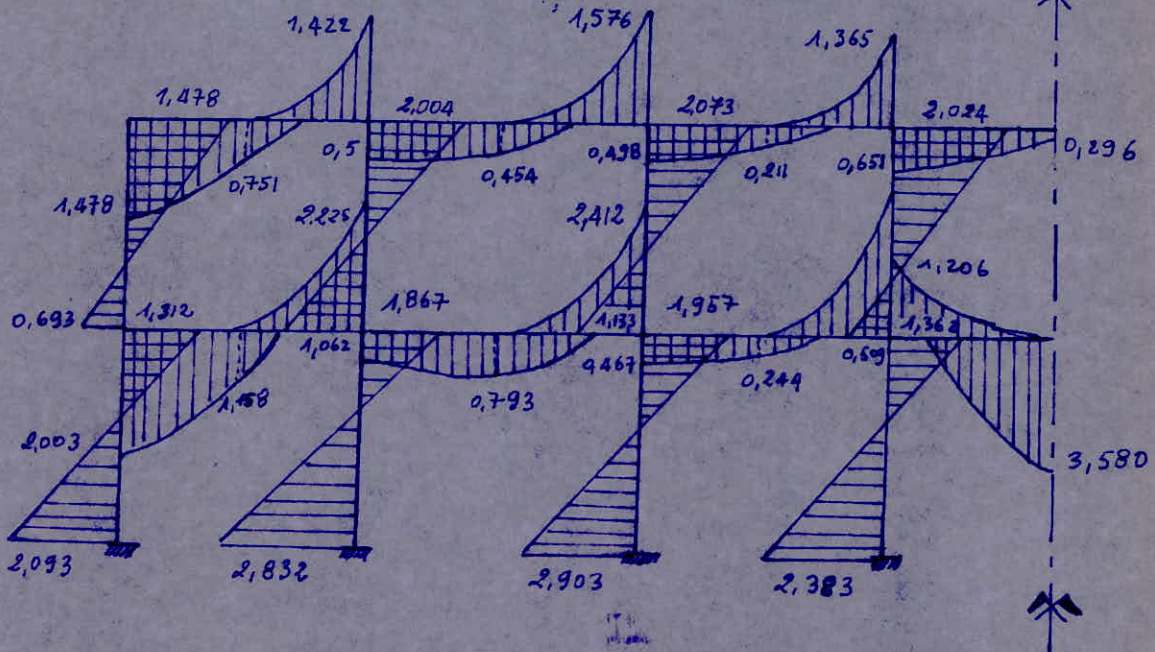
		G		P		SIV ↓		SIH →	
niveau	poteau	M <sub>tête</sub>	M <sub>base</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>b</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>b</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>b</sub>
II	1	0,144	-0,166	0,008	-0,01	0,01	0,011	0,88	-0,88
	2	0,024	-0,026	0,002	0	0	-0,0015	1,09	-1,09
	3	-0,04	0,04	0,003	0	0	0,003	1,09	-1,09
	4	0	-0,074	0,001	-0,482	0	-0,025	1,09	-1,09
I	5	0,186	-0,166	0,010	-0,01	0,012	-0,011	2,28	-2,28
	6	0,03	-0,026	0,001	0	0,0015	-0,0015	2,86	-2,86
	7	-0,05	0,04	0,004	0	-0,003	0,003	2,86	-2,86
	8	0,084	-0,074	0,428	+0,482	0,028	0,025	2,86	-2,86

\* - Diagramme des moments sous G + 1,2 P

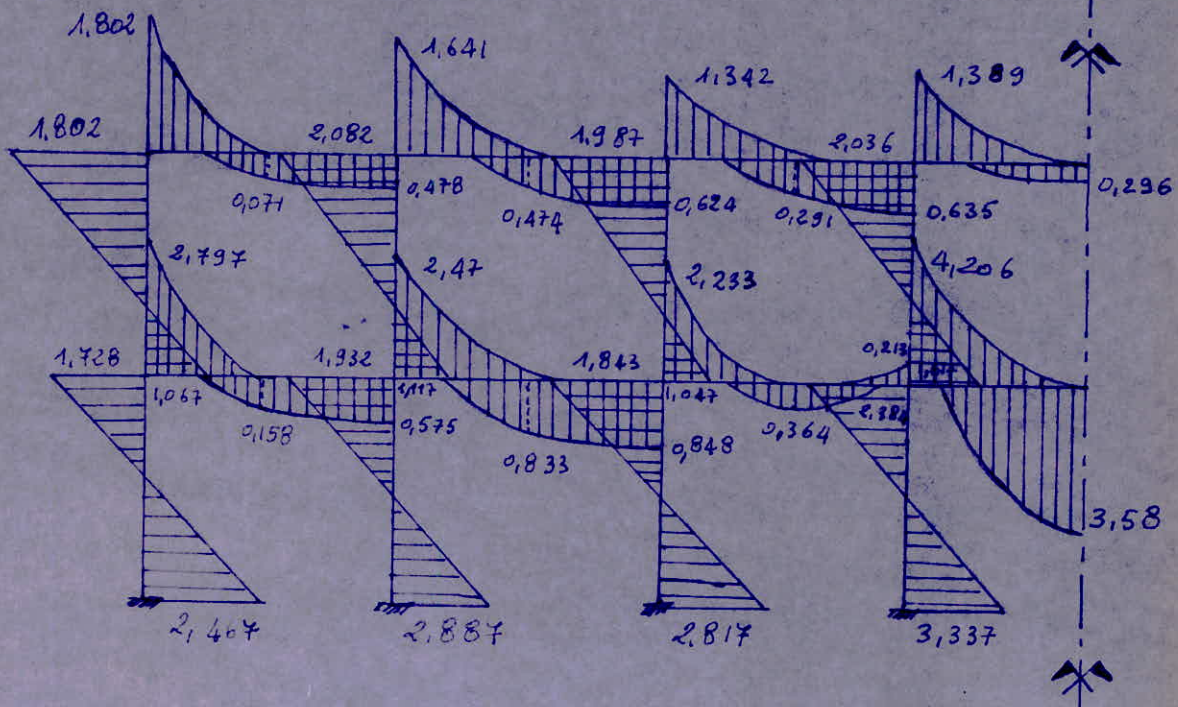




\* - Diagramme des moments sous  $G+P+S_{IV}+S_{IH}$



\* - Diagramme des moments sous  $G+P+S_{IV}+S_{IH}$





\* - Efforts tranchants dans les poutres :  $\frac{1}{2}$  Portique Longitudinal (IV-IV)

N	Travée	G		P		Siv ↓		Siv  → ↑		G + 1,2 P		G + P + Siv + Siv		G + P + Siv + Siv	
		Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td
II	1-2	0,75	-0,94	-0,129	-0,222	0,056	-0,071	0,89	0,89	0,595	-1,206	0,213	-2,123	1,567	-0,343
	2-3	0,968	0,955	0,053	-0,052	0,073	-0,072	0,65	0,65	1,031	-1,017	0,444	-1,729	1,744	-0,429
	3-4	0,805	-0,768	0,044	-0,042	0,06	-0,058	0,71	0,71	0,857	-0,818	0,119	-1,578	1,619	-0,158
	4-3'	0,784	0,818	0,043	-0,044	0,056	-0,061	0,74	0,74	0,835	-0,870	0,146	-1,663	1,626	-0,183
I	5-6	1,347	-1,61	0,076	-0,091	0,088	-0,105	1,31	1,31	1,438	-1,719	0,201	-3,116	2,821	-0,496
	6-7	1,741	-1,654	0,095	-0,093	0,112	-0,108	0,97	0,97	1,825	-1,765	0,948	-2,825	2,888	-0,885
	7-8	1,261	-1,492	-0,222	-0,079	0,056	-0,112	1,04	1,04	0,994	-1,946	0,057	-3,023	2,137	-0,943
	8-7'	2,609	-2,209	4,58	-3,328	0,103	-0,080	1,09	1,09	8,105	6,202	6,202	-6,707	8,382	-4,527

N	Poteau	P Propre	G	P	Siv ↓	Siv ↑	G + 1,2 P		G + P + Siv + Siv		G + P + Siv + Siv	
							N	N cumulé	N	Nc	N	Nc
II	1	0,641	0,750	0,129	0,056	0,809	1,545		0,686		2,466	
	2	0,641	1,908	0,275	0,144	1,54	2,879		1,428		4,508	
	3	0,641	1,760	0,096	0,132	1,36	2,516		1,269		3,989	
	4	0,641	1,552	0,095	0,117	2,81	2,595		0,415		5,205	
I	5	0,641	1,347	0,076	0,088	1,31	2,079	3,624	2,83	3,516	5,450	7,916
	6	0,641	3,321	0,186	0,217	2,28	4,185	7,064	2,084	3,512	6,644	11,152
	7	0,641	2,915	0,315	0,166	2,01	3,934	6,450	2,027	3,296	6,047	10,036
	8	0,641	4,101	4,959	0,215	2,13	10,692	13,287	7,786	8,201	12,046	17,251

\* - Efforts normaux dans les poteaux,  $\frac{1}{2}$  Portique (IV-IV)



## FERRAILLAGE DES POUTRES

Conformément à l'article A15 du C.C.B.A. 68, il ne sera pas fait état dans les calculs des efforts normaux dans les poutres, les poutres seront étudiées en flexions simple.

Les sections d'armatures longitudinales et transversales seront déterminées sous la sollicitation SP1 (G+1,2P) et sous la plus défavorable des sollicitations SP2, alors la plus grande section d'acier sera adoptée.

\* - Méthode de calcul des armatures longitudinales :

La méthode utilisée pour la détermination des armatures est celle de M<sup>r</sup> P. CHARON.

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} K \\ \varepsilon \end{cases} \rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K}$$

- Si  $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$  alors les armatures comprimées sont inutilisables  $A' = 0$

d'où  $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h}$

- Si  $\sigma'_b > \bar{\sigma}'_b$  alors  $A' \neq 0$ .

on calcule  $k_1 = \frac{15 \bar{\sigma}_a}{n \bar{\sigma}'_b}$  et  $k_2 = \frac{15 (h - d')}{\frac{\bar{\sigma}'_a}{\bar{\sigma}_a} h + d'}$

Si  $k_1 > k_2$  on prend  $K = k_1 \rightarrow \begin{cases} \alpha \\ \mu' \\ \varepsilon \end{cases}$

$M_1 = \mu' \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}'_b$  et  $M_2 = M - M_1$  ;  $y = \alpha \cdot h \Rightarrow \sigma'_a = \frac{15 (y - d')}{y} \bar{\sigma}'_b$

\* - Armatures comprimées :  $A' = \frac{M_2}{\sigma'_a (h - d')}$

\* - Armatures tendues :  $A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} + \frac{M_2}{\bar{\sigma}_a (h - d')}$



Si  $k_1 < k_2$ , on prend  $k = k_1 \rightarrow (\mu', \epsilon)$

$$\sigma'_b = \frac{15}{n} \cdot \frac{\bar{\sigma}_q}{k} \rightarrow M_1 = \mu' \cdot b \cdot h^2 \sigma'_b \quad ; \quad M_2 = M - M_1$$

\* - Armatures comprimées :  $A' = \frac{M_2}{\bar{\sigma}'_a (h - d')}$

\* - Armatures tendues :  $A = A' + \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h}$

- Méthode de calcul des armatures transversales : -

Elles seront calculées pour l'effort tranchant maximal à l'appui pour le niveau considéré.

- Contraintes de cisaillement max. (C.C.B.A) 68)

$$\tau = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} \quad ; \quad T_{\max} : \text{effort tranchant max. au niveau considéré.}$$

$b$  : largeur de la poutre.

$z$  : bras de levier  $= \frac{7h}{8}$ . ( $h$ : hauteur utile).

- Contraintes de cisaillement admissibles :

$$\bar{\tau}_{b_1} = 3,5 \bar{\sigma}_b \quad ; \quad \bar{\tau}_{b_2} = \left( 4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}} \right) \bar{\sigma}_b \quad ; \quad \bar{\tau}_{b_3} = 5 \bar{\sigma}_b$$

\* - si  $\left\{ \begin{array}{l} \tau_b \leq \bar{\tau}_{b_1} \text{ lorsque } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b_0} \\ \tau_b \leq \bar{\tau}_{b_2} \text{ lorsque } \bar{\sigma}'_{b_0} \leq \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{b_0} \end{array} \right\}$  des cadres, des étriers verticaux et des barres obliques seront utilisés.

\* - Si  $\tau_b > \bar{\tau}_{b_3}$  on changera la section de béton.

$\sigma'_b$  : contrainte max. de compression du béton dans la section pour laquelle on considère  $\tau_b$ .

- Contraintes admissibles des armatures transversales

$$\bar{\sigma}'_{at} = f_a \cdot \bar{\sigma}_n \quad \text{avec} \quad f_a = \max. \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} \\ \frac{2}{3} \end{array} \right.$$



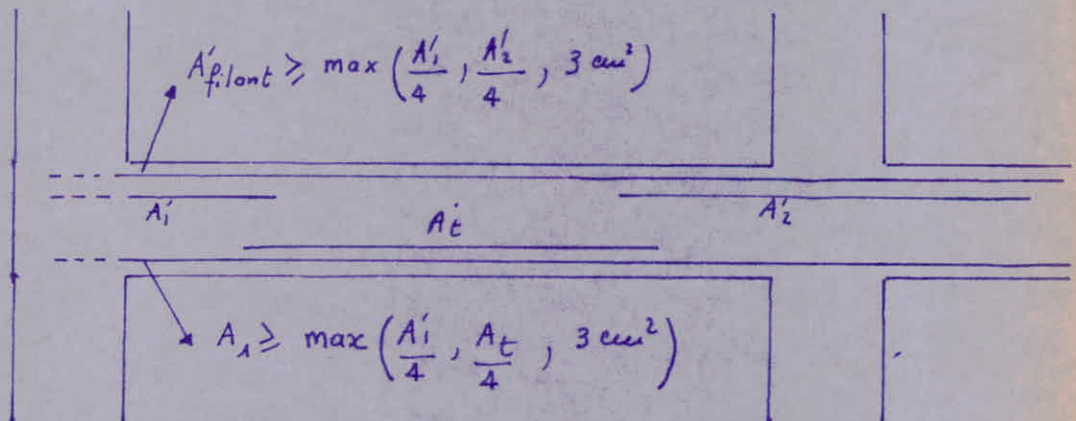
\* - Espacement :  $t_0 = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}}$  ;  $A_t$  : section des armatures transversales

\* - Espacement admissible :  $\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2 h \\ t_2 = (1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b}) h \end{cases}$

### COMPLEMENT C-T-C

- Armatures longitudinales :

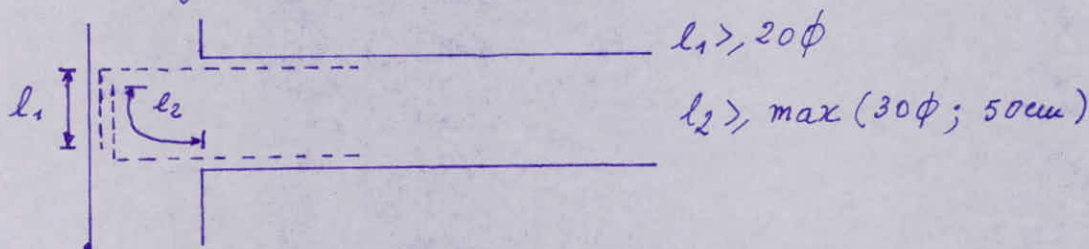
- a/ le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre doit être de 0,3% pour les aciers à haute adhérence et de 0,5% pour les aciers lisses.
- b/ le pourcentage total maximal des aciers longitudinaux doit être de 2,5%.
- c/ les poutres supportant les charges verticales des planchers doivent comporter des armatures filantes (supérieures et inférieures) d'une section minimale indiquée par la figure ci-dessus :



- d/ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.



e/ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure ci-dessous.



- Armatures transversales :

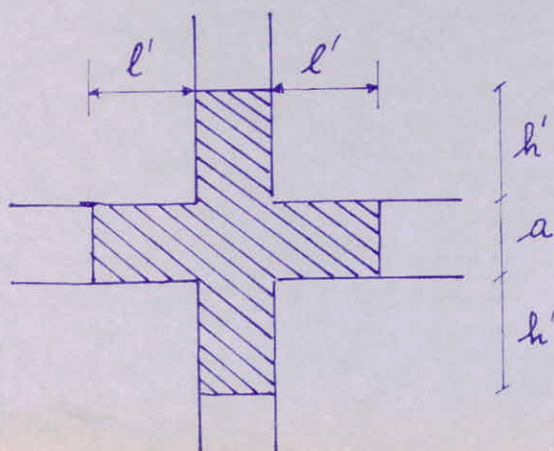
\* - Dans la zone nodale, les armatures transversales doivent être telles que, tous les barres longitudinales soient individuellement entourées par une armature s'opposant à leur flambement ; en dehors de la zone nodale au moins une barre longitudinale sur deux doit être ainsi entourée.

\* - L'espacement maximum des armatures transversales est de :

- Dans la zone nodale :  $\min(0,3 \cdot h; 12\phi)$ .

- En dehors de la zone nodale :  $0,5 \cdot h$ .

\* - Définition de la zone nodale :



$$h' = \max\left(\frac{h}{6}; b_1; b_2; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2a$$

$h$  : hauteur du poteau

$b_1, b_2$  : dimensions transversales du poteau.



- VERIFICATIONS -

\* - Condition de non-fragilité :

$$A \geq b \cdot h \cdot \Psi \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left( \frac{h_t}{h} \right)^2 \quad \text{avec } \Psi = 0,54.$$

\* - Condition de flèche :

$$- h_t \geq \frac{l}{16}$$

$$- h_t \geq \frac{1}{10} \frac{M_t \cdot l}{M_0} \rightarrow \begin{cases} SP_1 \\ SP_2 \end{cases}$$

$$- A \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_a} \cdot b \cdot h.$$

\* - Condition de non-entraînement des barres :

$$\tau_d = \frac{T}{n \cdot P \cdot z} < \bar{\tau}_d \quad \text{avec : } \bar{\tau}_d = 2 \cdot \Psi_d \cdot \bar{\sigma}_b ; \Psi_d = 1,5 \text{ (H.A.)}$$

où P : périmètre de la barre

n : nbre de barres.

$$z = \frac{7}{8} h.$$

\* - Condition aux appuis :

on doit vérifier que :

$$c \geq \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}_b} = c_0$$

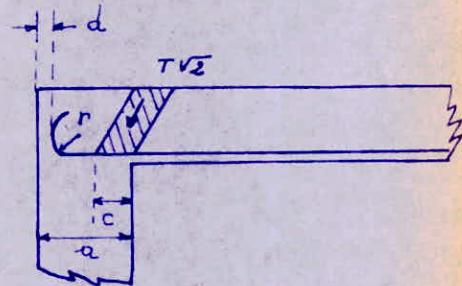
Et tel que :

$c_0$  : largeur de la bête de béton nécessaire pour transmettre les efforts de la poutre au poteau.

$$c = a - (d + r).$$

- Armatures inférieures :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} \quad (M \text{ en valeur absolue})$$





\*- Vérifications des contraintes :

$$\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} \xrightarrow{\text{Tabl.}} \begin{cases} k \\ \varepsilon \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} ; \sigma_b = \frac{\sigma_a}{k} \quad (\sigma_a \leq \bar{\sigma}_a ; \sigma_b \leq \bar{\sigma}'_b)$$

\*- Vérification à la fissuration :

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} \quad (A: \text{section d'acier tendue})$$

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} \quad (\text{fissuration systématique})$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot \eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_a} \quad (\text{fissuration accidentelle})$$

$$\eta : \text{coefficient de fissuration} = \begin{cases} 1 & \text{pour l'acier doux} \\ 1,6 & \text{pour l'acier H.A.} \end{cases}$$

$\phi$  : diamètre (en mm) de la plus grosse barre.

$\tilde{\omega}_f$  : % de fissuration.

$B_f$  : section du béton entourant les barres tendues.

$k$  : coefficient caractérisant le préjudice de fissures sur l'ouvrage, ayant pour valeurs :

$$k = \begin{cases} 1,5 \cdot 10^6 & : \text{fissuration peu préjudiciable.} \\ 1 \cdot 10^6 & : \text{fissuration préjudiciable.} \\ 0,5 \cdot 10^6 & : \text{fissuration très préjudiciable.} \end{cases}$$

d'où alors :

$$\sigma_f = \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \\ \max \left[ \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right] \end{array} \right\}$$



## FERRAILLAGE DES POUTRES

Les poutres seront étudiées en flexion simple les sections d'armatures longitudinale et transversale seront déterminées sous  $SP_1$  et  $(SP_2)$  def.

La plus grande section sera adoptée.

Remarque: Les sections d'appuis peuvent dans certains cas de charges être soumises à des moments positifs (fibre inf. tendue). Ces moments sont tous inférieurs (en valeur absolue) aux moments négatifs.

Et comme le C.T.C prévoit de ferriller ce genre de poutre symétriquement, donc on prendra le même ferrailage supérieur qu'inférieur aux appuis considérés.

Les poutres ont tous les mêmes caractéristiques géométriques:

$$\begin{cases} ht = 35 \text{ cm.} \\ d = d' = 3,5 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

Le ferrailage se calculera conformément à la théorie exposée sur le ferrailage des poutres. On se limitera à donner les résultats sous forme de tableaux pour chaque portique et pour chaque niveau pour le choix des aciers (voir planches).

Le calcul est fait par la méthode de H. P. Charbon.

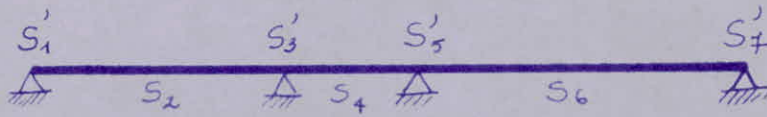
La vérification des contraintes n'est pas nécessaire car la section d'acier adoptée est supérieure à celle calculée.

Contraintes admissibles:

$$\begin{array}{ll} \underline{SP_1}: & \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ & \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \quad \begin{array}{ll} \underline{SP_2}: & \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ & \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2 \end{array}$$



# Portique . 33 .



Niv. II

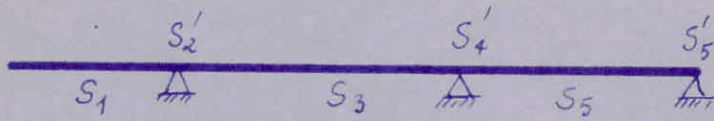
	$S_1$	$S_2$	$S_3$	$S_4$	$S_5$	$S_6$	$S_7$
M (SP <sub>1</sub> )	0,64	1,547	1,79	0,964	2,03	3,077	1,313
M (SP <sub>2</sub> )	3,345	2,497	4,413	0,836	5,217	4,216	4,101
$\nu$ (SP <sub>1</sub> )	0,0115	0,0278	0,0322	0,0173	0,0365	0,0553	—
$\nu$ (SP <sub>2</sub> )	0,0401	0,0299	0,0523	—	0,0625	0,0505	0,0492
E (SP <sub>1</sub> )	0,9522	0,9275	0,9228	0,9419	0,9183	0,902	—
E (SP <sub>2</sub> )	0,915	0,9254	0,9038	—	0,8966	0,9057	0,9067
K (SP <sub>1</sub> )	89,5	54	49,8	71	46,2	36	—
K (SP <sub>2</sub> )	43,8	52	37	—	33,3	38	38,6
A (SP <sub>1</sub> )	0,762	1,89	2,2	1,16	2,5	3,86	—
A (SP <sub>2</sub> )	2,76	2,04	3,69	—	4,398	3,518	3,418
A' (SP <sub>1</sub> )	0	0	0	0	0	0	0
A' (SP <sub>2</sub> )	0	0	0	0	0	0	0
$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	2,76	2,04	3,69	1,16	4,398	3,86	3,418

Niv. I

M (SP <sub>1</sub> )	0,941	1,836	1,399	0,324	2,004	3,426	1,947
M (SP <sub>2</sub> )	4,829	3,153	4,88	—	6,328	4,808	5,92
$\nu$ (SP <sub>1</sub> )	0,0169	0,0330	0,0251	0,0058	0,0360	0,0616	0,0350
$\nu$ (SP <sub>2</sub> )	0,0573	0,0378	0,0586	—	0,0759	0,0577	0,0710
E (SP <sub>1</sub> )	0,9425	0,9219	0,9310	0,9650	0,9188	0,8973	0,9139
E (SP <sub>2</sub> )	0,9598	0,9163	0,9994	—	0,9876	0,900	0,8900
K (SP <sub>1</sub> )	72	49	57,5	128	46,6	37,7	47,4
K (SP <sub>2</sub> )	109	45,2	34,7	—	29,5	35	30,7
A (SP <sub>1</sub> )	1,132	2,258	1,703	0,384	2,472	4,328	2,4
A (SP <sub>2</sub> )	3,8	2,6	4,10	—	5,38	4,03	5,02
A' (SP <sub>1</sub> )	0	0	0	0	0	0	0
A' (SP <sub>2</sub> )	0	0	0	0	0	0	0
$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	3,8	2,6	4,1	0,384	5,38	4,328	5,02



# Port.. 55.



Ni.V. II.

		$S_1$	$S_2'$	$S_3$	$S_4/S_5'$	$S_5$
M (t.m)	$SP_1$	0,263	1,215	3,826	3,113	0,837
	$SP_2$	1,113	5,397	1,268	5,297	0,698
V	$SP_1$	0,0047	0,0219	0,0689	0,056	0,0151
	$SP_2$	0,0134	0,0648	—	0,0636	—
E	$SP_1$	0,9673	0,9351	0,8922	0,9012	0,9454
	$SP_2$	0,9485	0,8947	—	0,8956	—
K	$SP_1$	138	62	31,4	35,6	70,5
	$SP_2$	82	32,6	—	33	—
A ( $cm^2$ )	$SP_1$	0,308	1,473	4,684	3,916	1
	$SP_2$	0,886	4,816	—	4,47	—
A' ( $cm^2$ )	$SP_1$	0	0	0	0	0
	$SP_2$	0	0	0	0	0
A <sub>max</sub> ( $cm^2$ )		0,886	4,816	4,684	4,47	1,00.

Ni.V. I.

M (t.m)	$SP_1$	0,112	1,626	3,52	3,44	0,638
	$SP_2$	1,729	8,817	2,537	6,683	0,87
V	$SP_1$	0,0020	0,0293	0,0634	0,0619	0,0115
	$SP_2$	0,0207	0,1050	—	0,0802	0,0104
E	$SP_1$	0,9792	0,9259	0,8959	0,8970	0,9519
	$SP_2$	0,9367	0,8715	—	0,8851	—
K	$SP_1$	225	52,5	33	33,5	89
	$SP_2$	64	23,9	—	28,5	—
A ( $cm^2$ )	$SP_1$	0,13	2	4,454	4,348	0,76
	$SP_2$	1,395	7,647	—	5,707	—
A' ( $cm^2$ )	$SP_1$	0	0	0	0	0
	$SP_2$	0	0	0	0	0
A <sub>max</sub> ( $cm^2$ )		1,395	7,647	4,454	5,707	0,76.



Verifications :

1. Condition de la Non fragilité :

$$A \geq b \cdot h \cdot \gamma \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left( \frac{h_t}{h} \right)^2 = 30 \cdot 31,5 \cdot 0,54 \cdot \frac{5,9}{2800} \left( \frac{35}{31,5} \right)^2 = 1,32 \text{ cm}^2$$

- Vérifié -

2. Condition sur la flèche :

$$2_1 - h_t \geq \frac{1}{16} l. = \frac{4,22}{16} = 26,37 > 35 \text{ cm}$$

- Vérifié -

$$2_2 - h_t \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \cdot l.$$

SP<sub>1</sub>

Poutres	1-2	2-3	3-4	5-6	6-7	7-8
l	3,3	1,3	3,9	3,3	1,3	3,9
M <sub>t</sub>	1,547	-0,964	3,077	1,836	-0,327	3,426
M <sub>0</sub>	2,532	0,392	4,711	2,7	0,42	5,038
h <sub>t</sub>	20,16	/	25,47	22,44	/	26,82
	Vérif	Vérif	Vérif	Vérif	Vérif	Vérif

SP<sub>2</sub>

	1-2	2-3	3-4	4-5	6-7	7-8
l	3,3	1,3	3,9	3,3	1,3	3,9
M <sub>t</sub>	3,497	-0,816	4,216	3,163	-0,105	4,808
M <sub>0</sub>	3,222	0,15	5,64	3,727	0,578	6,14
h <sub>t</sub>	25,57	/	29,1	27,9	/	29,2
	Vérifié	Vérif	Vérif	Vérif	Vérif	Vérif

$$2_3. A \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} b \cdot h. = \frac{43}{4200} \cdot 30 \cdot 31,5 = 9,675 \text{ cm}^2 \text{ - Vérifié -}$$

3. Condition de non entraînement des barres :

$$\bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_d = 2 \cdot \gamma_d \cdot \bar{\sigma}_b = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

on doit vérifier  $\bar{\sigma}_d = \frac{T}{m \cdot p \cdot z} < \bar{\sigma}_d$

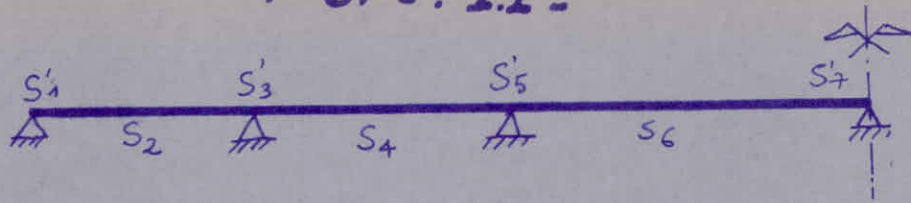
$$T_{\max} = 9,84 \text{ (plan défavorable)} \text{ m.p.z}$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{9840 \cdot 8}{6 \pi \cdot 1,6 \cdot 7 \cdot 31,5} = 11,84 < \bar{\sigma}_d$$

toutes ces conditions sont vérifiées pour la Post. 55.



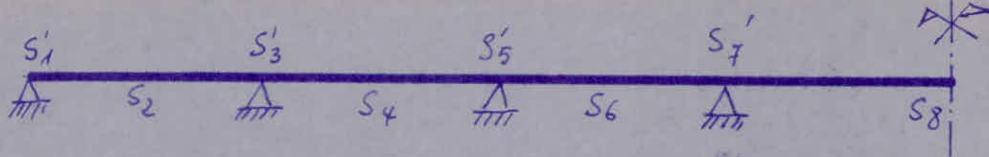
# Port. II.



		$S_1$	$S_2$	$S_3$	$S_4$	$S_5$	$S_6$	$S_7$
M (tm)	SP <sub>1</sub>	0,153	0,346	0,472	0,325	0,728	0,651	0,828
	SP <sub>2</sub>	2,322	0,85	1,921	0,487	2,272	1,056	2,228
Y	SP <sub>1</sub>	0,0028	0,0062	0,0085	0,0059	0,0131	0,0117	0,0149
	SP <sub>2</sub>	0,0279	0,0102	0,0231	0,0058	0,0273	0,0127	0,0267
E	SP <sub>1</sub>	0,9756	0,9640	0,9583	0,9650	0,9490	0,9517	0,9457
	SP <sub>2</sub>	0,9275	0,9548	0,9335	0,9650	0,9281	0,9498	0,9291
K	SP <sub>1</sub>	190	124	105	128	83	98,5	77
	SP <sub>2</sub>	54	95,5	60	128	54,5	94,5	55,5
A (cm <sup>2</sup> )	SP <sub>1</sub>	0,178	0,407	0,558	0,382	0,87	0,775	1,0
	SP <sub>2</sub>	1,892	0,673	1,555	0,384	1,85	0,84	1,81
A' (cm <sup>2</sup> )	SP <sub>1</sub>	0	0	0	0	0	0	0
	SP <sub>2</sub>	0	0	0	0	0	0	0
A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )		1,892	0,673	1,555	0,382	1,85	0,84	1,81
M (tm)	SP <sub>1</sub>	0,371	0,627	0,742	0,756	1,325	1,126	1,452
	SP <sub>2</sub>	3,556	0,939	2,862	0,966	3,58	1,358	3,495
Y	SP <sub>1</sub>	0,0067	0,0113	0,0134	0,0132	0,0239	0,0203	0,0261
	SP <sub>2</sub>	0,0427	0,0113	0,0343	0,0116	0,0430	0,0163	0,0419
E	SP <sub>1</sub>	0,9630	0,9524	0,9585	0,9487	0,9324	0,9375	0,9294
	SP <sub>2</sub>	0,9124	0,9524	0,9204	0,9519	0,9120	0,9435	0,9132
K	SP <sub>1</sub>	120	90	82	82,5	59	65	56
	SP <sub>2</sub>	42	90	47,8	89	4,8	73,5	42,6
A (cm <sup>2</sup> )	SP <sub>1</sub>	0,436	0,746	0,877	0,88	1,611	1,362	1,77
	SP <sub>2</sub>	2,946	0,745	2,35	0,767	2,967	1,082	2,892
A' (cm <sup>2</sup> )	SP <sub>1</sub>	0	0	0	0	0	0	0
	SP <sub>2</sub>	0	0	0	0	0	0	0
A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )		2,946	0,746	2,35	0,88	2,967	1,362	2,892



# Port. IV. IV.



		$S_1$	$S_2$	$S_3$	$S_4$	$S_5$	$S_6$	$S_7$	$S_8$
M (t.m)	SP <sub>1</sub>	0,153	0,712	0,445	0,853	0,449	0,512	0,348	0,556
	SP <sub>2</sub>	1,802	0,751	1,641	0,474	1,576	0,291	1,389	0,296
P	SP <sub>1</sub>	0,028	0,0128	0,008	0,0154	0,0081	0,0092	0,0063	0,0100
	SP <sub>2</sub>	0,0216	0,0090	0,0197	0,0057	0,0189	0,0035	0,0167	0,0036
E	SP <sub>1</sub>	0,9766	0,9495	0,9597	0,9451	0,9593	0,9569	0,9640	0,9552
	SP <sub>2</sub>	0,9365	0,9573	0,9383	0,9655	0,9394	0,9573	0,9429	0,9669
K	SP <sub>1</sub>	190	84	109	76	108	101	124	96,5
	SP <sub>2</sub>	62,5	102	66	130	67,5	138	72,5	136
A (cm <sup>2</sup> )	SP <sub>1</sub>	0,178	0,85	0,525	1,023	0,530	0,606	0,407	0,660
	SP <sub>2</sub>	1,456	0,593	1,322	0,371	1,268	0,227	1,113	0,231
A' (cm <sup>2</sup> )	SP <sub>1</sub>	0	0	0	0	0	0	0	0
	SP <sub>2</sub>	0	0	0	0	0	0	0	0
A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )		1,456	0,85	1,322	1,023	1,268	0,606	1,113	0,66
M (t.m)	SP <sub>1</sub>	0,378	0,607	0,847	0,747	0,84	0,259	2,976	4,06
	SP <sub>2</sub>	2,797	1,158	2,47	0,833	2,412	0,364	4,206	3,58
P	SP <sub>1</sub>	0,0059	0,0109	0,0152	0,0134	0,0151	0,0047	0,0636	0,0731
	SP <sub>2</sub>	0,0336	0,0139	0,0296	0,0100	0,0289	0,0440	0,0505	0,0430
E	SP <sub>1</sub>	0,9627	0,9533	0,9454	0,9585	0,9454	0,9486	0,9031	0,8894
	SP <sub>2</sub>	0,9211	0,9476	0,9456	0,9552	0,9265	0,9111	0,9057	0,9120
K	SP <sub>1</sub>	119	92	76,5	82	76,5	114	36,6	30,2
	SP <sub>2</sub>	48,4	80,5	52,3	96,5	53	41,2	38	41,8
A (cm <sup>2</sup> )	SP <sub>1</sub>	0,455	0,722	1,00	0,877	1,00	0,303	3,74	5,175
	SP <sub>2</sub>	2,295	0,923	1,974	0,66	1,967	0,302	3,51	2,967
A' (cm <sup>2</sup> )	SP <sub>1</sub>	0	0	0	0	0	0	0	0
	SP <sub>2</sub>	0	0	0	0	0	0	0	0
A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )		2,295	0,923	1,974	0,877	1,967	0,303	3,74	5,175



Verifications:

1. Condition de non fragilité:

$$A \geq b \cdot h \cdot \gamma_s \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left( \frac{h_t}{h} \right)^2$$

SP<sub>1</sub> :  $A \geq 30 \cdot 31,5 \cdot 0,54 \cdot \frac{5,19}{2800} \left( \frac{35}{31,5} \right)^2 = 1,32 \text{ cm}^2$

SP<sub>2</sub> :  $A \geq 30 \cdot 31,5 \cdot 0,54 \cdot \frac{8,85}{4200} \left( \frac{35}{31,5} \right)^2 = 1,31 \text{ cm}^2$

2. Condition sur la flèche:

2.1.  $h_t \geq \frac{1}{16} l = \frac{4,22 \cdot 10^2}{16} = 26,4 > 35 \text{ cm}$

2.2.  $h_t \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} l$  (Vérifié pour toutes les travées)

2.3.  $A \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{cu}} b \cdot h = \frac{43}{4200} \cdot 30 \cdot 31,5 = 9,7 \text{ cm}^2$  (Vérifié)

3. Condition de non entraînement des barres

$$\bar{\sigma}_d = 2 \cdot t_d \cdot \bar{\sigma}_b$$

sous SP<sub>1</sub> :  $\bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

sous SP<sub>2</sub> :  $\bar{\sigma}_d = 26,55 \text{ kg/cm}^2$

ou doit vérifier que:

$$\sigma_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} < \bar{\sigma}_d$$

$n = 2$   
 $p = \pi \cdot \phi$   
 $\phi = 1,6$   
 $z = \frac{7}{8} h$   
 $h = 31,5$   
 $T_{max} = 8,7t$

$$\sigma_d = \frac{8,7 \cdot 10^3}{2 \cdot \pi \cdot 1,6 \cdot \frac{7}{8} \cdot 31,5} = 9,85 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d$$

Vérifier pour SP<sub>2</sub> (forcement). ( $T = 9,8t$ )

SP<sub>2</sub> :  $\sigma_d = 11,84 < \bar{\sigma}_d (26,55 \text{ kg/cm}^2)$



Vérification à la fissuration :

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{9}{2,3,5 \cdot 30} = 0,043.$$

$$B_f = 2d \cdot b.$$

$$A_{max} = 9 \text{ cm}^2.$$

$$K = 10^6 \quad \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\phi = 16 \text{ mm}$$

$$\nu = 1,6 \quad (\text{H.A.})$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{K \cdot \nu}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,043}{16 (1 + 0,43)} = 2,3 \cdot 10^3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_1 = 2300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \nu \cdot \bar{\omega}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{16}}$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2887,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 2887,5 \text{ kg/cm}^2 \end{cases} \rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification à l'effort tranchant :

vu que les sections sur appuis sont renforcées les vérifications à l'effort tranchant ne sont pas nécessaires - ( $\bar{T}_{max} = 9 \text{ t.}$ )



o Armatures Transversales. o

Remarque : Les armatures transversales seront calculées à l'aide de l'effort tranchant maximal, ainsi on adoptera le même ferrailage pour tous les autres poutres.

\* - Potique (3-3) : Appui (8) sous  $(G+P+S_{IV} + S_{IH})$ . (SP<sub>2</sub>)

.  $T_{max} = 9,84 t$

.  $M_{corr} = 5,92 t.m$

.  $A = 12,06 cm^2$

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{1206}{30 \times 27} = 1,488 \xrightarrow{\text{Tabl.}} \begin{cases} \epsilon = 0,8753 \\ k = 25,1 \\ \mu = 0,0979 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{\mu b \cdot h^2} = 4147,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 165,23 \text{ kg/cm}^2 < 206,4 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}'_b$$

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = 13,88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_{b1} = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 3,5 \cdot 8,9 = 31,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_{b2} = \left( 4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) \bar{\sigma}'_b = \left( 4,5 - \frac{165,23}{103,2} \right) \cdot 8,9 = 25,8 \text{ kg/cm}^2$$

on a  $\tau_b < \bar{\tau}_{b2}$  et  $\bar{\sigma}'_b < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_b$  on va utiliser des cordons et des étriers.

. Contrainte admissible des armatures transversales :

$$\bar{\sigma}_{at} = f_a \cdot \sigma_{en} \quad f_a = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}'_b} \\ 2/3 \end{array} \right\} = 0,8257$$

d'où  $\bar{\sigma}_{at} = 0,8257 \cdot 2400 = 1981,68 \text{ kg/cm}^2$ .

On mettra 1 cordon et 1 étrier  $\phi 8 \rightarrow A_t = 2,01 cm^2$ .



$$\bullet t_0 = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = \frac{2,01 \cdot 28 \cdot 1981,68}{9840} = 11,33 \text{ cm}$$

• Espacement admissible :

$$\bar{t} = \max. \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2h = 6,4 \text{ cm} \\ t_2 = \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b}\right) h = 16,94 \text{ cm} \end{array} \right\} = 17 \text{ cm}$$

\* Complément aux règles parasismique (C.F.C.) :

• En zone nodale :  $\bar{t} = \min(0,3h_t; 12\phi) = 9,6 \text{ cm}$

• En dehors de cette zone :  $\bar{t} = 0,5h_t = 17,5 \text{ cm}$

On prendra donc  $t = 9 \text{ cm}$  en zone nodale et on suivra la pente de Caquot ailleurs.



## - FERRAILLAGE POTEAUX -

A / Armatures longitudinales :

Les poteaux seront calculés en flexion composée, chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$  et à des moments fléchissants en tête et à la base dans le sens longitudinal et transversal, ces moments sont au nombre de 4.

Le calcul des poteaux sera exécuté sous la sollicitation du 1<sup>er</sup> genre (G+1.2P) et sous la plus défavorable des sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre  $SP_2$ , en prenant le poteau le plus sollicité dans chaque portique sous

$$\begin{cases} M_{\max} \\ N_{\text{corr}} \end{cases}$$

\* - Détermination des armatures longitudinales :

- Méthode de calcul :

Pour chaque section étudiée, on calculera  $e_0 = \frac{M}{N}$  et  $e_1 = \frac{h_t}{6}$   
où  $M$ : moment fléchissant max par rapport au centre de gravité de la section du béton seul,  $N$ : effort normal de compression correspondant.  
 $h_t$ : hauteur totale de la section.

- On peut alors avoir les 3 cas suivants :

- $e_0 > e_1 \rightarrow$  la section est partiellement comprimée.
- $e_0 < e_1 \rightarrow$  la section est entièrement comprimée.
- $e_0 = 0 \rightarrow$  la section est soumise à la compression simple ( $M=0$ )

- Contraintes de compression admissibles :  $\bar{\sigma}'_b$

$$\begin{cases} \text{Si } e_0 < \frac{h_t}{2} & \text{on a } \bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \bar{\sigma}'_{b_0} \\ \text{Si } e_0 > \frac{h_t}{2} & \text{on aura } \bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b_0} \end{cases} \quad \text{avec :}$$
$$\begin{cases} \bar{\sigma}'_{b_0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } SP_1 \\ \bar{\sigma}'_{b_0} = 102,75 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous } SP_2 \end{cases}$$



1°/ Section entièrement comprimée : (Méthode P.C.H. Arm. sym.)

- $M = M_{GB}$  : moment de flexion par rapport au centre de gravité du béton.
- $N$  = effort normal de compression.
- $d'_1 = d'_2$  : distance du centre de gravité des armatures à la face extérieure
- $\delta' = \frac{d'_1}{h_t} = \frac{d'_2}{h_t}$  ; •  $\rho = \frac{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h_t}{N}$  , •  $\beta = \frac{6M}{N \cdot h_t}$  , •  $C = 0,27(1-2\delta')^2 \rho$
- $D = 0,3(\rho - \beta) - 0,9(1-\rho)(1-2\delta')^2$  , •  $E = \rho - \beta - 1$
- $\bar{W}' = \frac{1}{2c} (-D + \sqrt{D^2 - 4CE})$ .

d'où alors la section d'armatures longitudinales :  $A'_1 = A'_2 = \frac{\bar{W}' \cdot b \cdot h_t}{100}$ .

2°/ Section partiellement comprimée : (Méthode du H. fictif).

- $M_b = M + N \cdot f$  où  $f$  : distance du centre de gravité des aciers tendus au centre de gravité de la section du béton.

• On calcule  $\mu = \frac{15 c M_b}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} \xrightarrow{\text{Tabl.}} (k, \epsilon) \rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k}$ .

a/ Si  $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$  : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, la

section des aciers tendus est alors :  $A = \frac{M_b}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$ .

b/ Si  $\sigma'_b > \bar{\sigma}'_b$  : les armatures comprimées

sont nécessaires, on calcule alors :  $K_1 = \frac{15}{n} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b}$  ,  $K_2 = \frac{15(h-d')}{\bar{\sigma}'_a(h+d')}$

\* - Si  $K_1 > K_2$  on prend  $K_1 \xrightarrow{\text{Tabl.}} (\alpha, \mu', \epsilon)$

•  $M_1 = \mu' b h^2 \bar{\sigma}'_b \rightarrow M_2 = c M_b - M_1$

•  $y = \alpha h \rightarrow \sigma'_a = \frac{15}{y} (y - d') \bar{\sigma}'_b \rightarrow \sigma'_a = 15 \cdot \frac{(\alpha - \delta')}{\alpha} \cdot \bar{\sigma}'_b$

•  $A'_1 = \frac{M_2}{\bar{\sigma}'_a (h - d')}$  et  $A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} + \frac{M_2}{\bar{\sigma}_a \cdot (h - d')}$  d'où alors les armatures

nécessaires sont :

$$A'_n = A'$$

$$A_n = A - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$$



\*- Si  $K_1 < K_2$  on prend  $K_2 \xrightarrow{\text{Tabl.}}$  ( $\mu', \epsilon$ ).

$$\cdot \sigma'_b = \frac{15}{n} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{K_2} \rightarrow M_1 = \mu' \cdot \sigma'_b \cdot b \cdot h^2, \quad M_2 = c16 - M_1$$

$$\text{et } A' = \frac{M_2}{\bar{\sigma}_a'(h-d')} ; \quad A = A' + \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h}$$

Ainsi les armatures nécessaires sont déterminées comme précédemment.

### 3°/ Section en compression simple :

La section d'armatures longitudinales doit vérifier les 3 conditions :

\*- Section théorique :  $A_L \geq \frac{1}{n} \left( \frac{N}{\bar{\sigma}'_b} - B \right)$  ; B : section du béton.

\*- Condition de sécurité :  $A_L \leq \frac{B}{20} \left[ \frac{A_L}{B} \leq 5\% \right]$  C.C.B.A. 68.

\*-  $A_L \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}'_b}$

$\theta_1$  : Coefficient qui tient compte des possibilités d'excentricité de la charge.

$\theta_1 = 1,8$  poteau d'angle.

$\theta_1 = 1,4$  poteau de rive.

$\theta_1 = 1$  autres poteaux.

$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$  où  $l_c$  : longueur de flambement (Art 53.23.CCBA68)

$a$  : plus petite dimension transversale.

$c$  : enrobage des aciers longitudinaux.

$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{cn}}$  (dépend de la nuance des aciers longitudinaux).

### 4°/ Pourcentage minimal d'acier :-

$$\frac{A_L}{B} = \omega_L \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{\sigma'_m}{\bar{\sigma}'_b}, \quad \theta_1, \theta_2, \theta_3 \text{ d'après ci-dessus}$$

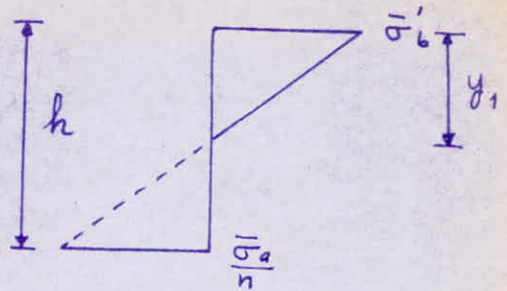
$\sigma'_m$  : Contrainte moyenne de compression de la pièce sous les sollicitations

du 1<sup>er</sup> genre sur la section du béton seul,  $\sigma'_m = \frac{N}{B}$ , pour les sections partiellement comprimées,  $\sigma'_m$  sera déterminée en considérant le diagramme de NAVIER :



• on  $y_1 = \frac{h \cdot \bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b + \frac{\bar{\sigma}'_a}{n}}$

•  $B = b y_1$  ;  $\sigma'_m = \frac{N}{b \cdot y_1}$



5°/ Flambement :-

- Si on a  $\frac{l_c}{a} < 14,4$  le poteau ne flambe pas. C.C.B.A 68, ART 33
- : les pieces dont  $\lambda < 50$  sont non sujettes au flambement, avec  $\lambda = \frac{l_c}{i}$ , et  $i$  : rayon de giration =  $\sqrt{\frac{I}{B}}$  ;  $l_c = 0,7 l_0$

6°/ Complément C-T-C :

\*- Armatures longitudinales :

- a/ Les armatures longitudinales doivent être des armatures à haute adhérence
- b/ Le diamètre minimum est de 12 mm en zone I et 14 mm en zone II et III.
- c/ Le pourcentage minimum total des armatures est de :
  - zone I et II  $\left\{ \begin{array}{l} 0,8\% \text{ poteaux intérieurs} \\ 0,9\% \text{ poteaux couverts de façade ou pignon} \\ 1,0\% \text{ poteaux d'angle.} \end{array} \right.$
  - zone III  $\left\{ \begin{array}{l} 1\% \text{ poteaux intérieurs} \\ 1,1\% \text{ poteaux couverts de façade ou pignon.} \\ 1,25\% \text{ poteaux d'angle.} \end{array} \right.$
- d/ Le pourcentage max. total des armatures est de 4% dans les zones de recouvrement et de 2,5% dans les zones couverts.
- e/ Les crochets sont interdits aux recouvrements des arm. longitudinales.
- f/ La longueur minimale de recouvrement est de :
  - zone I et II (  $50 \phi$  ) ; zone III (  $60 \phi$  )
- g/ La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I et II et 20 cm en zone III.



## - FERRAILLAGE POTEAUX -

On étudie qu'un seul poteau le plus sollicité du bloc sous SP1 et sous max. des 2.SP2 en flexion composée ( $M_{max.}$ ,  $N_{corr.}$ ).

\* - Calcul détaillé :

- Portique transversal 3-3, Poteau N° 4.

$$1^{\circ} \text{ Sous SP1 (6+1,2P)} : \left\{ \begin{array}{l} M_{max.} = 1,03 \text{ t.m} \\ N_{corr} = 11,633 \text{ t.} \end{array} \right.$$

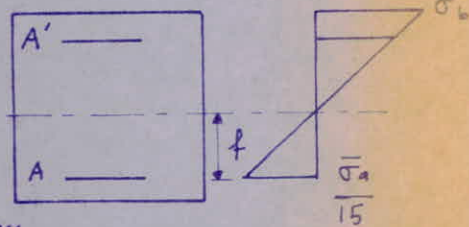
$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{103000}{11633} = 8,85 \text{ cm.} ; e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm.}$$

$$\text{On a } e_0 > \frac{h_t}{2} \rightarrow \bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \cdot \bar{\sigma}'_{b_0} = 108,91 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul du moment fictif :

$$cM_b = M + N \cdot f \quad \text{avec } f = \frac{h - d'}{2} = 12 \text{ cm.}$$

$$cM_b = 103000 + 11633 \cdot 12 = 242596 \text{ Kg.cm.}$$



$$\mu = \frac{15 \cdot cM_b}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 242596}{2800 \cdot 30 \cdot 27^2} = 0,05942 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} E = 0,8988 \\ K = 34,4 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{cM_b}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = -0,584 \text{ (le béton seul résiste).}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{34,4} = 81,39 < \bar{\sigma}'_b = 108,91 \text{ kg/cm}^2 \text{ (A=0).}$$

Verifications :

$$\frac{A_L}{B} = \omega_L = \frac{1,25}{100} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{\sigma'_m}{\bar{\sigma}'_{b_0}}, \text{ avec } \sigma'_m = \frac{N}{b y_1}$$

$$\text{et } y_1 = \frac{h \cdot \bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b + \frac{\bar{\sigma}_a}{15}} = \frac{27 \cdot 108,91}{108,91 + \frac{2800}{15}} = 9,94 \text{ cm.} ; \sigma'_m = \frac{11633}{30 \cdot 9,94} = 39,01 \text{ kg/cm}^2$$

$$\theta_1 = 1,4 \text{ (Poteau de rive)}$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a + 2c} = 2,75$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}} = 1,514$$

$$\left\{ \begin{array}{l} l_c = 0,7 \cdot 285 = 199,5 \text{ cm.} \\ a = 30 \text{ cm} \\ c = 3 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$\text{d'où : } A_L = 3,73 \text{ cm}^2$$



Portique 3-3, Poteau N=4

2) Ferrailage sous SP2 :  $(G+P+SIV+\vec{S}IH)$

Contraintes :  $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

$\bar{\sigma}'_{b_0} = 102,75 \text{ kg/cm}^2$ .

$M_{max} = 4,101 \text{ t.m}$   
 $N_{corr.} = 4,782 \text{ t}$

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{410100}{4782} = 85,76 \text{ cm}$  ;  $e_1 = \frac{h_t}{6} = 5 \text{ cm}$  }  $e_0 > e_1$

Calcul du moment fictif :  $c\mathcal{M}$ :

$c\mathcal{M} = M + N \cdot f$  ; avec  $f = \frac{h-d'}{2} = \frac{27-3}{2} = 12 \text{ cm}$ .

$c\mathcal{M} = 410100 + 4782 \cdot 12 = 467484 \text{ kg.cm}$ .

$\mu = \frac{15 c\mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0763 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,8874 \\ \kappa = 29,4 \end{cases}$

$A = \frac{c\mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 2,93 \text{ cm}^2$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{4200}{29,4} = 142,85 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \bar{\sigma}'_{b_0} = 690,20 \text{ kg/cm}^2$

d'où alors on a  $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$  (les aciers comprimés sont inutilisés)

\*- Vérifications:

$\frac{A_L}{B} = \omega_L = \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{\sigma'_m}{\bar{\sigma}'_{b_0}}$  avec  $\sigma'_m = \frac{N}{b y_1}$

et  $y_1 = \frac{h \cdot \bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b + \frac{\bar{\sigma}_a}{15}} = \frac{27 \cdot 690,2}{690,2 + \frac{4200}{15}} = 19,20 \text{ cm}$  ;  $\sigma'_m = \frac{4782}{30 \cdot 19,2} = 8,3 \text{ kg/cm}^2$

$\theta_1 = 1,4$  (Poteau de rive)

$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a + 2c} = 2,75$   $\left\{ \begin{array}{l} l_c = 0,7 \cdot 285 = 199,5 \\ a = 30 \text{ cm} \\ c = 3 \text{ cm} \end{array} \right.$

$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}}$



$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{4200} = 1,514$$

d'où alors la section minimale d'acier :

$$A_L = 30^2 \left( \frac{1,25}{1000} \cdot 1,4 \cdot 2,75 \cdot 1,514 \cdot \frac{8,3}{102,75} \right) = 0,529 \text{ cm}^2$$

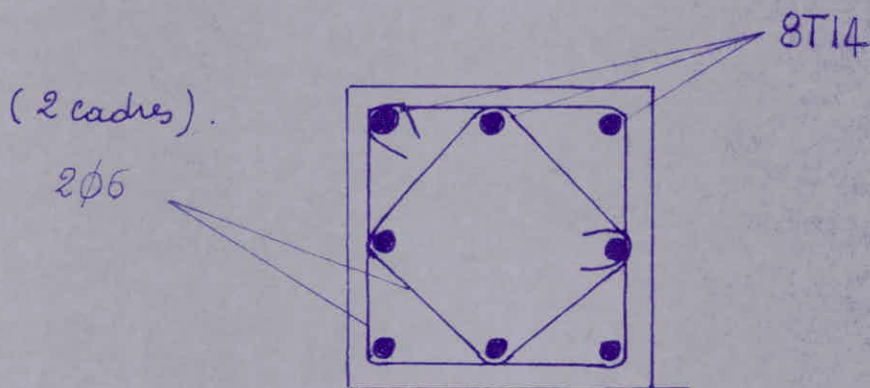
La section minimale d'acier préconisée par le C.T.C. :

Le % minimale est de 1% : (zone I et II, poteaux de rive).

d'où  $A_{\min} = \rho \cdot \bar{w} = 900 \cdot 0,01 = 9 \text{ cm}^2$ , de plus le diamètre minimal des barres des zones II et III est de 14 mm.

d'où alors tous les poteaux sont ferrillés par le complément C.T.C.

on prendra : 8T14 ( $12,31 \text{ cm}^2$ )



Verification au flambement :

Si  $\frac{l_c}{a} < 14,4$  pas de flambement :

$$\frac{0,7 \cdot 285}{30} = 49,87 > 14,4.$$

Les pièces dont  $\lambda < 50$  sont non sujettes au flambement.

$$\lambda = \frac{l_c}{i} \quad \text{ou} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{avec} \quad I = \frac{bh^3}{12} = \frac{30^4}{12} = 67500 \text{ cm}^4$$

$$B = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{67500}{900}} = 8,66 \text{ cm}.$$

d'où alors  $\lambda = \frac{199,5}{8,66} = 23,03 < 50 \Rightarrow$  les poteaux ne flambent pas.



B/ Armatures Transversales :

Les armatures transversales ont pour rôle de s'opposer au flambement des armatures longitudinales qui pourraient ainsi provoquer l'éclatement du béton, et de positionner les armatures longitudinales.

\* - Zone courante :

L'espacement admissible est donné par :  $\bar{t} = \min \left\{ \begin{array}{l} t_1 = (100\phi_e - 15\phi_{e,max}) \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \\ t_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \phi_{e,min} \end{array} \right.$   
 on prend  $\sigma'_b = \bar{\sigma}'_{b0}$  (cas le plus défavorable)

•  $t_1 = 100\phi_e - 15\phi_{e,max} = (100 \cdot 0,6 - 15 \cdot 1,4) = 39 \text{ cm}$

•  $t_2 = 15 \cdot \phi_{e,min} = 15 \cdot 1,4 = 21 \text{ cm}$

•  $\phi_e \geq 0,3\phi_{e,max} = 0,3 \cdot 1,4 = 0,42 \Rightarrow \phi_e = 6 \text{ mm}$

Alors  $\bar{t} = 21 \text{ cm}$ .

\* - Zone de recouvrement :

•  $\gamma$  nombre de cours d'armatures transversales

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma \geq 3 \\ \gamma \geq 0,4 \cdot \frac{\phi_e^2}{\phi_e^2} \cdot \frac{\sigma_{eu} \cdot l}{\bar{\sigma}_{eu}} = 0,4 \cdot \frac{1,4^2}{0,6^2} \cdot \frac{4200}{2400} = 3,81 \end{array} \right. \Rightarrow \gamma = 4$$

• Longueur de recouvrement :

$l_d = \frac{\phi_e}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b}$  avec  $\bar{\tau}_d = 1,25\phi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,25 \cdot 1,4^2 \cdot 5,9 = 16,59 \text{ kg/cm}^2$

$l_{d1} = \frac{1,4}{4} \cdot \frac{2800}{16,59} = 59,07 \text{ cm} \Rightarrow l_d = 70 \text{ cm}$

• Espacement :  $t = \frac{70}{4} = 17,5 \text{ cm}$  on prend  $t = 17 \text{ cm}$ .

Remarque : Le complément C.T.C recommande de prendre une longueur de recouvrement au moins égale à  $50\phi_e$  :  $l_r \geq 50\phi_e = 70 \text{ cm}$ .

d'où alors on prend  $l_r = 70 \text{ cm}$ .



## - VERIFICATION AU SEISME -

On doit vérifier que les armatures transversales sont susceptible de reprendre l'effort Tranchant dû au séisme développé aux extrémités des poteaux. Les armatures transversales seront calculées de la même façon que celles des poutres, on calculera l'espacement  $t$  répondant à cette condition pour le poteau le plus sollicité, alors cet espacement sera adopté pour tous les autres poteaux.

Le portique III-III : sera sollicité par la force horizontale totale de

$$F_t = 15,46 \text{ t.} \quad \text{poteaux de rive : } F_{1,3} = 1,62 \text{ t}$$

$$\text{Poteaux intermédiaires : } F_{in} = 2,03 \text{ t.}$$

$$T = 2,03 \text{ t} \rightarrow \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2030}{30 \cdot \frac{730}{8}} = 2,57 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{On prend 2 cadres de } \phi 6, \quad A_t = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{at} = \rho \cdot \sigma_{cn} \quad \text{ou} \quad \rho = \begin{cases} 2/3 = 0,6666 \\ 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{2,57}{9 \cdot 5,9} = 0,9516 \end{cases}$$

$$\text{alors } \sigma_{at} = 0,9516 \cdot 2400$$

$$\sigma_{at} = 2283,84 \text{ kg/cm}^2.$$

\* Espacement :

$$t = \frac{A_t \cdot \sigma_{at} \cdot z}{T} = \frac{1,13 \cdot 2283,84 \cdot 2635}{2030} = 33,37 \text{ cm.}$$

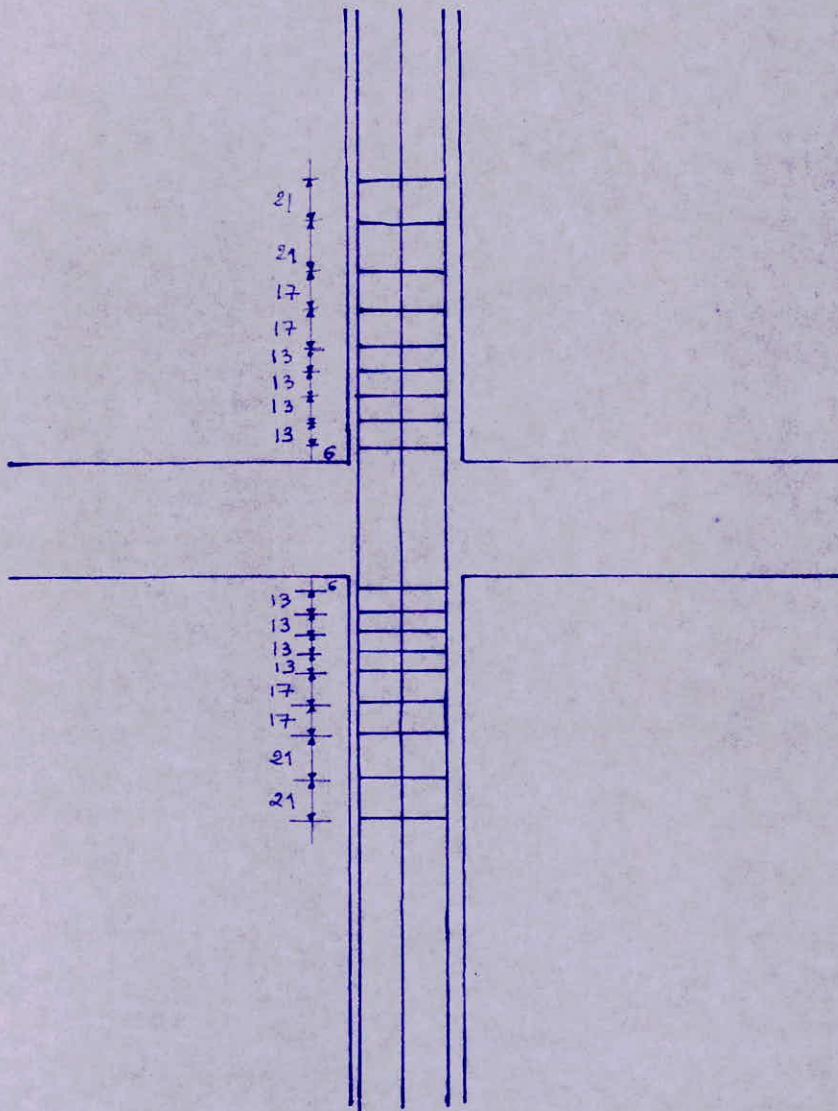
On a donc adopté un espacement  $t = 17 \text{ cm} < 33,37 \text{ cm.}$



Recommandation P.S. 69 :

Dans les poteaux, de part et d'autre du nœud sur une longueur égale ou  $\frac{1}{6}h$ ,  $h$  : hauteur libre du poteau, l'espacement max. des armatures transversales doit être réduit aux  $\frac{4}{5}$  de l'espacement max. normalement admis.

On a  $t = 17 \text{ cm} \rightarrow \frac{4}{5} \cdot 17 = 13,6 \text{ cm} \rightarrow t = 13 \text{ cm}.$





## -VOILES PÉRIPHÉRIQUES-

\* - L' pote bâtiment doit comporter une voile périphérique, son rôle est, de reprendre les moments en base de tous les poteaux de rive du rez-de-chaussée.

Ce voile ayant des caractéristiques suivantes:

\* - hauteur :  $h \geq \max \left( \frac{1}{10} \text{ hauteur du B.t.}, 0,8 \text{ m} \right)$ .

\* - épaisseur :  $e \geq \max \left( \frac{1}{10} \text{ de sa hauteur}; 0,15 \text{ m} \right)$ .

\* - armatures longitudinales filées supérieures et inférieures de sections  $\geq 0,2\%$  de la section transversale totale du béton avec recouvrement  $\geq 50 \phi$ , égare de renforcement dans les angles.

\* - armatures longitudinales de peau, de section  $\geq 2 \text{ cm}^2$  par face et par mètre linéaire de hauteur.

\* - Application:

$$- h \geq \max \left( \frac{7,66}{10}; 0,8 \right) = 0,8 \text{ m}$$

or on a  $h = 1,80 \text{ m}$ . (vide sanitaire  $h_1 = 0,80$ , profondeur des semelles  $(1,50 - 40) = 1,10 \text{ m}$ )

$$- e \geq \max \left( \frac{180}{10}, 15 \text{ cm} \right) = 18 \text{ cm}, 0,18 \text{ m}.$$

$$- A_s = A_i \geq 0,2\% \cdot 180 \cdot 18 = 6,48 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 3T20$$

$$- \text{armatures de peau: } 5T8 \rightarrow S = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml de hauteur.}$$



## - FONDATIONS -

Les contraintes admissibles du sol est de  $1,5 \text{ kg/cm}^2$  à  $1,5 \text{ m}$  d'ancrage à partir du terrain naturel.

Pour adopter des fondations superficielles, pour toute l'implantation nous utiliserons 2 types de fondations:

- Semelles isolées sous un poteau (3 semelles:  $S_1, S_2, S_3$ ) canées.
- Semelles filantes sous deux poteaux (2 semelles:  $S_4, S_5$ ) suivant l'entraxe et la position des poteaux.

Les semelles reposent sur une couche de béton de propreté de  $10 \text{ cm}$  d'épaisseur, et seront calculées sous la sollicitation SP (G+1,2P)

(l'effort normal max  $\langle N_{\text{max}} \rangle$ ), du fait que les moments des poteaux (en leur base) au niveau de rez-de-chaussée sont supposés repris par le voile périphérique entourant notre bâtiment.

Éous les poteaux sont de dimension  $(30 \times 30) \text{ cm}$ , toutes les semelles isolées sont canées.

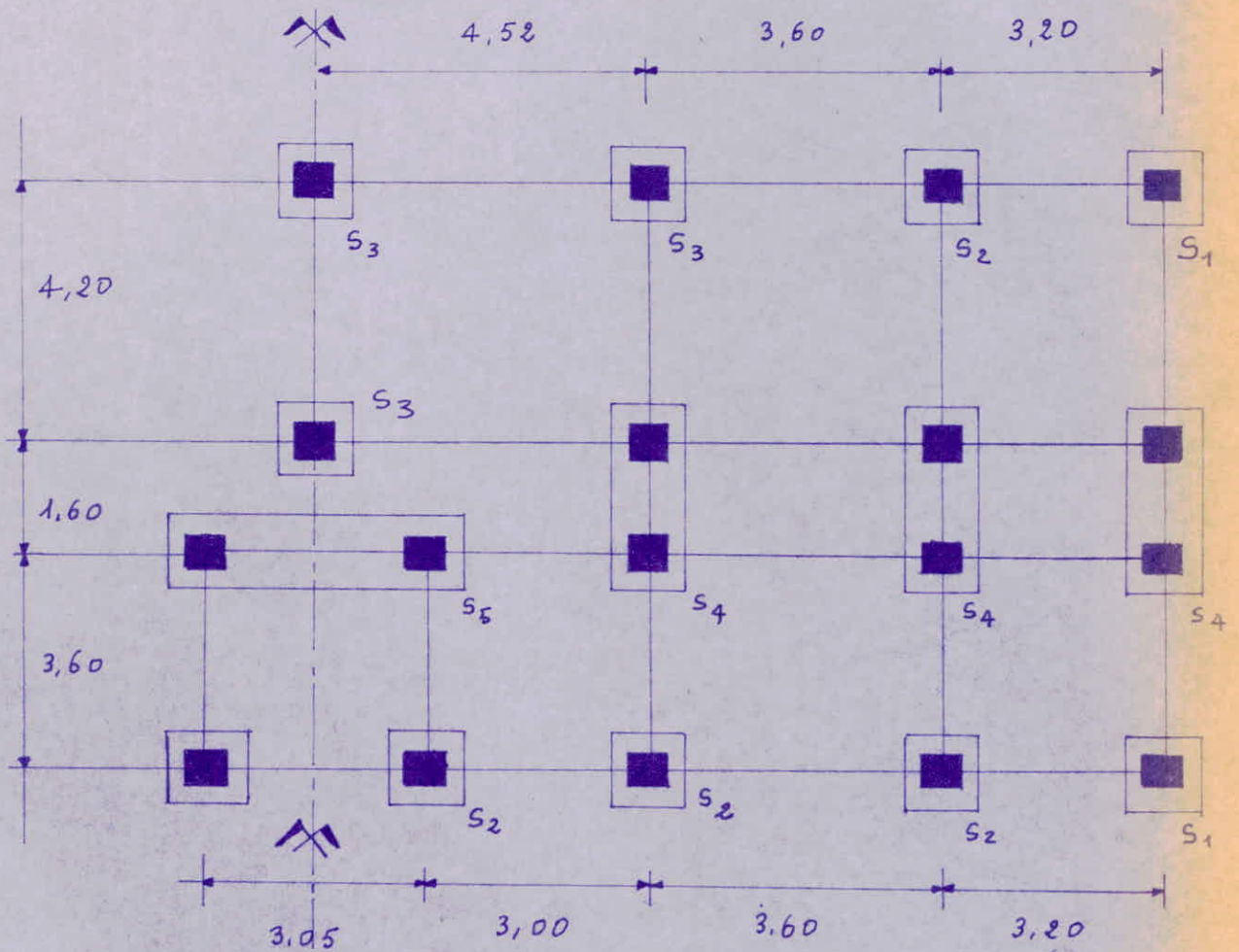
## - MÉTHODE DE CALCUL -

Les semelles isolées sont calculées par la méthode des briques, tandis que les semelles filantes sont calculées comme des poutres renversées munies à la réaction du sol et appuyées sur les poteaux, on aura alors des armatures supérieures en travée et inférieures en appui, dans l'autre sens le calcul se fera par la méthode de la R.D.M. ou de console (sens transversal).



Remarque : L'entreaxe des poteaux étant assez faible et l'inertie de la semelle filante est importante, on peut donc considérer que la répartition des contraintes est uniforme sur toute la longueur de la semelle.

Vue en plan de la 1/2 implantation :-





Détermination des efforts normaux  $N_{max}$  sur les semelles  
sous  $SP_1 (G+1,2P)$ .

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Semelles	$S_1$	$S_2$	$S_3$	$S_4$		$S_5$	
Effort normal	$N(t)$	$N(t)$	$N(t)$	$N_1(t)$	$N_2(t)$	$N_1(t)$	$N_2(t)$
P. propre poteau	0,531	0,531	0,531	0,531	0,531	0,531	0,531
P. voile périphérique	3,009	2,74	3,73	/	/	/	/
P. longrine	1,02	1,545	1,851	1,908	1,44	1,507	1,507
$N_{max}$ cumulé. R.C	16,96	28,14	34,96	29,61	22,52	29,66	29,66
$N_{total} max.$	21,52	32,95	41,07	32,05	24,50	31,70	31,70

Les semelles seront étudiées en compression simple  $N_{max}$  :

\* - Semelle N° 1 :  $N = 21,52 t$

Le côté de la semelle est donné par la relation suivante :

$$- A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_s}} = \sqrt{\frac{21520}{1,50}} = 119,77 \text{ cm.}$$

on prend  $A = 130 \text{ cm.}$

$$- h \geq \frac{A-a}{4} = \frac{130-30}{4} = 25 \text{ cm.}, \text{ on prend } h = 30 \text{ cm.}$$

$$- h_f = 35 \text{ cm.}$$

$$- e = \left\{ \begin{array}{l} 6\phi + 6 \\ \sim \frac{h_f}{2} = 18 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ on prend } e = 18 \text{ cm.}$$

- Poids propre de la semelle :

$$G_s = \left[ A \cdot e + \frac{A+a}{2} (h_f - e) \right] A \cdot \rho_b \quad \text{ou } \rho_b : \text{ densité du béton. } \rho = 2500 \text{ kg/m}^3$$

$$G_s = 1,202 t$$



- Vérification de la contrainte dans le sol :

$$\sigma_s = \frac{N + G_s}{S} = \frac{21520 + 1202}{(130)^2} = 1,34 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

- Vérification de la condition de non-poinçonnement :

on vérifie que  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ .

$$\sigma_b = \frac{1,5 N}{P_c \cdot h_t} \quad \text{où } P_c: \text{ périmètre de diffusion à mi-hauteur de la semelle.}$$

$$\sigma_b = \frac{1,5 \cdot 21520}{4[35+30] \cdot 35} = 3,54 \text{ kg/cm}^2 < 5,9 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_b$$

- Calcul des armatures :

$$\text{Efforts de traction des armatures : } F = \frac{N(A-a)}{8(h_t-d)} = 8966,66 \text{ Kg.}$$

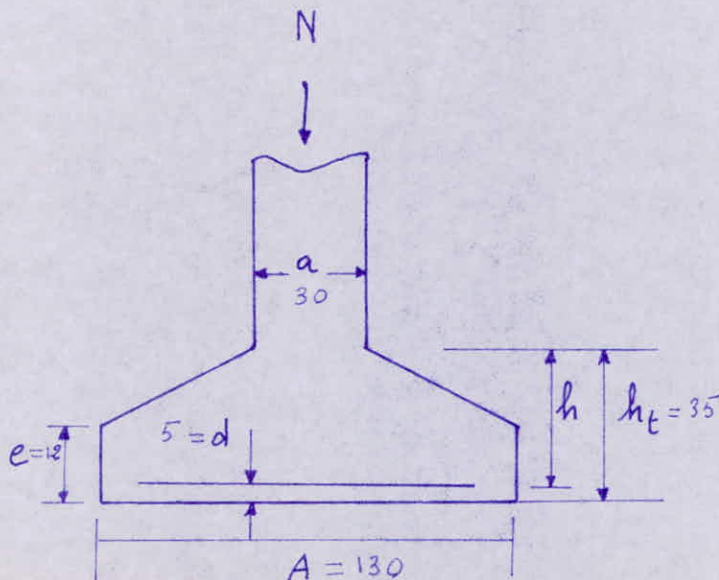
$$\text{alors } A = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} = 3,20 \text{ cm}^2$$

- Choix des aciers : on prend 5T10 ( $3,92 \text{ cm}^2$ ), espacés de 22 cm

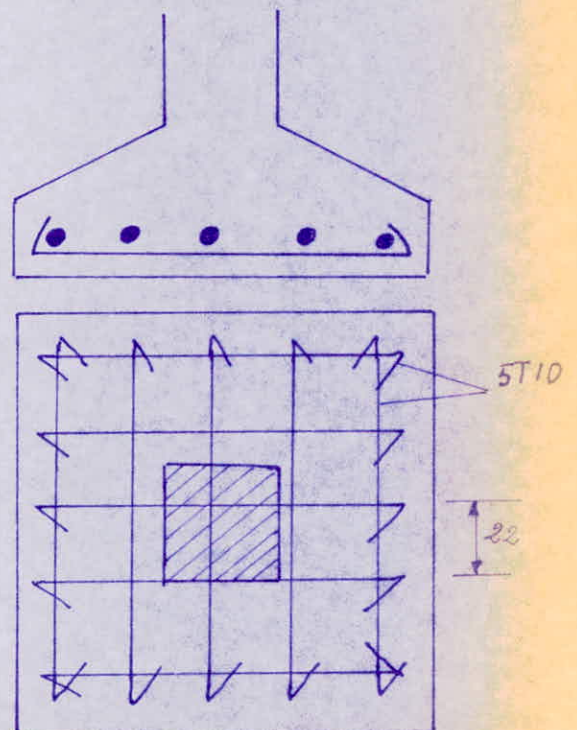
\* - Caractéristiques géométriques

de la semelle N° 1 :

$$e = 6\phi + 6 = 12 \text{ cm.}$$



\* - Ferrailage de la semelle N° 1 :





Semelles N° S<sub>2</sub> - S<sub>3</sub> :

Les résultats de calcul des semelles isolées S<sub>2</sub> et S<sub>3</sub> sont résumés dans le tableau ci-dessous.

Semelle	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
N (t)	32,95	41,07
A (cm)	160	175
h <sub>f</sub> (cm)	40	45
h (cm)	35	40
d (cm)	5	5
e (cm)	14	16
A calculés (cm <sup>2</sup> )	6,72	6,64
A adoptés (cm <sup>2</sup> )	7,96	7,96
choix ds aciers	7T12	7T12

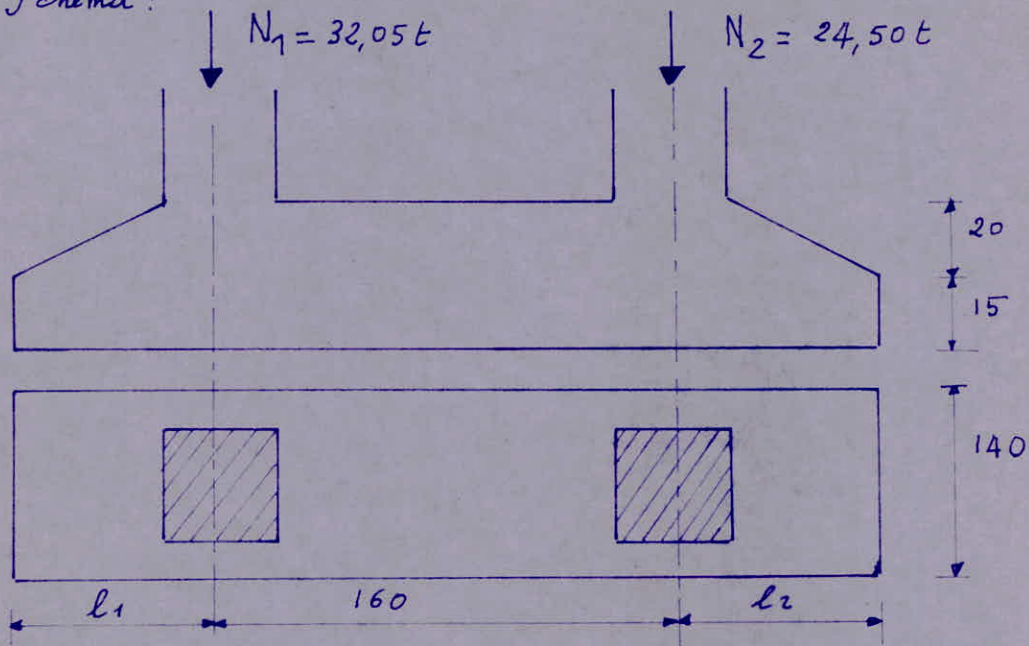
Remarque :

Les deux vérifications (de la contrainte dans le sol, et la condition de non poinçonnement) sont faites au braille et sont vérifiées.



\* - Etude de la semelle filante (S4) :

- Schema :



\* -  $R = N_1 + N_2 = 56,55 \text{ t}$

\* - L'excentricité de la résultante par rapport au centre de la semelle est donnée par l'équation suivante :

$$N_1 \cdot \frac{1,6}{2} + R \cdot e - N_2 \cdot \frac{1,6}{2} = 0 \Rightarrow e = 10,68 \Rightarrow l_1 - l_2 = 10,68$$

Pour que la résultante des charges transmises des poteaux et avoir une répartition uniforme de contraintes, on doit avoir :

$$l_1 - l_2 = 10,68 \text{ cm.}$$

\* - Détermination de  $l_1$  et  $l_2$  :

on doit avoir  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$  c'est à dire  $\frac{R}{S} \leq \bar{\sigma}_s$ , d'où alors :

$$140(160 + 10,68 + 2l_2) \geq \frac{R}{\bar{\sigma}_s} = \frac{56550}{1,50} \text{ on tire } l_2.$$

$$l_2 \geq 49,30 \text{ cm.}$$

on prendra :  $l_2 = 70 \text{ cm}$

$$l_1 = 81 \text{ cm.}$$



\* - Poids de la semelle :

$$G_s = \left[ 1,4 \cdot 0,15 + \frac{1,4 + 0,3}{2} \cdot 0,2 \right] \cdot 3,11 \cdot 2,5 = 2,95 \text{ t}$$

\* - Vérification de la contrainte dans le sol :

$$\sigma_s = \frac{R + G_s}{S} = \frac{R + G_s}{A \cdot L} = \frac{56,55 + 2,95}{3,11 \cdot 1,4} = 1,36 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

\* - Détermination des effets (Méthode de la RDM).

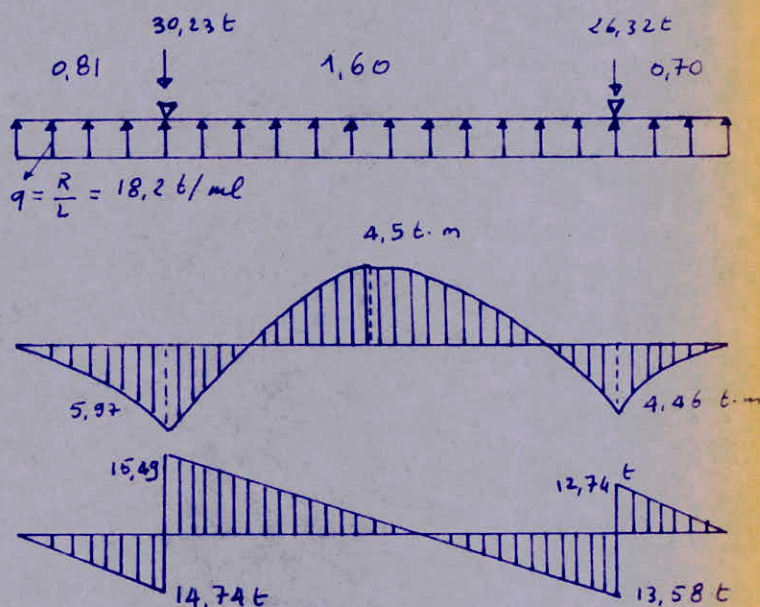
- Schéma statique :

$$- M_t = 4,5 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$- M_{a1} = 5,97 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$- M_{a2} = 4,46 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$- T_{\max} = 15,49 \text{ t}$$



\* - Ferrailage :

- Sur appui :

$$\text{on a } M_a = 5,97 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0885 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8804 \\ k = 26,8 \end{cases} \rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 8,06 \text{ cm}^2$$

- choix des aciers.

- Voir planches.

\* - Vérification des contraintes :

$$- \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 104,4 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2. \quad (A' = 0)$$

$$- \bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = 0,671 \rightarrow \begin{cases} k = 26,7 \\ \epsilon = 0,8801 \end{cases} \quad \bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} =$$

- Vérification à l'effet T au haut :

$$- A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{15490}{2800} - \frac{597000}{26,25 \cdot 2800} = -2,59 \quad (\text{la condition aux appuis est vérifiée.})$$



- En travée:

$$M = 4,5 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 450000}{2800 \cdot 40 \cdot 30^2} = 0,0669 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8936 \\ k = 32. \end{cases}$$

$$A = \frac{450000}{2800 \cdot 0,8936 \cdot 30} = 6 \text{ cm}^2$$

\*- Choix des aciers : (3T14 + 3T12)

- Transversalement:

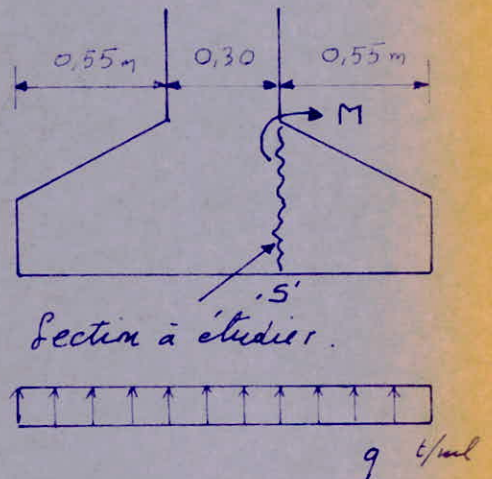
on étudie la section sur un mètre.

$$- q = \frac{R}{A \cdot L} = \frac{56,55}{1,4 \cdot 3,11} = 13 \text{ t/ml}$$

$$- M = \frac{q \ell^2}{2} = 13 \cdot \frac{0,55^2}{2} = 1,97 \text{ t.m.}$$

$$- \mu = \frac{15 \cdot 197000}{2800 \cdot 100 \cdot 30^2} = 0,0117 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9517 \\ k = 88,5 \end{cases}$$

$$- A = \frac{197000}{2800 \cdot 0,9517 \cdot 30} = 2,46 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T10 / \text{ml} (4,71 \text{ cm}^2).$$



Section à étudier.

\*- Armatures Transversales:

$$- \text{ma } T_{\max} = 15,49 \text{ t}$$

$$- z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 30 = 26,25 \text{ cm.}$$

$$- \tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{15490}{140 \cdot 26,25} = 4,41 \text{ kg/cm}^2$$

$$- \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{88,5} = 31,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$- \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,55 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b = 4,41 \text{ kg/cm}^2$$

Cadres + étriers, on prend 1 étrier et 1 cadre  $\phi 8$  ( $1 \text{ cm}^2$ ).



\* - Espacement :

on a pris un étrier et 1 cadre  $\phi 8$ , alors  $A_t = 1,5 \text{ cm}^2$

$$t_0 = \frac{A_t \cdot \beta \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = \frac{1,5 \cdot 26,25 \cdot \bar{\sigma}_{at}}{15,49 \cdot 10^3}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 2800 \\ (1 - \frac{\zeta_b}{9 \bar{\sigma}_b}) \bar{\sigma}_{en} = 3850 \end{array} \right\} \text{ d'où } t_0 = \frac{1,5 \cdot 26,25 \cdot 3850}{15490} = 9,78$$

\* - Espacement admissible :

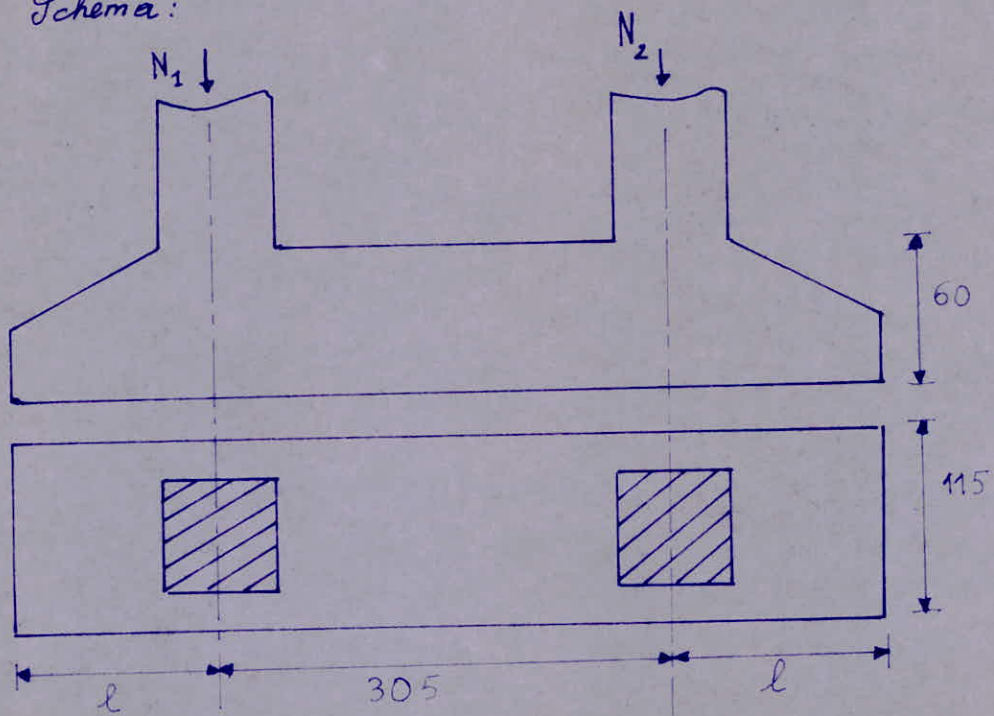
$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2h = 6 \\ t_2 = (1 - 0,3 \frac{\zeta_b}{\bar{\sigma}_b}) h = 23 \end{array} \right\} \text{ on prend } \bar{t} = 23 \text{ cm} = t$$

\* - Vérification au poinçonnement :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{1,5 \cdot N}{P_c \cdot h_t} = \frac{1,5 \cdot 30,23 \cdot 10^3}{4 \cdot 100 \cdot 35} = 3,23 < \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

\* - Calcul de la semelle filante (S5)

Schema :



$$- N_1 = N_2 = 31,7 \text{ t.}$$



\*- Dimensionnement:

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \Leftrightarrow \frac{2N_1}{S} \leq \bar{\sigma}_s \Leftrightarrow 10^4 \cdot 1,15 (3,05 + 2l) \geq \frac{2N_1}{\bar{\sigma}_s} = \frac{2 \cdot 31,7 \cdot 10^3}{1,5}$$

$$l \geq 0,396, \text{ on prend } l = 50 \text{ cm.}$$

\*- Poids de la semelle:

$$G_s = \left( 1,15 \cdot 0,2 + \frac{1,15 + 0,3}{2} \cdot 0,4 \right) 4,05 \cdot 2,5 = 5,525 \text{ t}$$

\*- Vérification de la contrainte du sol:

$$\sigma_s = \frac{2N_1 + G_s}{A \cdot L} = \frac{(2 \cdot 31,7 + 5,525) \cdot 10^3}{115 \cdot 405} = 1,47 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

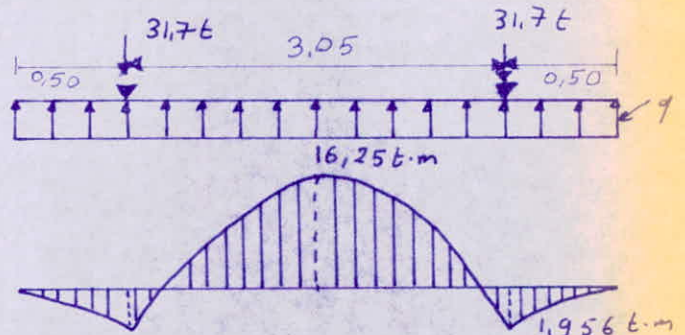
\*- Détermination des efforts: -RDM-

-  $q = \frac{R}{L} = \frac{2 \cdot 31,7}{4,05} = 15,65 \text{ t/ml}$

-  $M_f = 16,25 \text{ t} \cdot \text{m}$

-  $M_a = 1,956 \text{ t} \cdot \text{m}$

-  $T_{\max} = 23,87 \text{ t}$



\*- Ferrailage:

- à mi-travée:  $M_f = 16,25 \text{ t} \cdot \text{m}$

-  $\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0718 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8903 \\ k = 30,6 \end{cases}$

-  $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 11,85 \text{ cm}^2$ , choix: 6T16 (12,6 cm<sup>2</sup>).

- sur appui:  $M_a = 1,956 \text{ t} \cdot \text{m}$

-  $\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0086 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9580 \\ k = 104 \end{cases} \rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 1,32 \text{ cm}^2$

- choix des aciers: 3T16 (6,03 cm<sup>2</sup>).

- Vérification à l'effort tranchant:

$$A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{23870}{2800} - \frac{195600}{2800 \cdot 48,125} = 7,071 \text{ (4T16 < 8,04 cm}^2 \text{)}$$



\* - Étude de la semelle dans le sens transversal :

( pour un mètre linéaire de semelle )

$$- q = \frac{R}{A \cdot L} = \frac{2.31,7}{1,15 \cdot 4,05} = 13,6 \text{ t/ml.}$$

$$- M = \frac{q l^2}{2} = \frac{13,6 \cdot 0,425^2}{2} = 1,23 \text{ t.m.}$$

$$- \mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 123000}{2800 \cdot 100 \cdot 55^2} = 0,0022$$

$$\text{Tabl.} \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9783 \\ K = 215 \end{array} \right. \rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 0,81 \text{ cm}^2$$

- choix des aciers : 4T8/ml (2,01 cm<sup>2</sup>).

\* - Armatures transversales :

$$\text{on a } T_{\max} = 23,87 \text{ t} ; \quad z = \frac{7}{8} h = 48,125 \text{ cm.}$$

$$- \tau_b = \frac{23870}{100 \cdot 48,125} = 4,96 \text{ kg/cm}^2$$

$$- \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{215} = 13,02 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b_0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$- \bar{\tau}_b = 3,5 \cdot \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,55 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b = 4,96 \text{ kg/cm}^2.$$

- on met des cacls et étriers (1 étrier + 1 cacl  $\phi 8$ ).

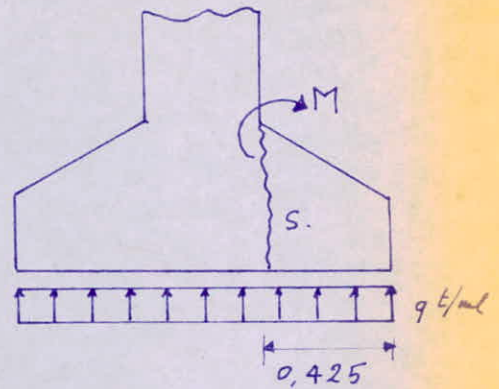
$$- t_0 = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{\max}} = \frac{1,5 \cdot 48,125 \cdot 3807}{23870} = 7,67 \text{ cm.}$$

- Espacement admissible :

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2 h = 11 \text{ cm} \\ t_2 = \left( 1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) h \neq 41,1 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \bar{t} = 40 \text{ cm.}$$

\* - Vérification au poinçonnement :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{1,5 N}{P_c \cdot h_t} = \frac{1,5 \cdot 31700}{4 \cdot 100 \cdot 60} = 1,98 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$





2<sup>e</sup> PARTIE.

CALCUL DU BLOC-B

BLOC ADMINISTRATIF.

(R+2)



-NOTA-

Les différents éléments de ce bloc seront calculés à partir des méthodes de calcul détaillées dans le bloc "A", on se limitera à donner les résultats de calcul, cependant, l'étude au séisme pour ce bloc sera détaillée.

Charges et surcharges.

- Niveau terrasse :

· Granillon : 4 cm.....	60 Kg/m <sup>2</sup>	} G = 546 Kg/m <sup>2</sup>
· 2 couches d'étanchéité.....	10 Kg/m <sup>2</sup>	
· Béton de pente 1,5%.....	90 Kg/m <sup>2</sup>	
· Liège .....	16 Kg/m <sup>2</sup>	
· Ecran au vapor .....	5 Kg/m <sup>2</sup>	
· Dalle de compression · Hourdi	} .....265 Kg/m <sup>2</sup>	
· Isolation phonique.....		16 Kg/m <sup>2</sup>
· Ecran de protection .....	63 Kg/m <sup>2</sup>	
· Plâtre (1,5 cm).....	21 Kg/m <sup>2</sup>	

- Niveau Courant :

· Carrelage 2 cm .....	44 Kg/m <sup>2</sup>	} G = 465 Kg/m <sup>2</sup>
· Mortier de pose (1 cm) .....	22 "	
· Sable (2 cm).....	40 "	
· Hourdi + Table de comp. ....	265 "	
· Enduit de plâtre (1,5 cm).....	21 "	
· cloison .....	75 "	

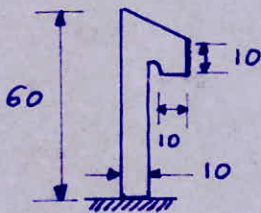


- Surcharges -

· Terrasse .....	100 kg/m <sup>2</sup>
· Bureaux privés .....	200 kg/m <sup>2</sup>
· Bureaux publics .....	250 "
· Salle de réunion .....	500 "
· Magasin .....	500 "
· Archives .....	1000 "
· Escaliers .....	400 "
· Balcons loggias .....	350 "

Calcul des éléments :

\* Acrotère :



$$G = 250(0,1 \cdot 0,6 + 0,1 \cdot 0,1) = 175 \text{ kg/m}^2$$

$$S = 100 \text{ kg/m}^2 \text{ (due à la main courante).}$$

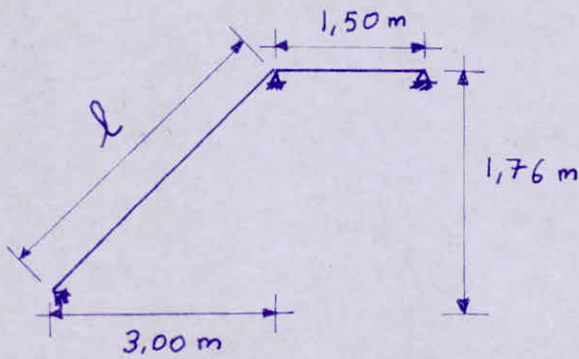
Pour obtenir une section d'acier :  $A = 0,55 \text{ cm}^2/\text{ml}$

\* Condition de non fragilité  $A \geq 0,78$

Pour adopter le même ferrailage que le Bloc "A".



Calcul d'escalier :



.  $\cos \alpha = 0,862$   
 .  $\sin \alpha = 0,506$

.  $h = \frac{176}{11} = 16 \text{ cm}$   
 .  $g = \frac{300}{10} = 30 \text{ cm}$  }  $n = 11 \text{ marches}$

.  $l = \sqrt{(1,76)^2 + (3,0)^2} = 3,478 \text{ m}$

$l = 347,81 \text{ cm}$

.  $\frac{l}{30} \leq h_t \leq \frac{l}{20}$

.  $h_t = 14 \text{ cm}$

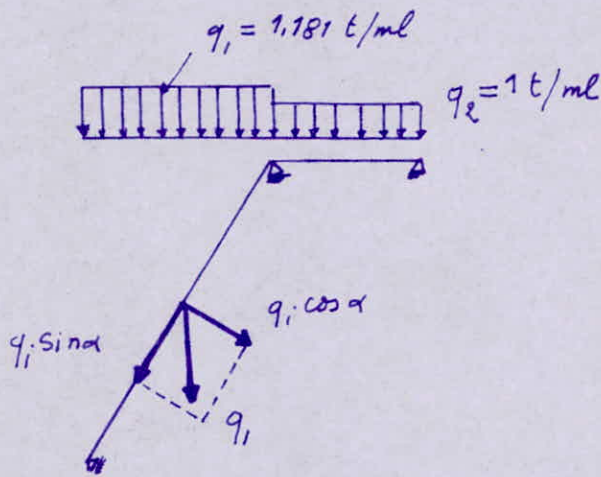
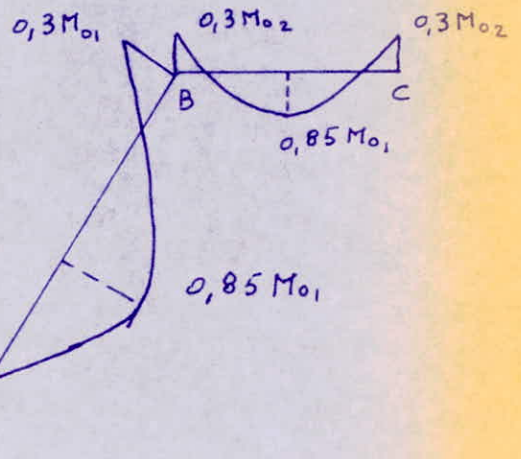


Diagramme des moments



.  $M_{01} = q_1 \frac{l^2}{8} = 1,181 \cdot \frac{3^2}{8} = 1,328 \text{ t.m}$

.  $M_{02} = q_2 \frac{l_2^2}{8} = 1 \cdot \frac{1,5^2}{8} = 0,281 \text{ t.m}$

\* Ferrailage de la cage d'escalier :

1°) Ferrailage de la paillasse :

. En B :  $N_B = 0$  (appui).

$M_a = 0,3M_{01} = 0,3 \cdot 1,328 = 398,4 \text{ kg.m}$

.  $\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 39840}{2800 \cdot 100 \cdot 12^2} = 0,0148$  }  $E = 0,946$   $\sigma'_b < \bar{\sigma}_b$   
 }  $k = 77,5$  (  $A' = 0$  )

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = 1,25 \text{ cm}^2$



\* A mi-Travée de la paille :

$$\left. \begin{aligned} N &= 1,04 \text{ t} \\ M_L &= 0,85 M_0 = 0,85 \cdot 1,328 = 1128,8 \text{ kg.m} \end{aligned} \right\} \text{ F.C.}$$

Excentricité : bras de levier :

$$e_0 = \frac{M}{N} = 108,5 \text{ cm} ; \quad f = \frac{h-d}{2} + e_0 = \frac{12-2}{2} + 108,5 = 113,5 \text{ cm}$$

$$\cdot \text{Moment fictif : } cI_b = N \cdot f = 1040 \cdot 113,5 = 118040 \text{ kg.cm}$$

$$\cdot \bar{y}_1 = \sigma'_b \left( \frac{15}{\bar{\sigma}_a + 15 \bar{\sigma}'_b} \right) \cdot h = 5,08 \text{ cm}$$

$$\cdot F'_b = \bar{\sigma}'_b \cdot \bar{y}_1 \cdot \frac{b}{2} = 137 \cdot 5,08 \cdot \frac{100}{2} = 34798 \text{ kg}$$

$$\cdot F'_{A'} = \frac{cI_b - F'_b (h - \bar{y}_1)}{7/8 h} = -22915,37 \text{ kg}$$

$$\cdot F_A = F'_b + F'_{A'} - N = 10842,63 \text{ kg}$$

$$\text{d'où finalement : } A = \frac{F_A}{\bar{\sigma}_a} = \frac{10842,63}{2800} = 3,87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\cdot \text{En A : } \left. \begin{aligned} N &= 2078 \text{ kg} \\ M_a &= 0,3 M_0 = 398,4 \text{ kg.m} \end{aligned} \right\} \text{ F.C.}$$

$$\cdot e_0 = \frac{M_a}{N} = 19,17 \text{ cm} ; \quad e_1 = \frac{h \cdot t}{6} = \frac{14}{6} = 2,33 \text{ cm} \quad (\text{on a une section partiellement comprimée})$$

$$\cdot f = e_0 + \frac{h-d}{2} = 24,17 \text{ cm} \quad cI_b = N \cdot f = 2078 \cdot 24,17 = 50225,66 \text{ kg.cm}$$

$$\cdot \bar{y}_1 = 5,08$$

$$\cdot F'_b = 34798 \text{ kg}$$

$$\cdot F'_{A'} = \frac{cI_b - F'_b (h - \bar{y}_1/3)}{7/8 h} = -2937,91 \text{ kg} \quad (A' = 0)$$

$$\cdot F_A = 3346,08 \text{ kg}$$

$$\text{d'où alors } A = \frac{F_A}{\bar{\sigma}_a} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



\*- A mi-travée du palier de repos:

$$\left. \begin{array}{l} N=0 \\ M=0,85 M_{02} = 0,23885 \text{ t.m.} \end{array} \right\} \text{F.S.}$$

$$\mu = 0,0075 \left\{ \begin{array}{l} E = 0,9606 \\ K = 112 \end{array} \right. \quad \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \quad (A' = 0)$$

$$d'ni \quad A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = 0,68 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

\*- A l'appui (semi-encastrement):

$$\begin{array}{l} M_a = 0,3 M_{02} = 84,3 \text{ kg.m} \\ N = 0 \end{array}$$

$$\mu = 0,0026 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} E = 0,9765 \\ K = 198 \end{array} \right. \rightarrow \sigma' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} < \bar{\sigma}'_b \quad (A' = 0)$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

\*- Vérifications:

. Paillasse : condition de non fragilité :  $A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 1,16 \text{ cm}^2/\text{ml}$

. Palier :  $A \geq 1,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

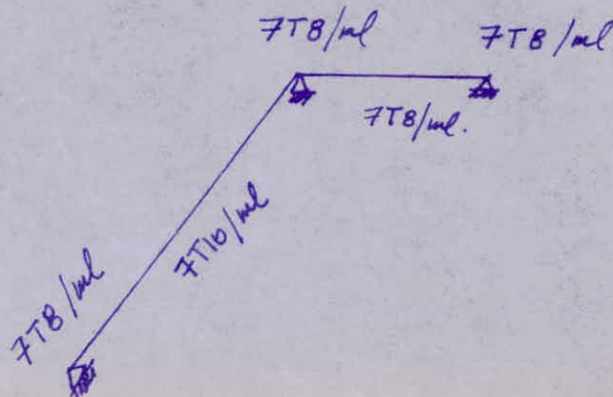
\*- Vérification à l'effort tranchant :  $\bar{\sigma}_a \cdot A \geq T - \frac{M}{\delta}$

. A :  $T = 1527 \text{ kg}$ ,  $M = 398,40 \text{ kg.m} \rightarrow A \geq 0,53 \text{ cm}^2/\text{ml}$

. B :  $T = 2173,5$ ,  $M = 398,4 \text{ kg.m} \rightarrow A \geq 0,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$

. C :  $T = 750$ ,  $M = 84,3 \text{ kg.m} \rightarrow A \geq 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

. Prix des aciers:





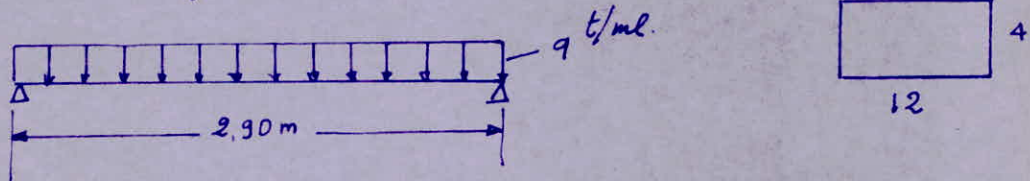
### - CALCUL DU PLANCHER -

\* / Poutrelles :

On fera le calcul en 2 étapes suivantes :-

1<sup>ère</sup> étape :

On considère la poutrelle comme appuyée simplement, sollicitée par son propre poids, poids des bandes, et une surcharge forfaitaire de  $100 \text{ kg/m}^2$ , ayant pour dimension  $12 \times 4 \text{ cm}$ .



$$G = 0,4 \cdot 0,12 \cdot 2500 + 165 \cdot 0,65 = 119,25 \text{ kg/ml} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} G + 1,2P = 197,25 \text{ kg/ml}$$

$$P = 100 \cdot 0,65 = 65 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q l^2}{8} = 207,36 \text{ kg. cm}$$

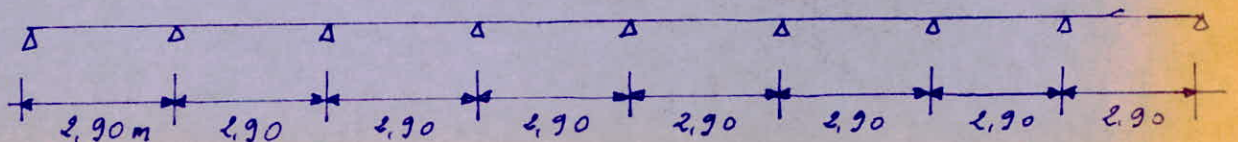
Ferraillage (P. CHARRON). ( $h = 2 \text{ cm}$ )

$$\mu = 2,3 \rightarrow k = 2 \rightarrow \sigma'_b > \bar{\sigma}_b \text{ (nécessité d'aciers comprimés)}$$

Remarque : Vu la faible section du béton, il est pratiquement impossible de ferrailler la poutrelle.

2<sup>ème</sup> étape :

On considère que la poutrelle est continue et coulé en même temps que la table de compression, on aura donc une section en T. Soit le schéma statique suivant :





\* - Calcul des charges et surcharges :

$$\left. \begin{aligned} \cdot G &= 546 \cdot 0,65 = 354,90 \text{ kg/ml.} \\ \cdot P &= 500 \cdot 0,65 = 325 \text{ kg/ml} \end{aligned} \right\} G+1,2P = 744,9 \text{ kg/ml.}$$

\* - Moments en travées : (Méthode forfaitaire aide mémoire 2017)

$$\cdot M_t = \frac{q l^2}{12,9} + \frac{1,25 l^2}{10,1} = 556,11 \text{ kg.m.}$$

\* - Moments sur appuis :

$$\cdot M_a = \frac{q l^2}{9,8} - \frac{1,25 l^2}{8,4} = -85,90 \text{ kg.m.}$$

\* - Ferraillage : Méthode de M<sup>re</sup> P. CHARON :

- En travée :  $A = 1,165 \text{ cm}^2$  ( $A' = 0$ ). ( $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$ )

- En appui :  $A = 0,18 \text{ cm}^2$

\* - Vérification à la non fragilité :

$$\left. \begin{aligned} \cdot A &\geq 0,69 b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \text{en travée : } &A > 1,13 \text{ cm}^2 \\ \text{aux appuis : } &A > 0,31 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\cdot \text{Choix des aciers : } \begin{cases} \text{Travée : } 2T10 \text{ ( } 1,57 \text{ cm}^2 \text{)} \\ \text{appuis : } 1T10 \text{ ( } 0,78 \text{ cm}^2 \text{)} \end{cases}$$

\* - Vérification à l'effort tranchant :

$$\cdot T_{max} = 0,5277 \text{ dl} + 0,5983 \text{ ql} = 1.212,60 \text{ kg.}$$

$$\text{On vérifie que : } A > \frac{T}{\bar{\sigma}_a} - \frac{M_a}{\bar{\sigma}_{a,3}} = \frac{1212,6}{2800} - \frac{8590,8}{2800 \cdot 7} = 0,23 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifié})$$

De plus on vérifie que :

$$A < b \cdot h \cdot \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} = \frac{65 \cdot 18 \cdot 43}{4200} = 11,97 \text{ cm}^2 \quad (\text{vérifié})$$



\* - Calcul du nombre d'étais à mettre lors du coulage :

•  $A_e = 1,57 \text{ cm}^2$

• Moment résistant des aciers :

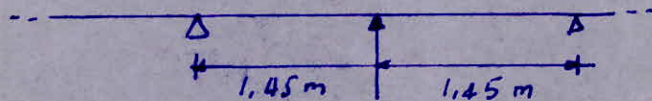
$$M_R = A \cdot \bar{\sigma}_a \cdot z = \frac{1,57 \cdot 2800 \cdot 2 \cdot 7}{8} = 76,93 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

• On a  $M = \frac{q l^2}{8} \rightarrow l_i = \sqrt{\frac{8M}{q}}$

•  $l_i = \sqrt{\frac{8 \cdot 76,93}{197,25}} = 1,76,63 \text{ cm}.$

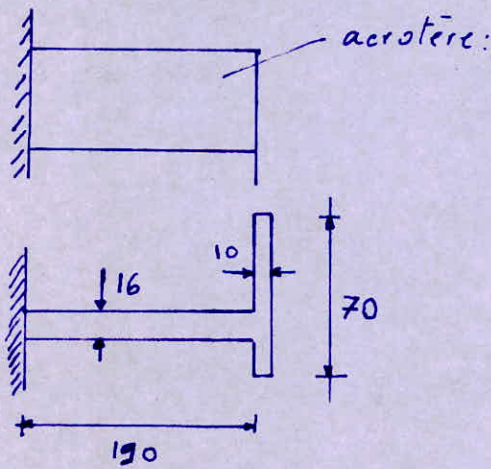
•  $n+1 = \frac{l}{l_i} = \frac{2,90}{1,76} = 1,64$

• On utilise 1 étais par travée.





. Calcul des balcons en porte-à-faux.

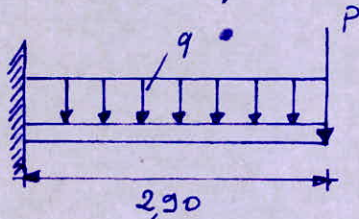


Remarque : la condition de la non fragilité pour l'acrotère donne une section minimale d'acier de :  
 $A = 0,78 \text{ cm}^2$ .

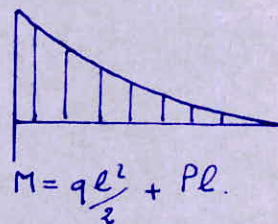
\* - Ferrailage du balcon en porte-à-faux :

- .  $G = 479,47 \text{ kg/ml}$
- .  $S = 100 \times 1 \text{ m} = 100 \text{ kg/ml}$  (balcon non accessible).
- .  $q = G + 1,2P = 599,47 \text{ kg/ml}$ .

. Schéma statique :



. Diagramme des Moments fle.



.  $M_{enc} = 599,47 \cdot \frac{1,90^2}{2} + 175 \cdot 1,90 = 1414,54 \text{ kg} \cdot \text{m}$ .

. Effort tranchant

$T = ql + P = 599,47 \cdot 1,90 + 175 = 1314 \text{ kg}$ .

. Pour une bande d'un mètre :  $M = 1414,54 \text{ kg} \cdot \text{m}$ .

. (P. CHARON) .  $d = 3 \text{ cm}$  :

$A = 4,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$ , ( $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$ ).

choix des aciers : 6T10/ml ( $4,71 \text{ cm}^2$ )



\* - Vérification à la non fragilité :

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

\* - Vérification à l'effort tranchant :

$$A \geq \left( T + \frac{M}{3} \right) \frac{1}{\bar{\sigma}_a} < 0 \text{ (vérifiée)}$$

— N — N —



## - CALCUL DES PORTIQUES -

### \* Introduction :

Le contreventement du bloc "B" est assuré par les quatre voiles (2 longitudinaux, 2 transversaux) qui repréentent la totalité des efforts sismiques, ainsi donc les portiques transversaux (porteurs) et les portes longitudinales de chaînage seront calculés sous la sollicitation du premier genre (G+1,2P) seulement.

### \* Dans le sens transversal :

On étudiera les portiques (porteurs) les plus défavorables, ainsi que les deux portes (A-A) et (B-B).

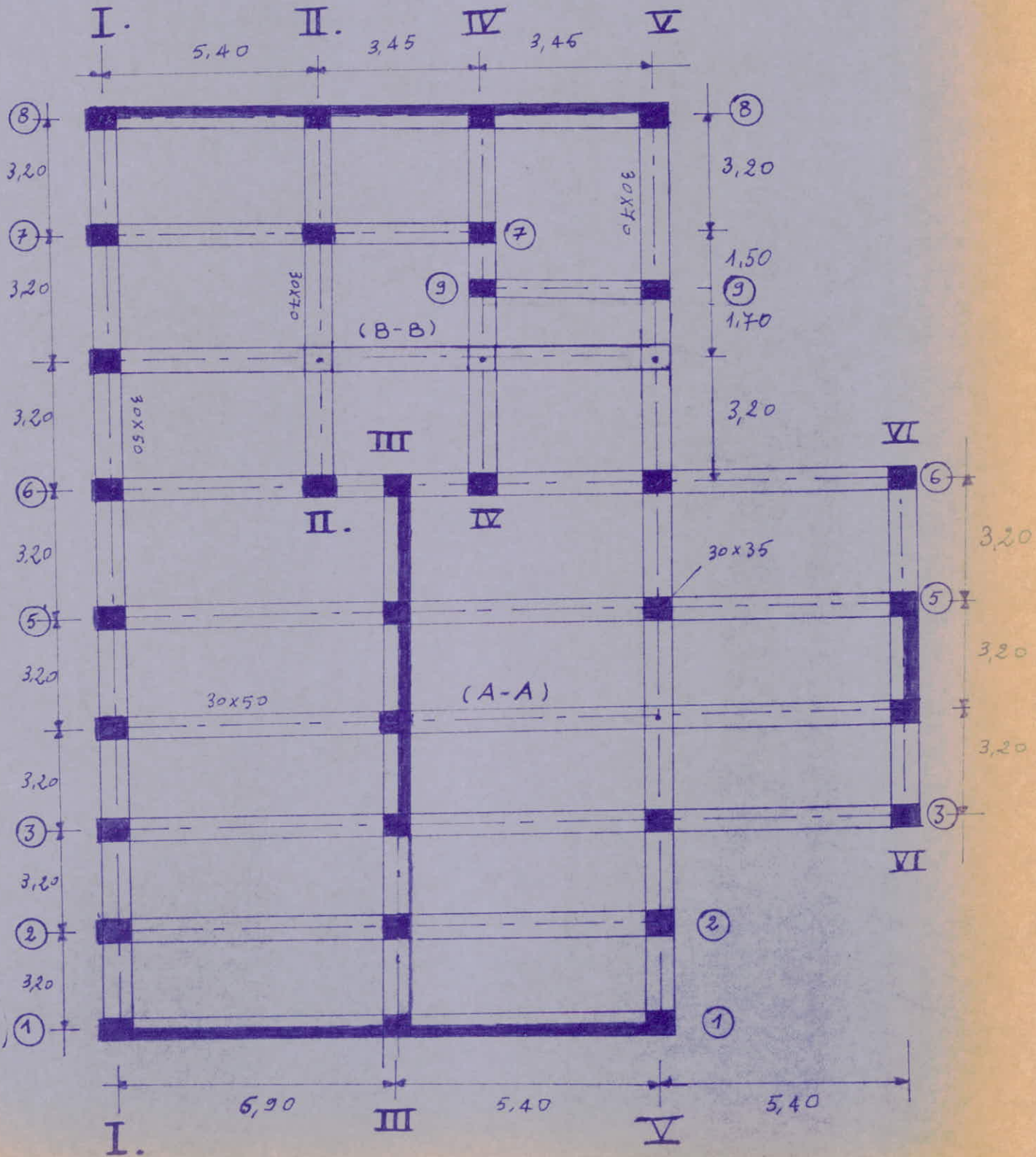
### \* Dans le sens longitudinal :

On fera un chaînage des portes longitudinales (non porteuses).

### \* Voir la vue en plan du bâtiment :



\* VUE EN PLAN DU BLOC "B" \*





### A - Portiques transversaux.

\*. On fera le calcul pour les portiques jugés plus défavorables suivant : 2-2 ; 5-5 ; 6-6 ; 7-7 ; et 9-9.

La méthode de calcul est celle de Caquot déjà détaillée dans le bloc "A", on donnera uniquement les résultats de calcul sous forme de tableaux.

\*. Étude du portique (2-2) :

. Les charges et les surcharges revenant au portique (2-2) pour les différents niveaux sont :

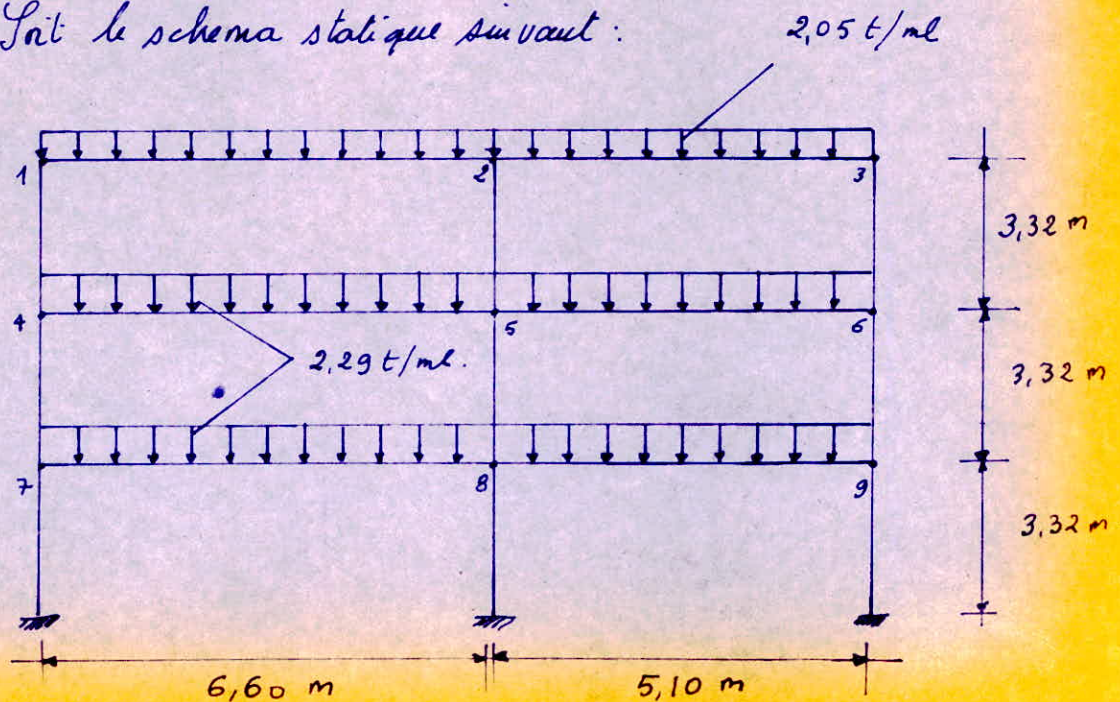
- Niveau tenasse : III.

$$G + 1,2P = 2,05 \text{ t/ml.}$$

- Niveaux II et I.

$$G + 1,2P = 2,29 \text{ t/ml.}$$

\*. Soit le schéma statique suivant :





\*- Caractéristiques géométriques du portique (2-2)

Nœud d.	$10^{-4} m^4$								$10^{-4} m^3$								D
	$l_w$ (m)	$l_e$	$h_n$	$h_s$	$I_w$	$I_c$	$I_n$	$I_s$	$l'_w$	$l'_e$	$h'_n$	$h'_s$	$k_w$	$k_c$	$k_n$	$k_s$	
1.	/	6,6	/	3,32	/	31,25	/	10,71	/	5,28	/	2,656	/	5,91	/	4,03	2,34
2.	6,6	5,1	/	3,32	31,25	31,25	/	10,71	6	4,57	/	2,656	5,2	6,83	/	4,03	16,06
3.	5,1	/	/	3,32	31,25	/	/	10,71	4,08	/	/	2,656	7,66	/	/	4,03	11,69
4.	/	6,6	3,32	3,32	/	31,25	10,71	10,71	/	5,28	2,988	2,656	/	5,91	3,58	4,03	13,52
5.	6,6	5,1	3,32	3,32	31,25	31,25	10,71	10,71	5,46	4,20	2,988	2,656	5,72	7,44	3,58	4,03	20,77
6.	5,1	/	3,32	3,32	31,25	/	10,71	10,71	4,08	/	2,988	2,656	7,66	/	3,58	4,03	15,27
7.	/	6,6	3,32	3,32	/	31,25	10,71	10,71	/	5,28	2,656	2,656	/	5,91	4,03	4,03	13,97
8.	6,6	5,1	3,32	3,32	31,25	31,25	10,71	10,71	5,40	4,15	2,656	2,656	5,78	7,53	4,03	4,03	21,32
9.	5,1	/	3,32	3,32	31,25	/	10,71	10,71	4,08	/	2,656	2,656	7,66	/	4,03	4,03	15,72

\*- Moments dans le portique (sous G+1,2P):

Niv	Nœud	$q_w$ t/ml	$q_c$ t/ml	$M'_w$ (t.m)	$M'_c$	$M_w$	$M_c$	$M_n$	$M_s$
III	1.	/	2,05	/	6,72	/	2,72	/	2,72
	2.	2,05	2,05	8,68	5,03	7,49	6,58	/	0,91
	3.	2,05	/	4,01	/	1,38	/	/	1,38
II	4.	/	2,29	/	7,51	/	4,22	1,98	2,21
	5.	2,29	2,29	8,03	4,75	7,12	5,92	0,56	0,64
	6.	2,29	/	4,48	/	2,23	/	1,05	1,18
I	7.	/	2,29	/	7,51	/	4,32	2,16	2,16
	8.	2,29	2,29	7,85	4,64	6,98	5,78	0,6	0,6
	9.	2,29	/	4,48	/	2,30	/	1,15	1,15



\* - Calcul des efforts tranchants :

Niv.	Travée	$l_i$ (m)	$q$ (kN/m)	$M_w$ (t.m)	$M_e$	$T_{x=0}$ (t)	$T_{x=l}$ (t)
III	1-2	6,60	2,05	2,72	7,49	7,48	-6,04
	2-3	5,10	2,05	6,58	1,38	4,20	-5,22
II	4-5	6,60	2,29	4,22	7,12	8	-7,55
	5-6	5,10	2,29	5,92	2,23	5,11	-5,84
I	7-8	6,60	2,29	4,32	6,98	7,96	-7,15
	8-9	5,10	2,29	5,78	2,30	5,15	-6,62

\* - Calcul des moments en travée :

Pour les poutres, on doit vérifier que :  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,15 M_0$

d'où  $M_t \geq 1,15 M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$ , on prendra la limite c.à.d. :

$$M_t = 1,15 M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}, \text{ sachant que : } M_0 = q \cdot \frac{l^2}{8} \text{ et que}$$

$M_w$  et  $M_e$  sont données par la méthode de Caquot.

Les résultats sont les suivants :-

G+1,2P.							
Niv	Travée	$l_i$	$q_0$	$M_0$	$M_w^{(-)}$	$M_t$	$M_e^{(-)}$
III	1-2	6,60	2,05	11,16	2,72	7,73	7,49
	2-3	5,10	2,05	6,66	6,58	3,68	1,38
II	4-5	6,60	2,29	12,47	4,22	8,67	7,12
	5-6	5,10	2,29	7,44	5,92	4,486	2,23
I	7-8	6,60	2,29	12,47	4,32	8,70	6,98
	8-9	5,10	2,29	7,44	5,78	4,52	2,30



\*- Moments des les poteaux

Poteaux	P. Propre (t)	$N_{(t)}$	$N_{cum}$	NT
N°1	0,872	7,48	/	8,35
2	0,872	10,25	/	11,11
3	0,872	5,22	/	6,10
4	0,872	8	15,48	16,35
5	0,872	12,66	22,90	23,77
6	0,872	5,84	11,06	11,93
7	0,872	7,96	23,44	24,31
8	0,872	12,30	35,20	36,07
9	0,872	6,52	17,58	18,45

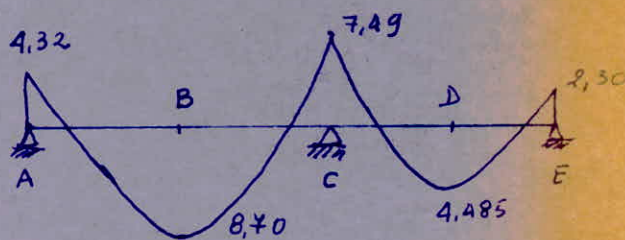
\*- États maxima dans les poteaux

sollicit.			G+1,2P	
Poteaux	$M_{\text{tete}}$	$M_{\text{base}}$	(t.m)	
1	2,72	-1,98		
2	-0,91	0,56		
3	-1,38	1,05		
4	2,24	-2,16		
5	-0,64	0,60		
6	-1,18	1,15		
7	2,16	-2,16		
8	-0,6	0,6		
9	-1,15	1,15		

\*- Ferrailage de la poutre la plus sollicitée.

. Méthode de M<sup>re</sup> P. CHARON.

Sect <sup>n</sup>	Moment (t.m)	A	A'	choix des aciers
A	4,32	3,90	0	
B	8,70	7,86	0	
C	7,49	6,77	0	
D	4,485	4,05	0	
E	2,30	2,08	0	



\*- Diagramme des moments.

\*- Les différents verifications sont



\* - Condition de non-fragilité :

$$A > 0,69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 1,33 \text{ cm}^2 \text{ (verifiée).}$$

\* - Condition de flèche :

$$- h_t > \frac{l}{16} \quad (50 > 31,87 \text{ cm}) \text{ (verifiée)}$$

$$- h_t > \frac{1}{10} \frac{M_t}{H_0} l \rightarrow (50 > 28,18) \text{ (verifiée)}$$

$$- A \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} b \cdot h \rightarrow (A_{\max} = 7,86 < 14,12 \text{ cm}^2) \text{ verifiée.}$$

\* - Condition de non entrainement des barres :

$$- \tau_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 17,7 \text{ kg/cm}^2.$$

on doit vérifier que  $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$       $\tau_d = \frac{T_{\max}}{n p z}$

\* - Condition aux appuis :

vérifier que  $c > \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}'_b} = c_0$  avec  $c = a - (d+r)$

$$c_0 = \frac{2 \times 8000}{30 \cdot 68,5} = 7,78 \text{ cm} \quad , \quad c = 35 - (3 + 3 \times 1,2) = 28,4 \text{ cm}$$

(Vérifiée).

\* - Vérification des contraintes.

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} \xrightarrow{\text{tabl.}} \begin{cases} \varepsilon = \\ k = \end{cases} \quad \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} < \bar{\sigma}'_b \quad (A' = 0)$$

vérifier <sup>k</sup> (voir tableau).

\* - Vérification à l'effort tranchant :  $T = 8 \text{ t}$ ,  $M_{\text{cou}} = 4,22 \text{ t} \cdot \text{m}$

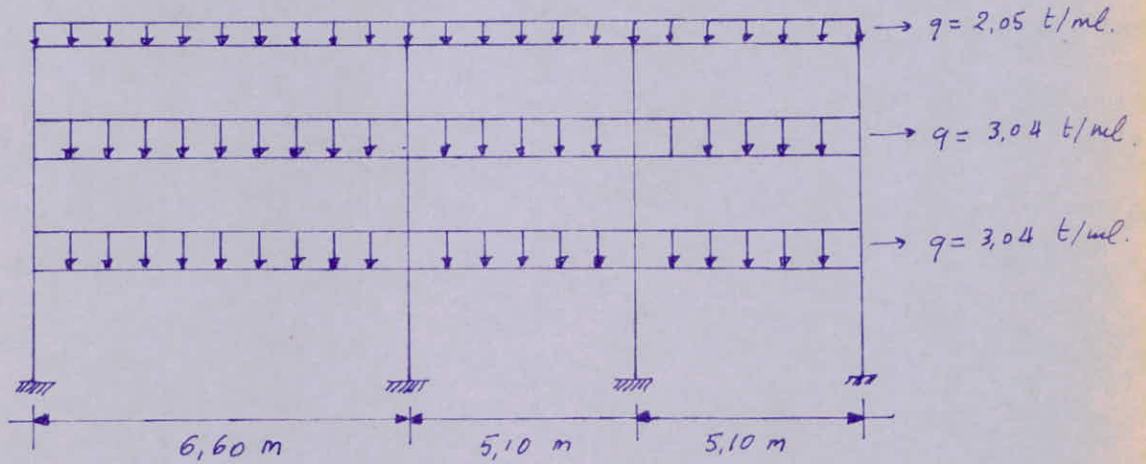
$$A > \left( \frac{T + M}{3} \right) \frac{1}{\bar{\sigma}_a} = \left( \frac{8000 - 42200}{40,25} \right) \frac{1}{2800} = < 0$$

(Vérifiée).



\* Etude du Patique (5-5)

- Schema statique et chargement:  $q = 6 + 1,2P$  (t/ml).



\* Caractéristiques géométriques du patique (5-5)

Nœuds	$l_w$ (m)	$l_e$	$h_n$	$h_s$	$\times 10^{-4} m^4$				$\times 10^{-4} m^3$								D
					$I_w$	$I_c$	$I_n$	$I_s$	$l'_w$	$l'_e$	$h'_n$	$h'_s$	$k_w$	$k_c$	$k_n$	$k_s$	
1.	/	6,60	/	3,32	/	31,25	/	10,71	/	5,28	/	2,656	/	5,91	/	4,03	9,94
2.	6,60	5,10	/	3,32	31,25	31,25	/	10,71	5,28	4,08	/	2,656	5,91	7,66	/	4,03	17,6
3.	5,10	5,10	/	3,32	31,25	31,25	/	10,71	4,08	4,08	/	2,656	7,66	7,66	/	4,03	19,62
4.	5,10	/	/	3,32	3,25	/	/	10,71	4,08	/	/	2,656	7,66	/	/	4,03	11,69
5.	/	6,60	3,32	3,32	/	31,25	10,71	10,71	/	5,28	/	2,656	/	5,91	3,58	4,03	13,52
6.	6,60	5,10	3,32	3,32	31,25	31,25	10,71	10,71	5,28	4,08	2,988	2,656	5,91	7,66	3,58	4,03	21,18
7.	5,10	5,10	3,32	3,32	31,25	31,25	10,71	10,71	4,08	4,08	2,988	2,656	7,66	7,66	3,58	4,03	22,93
8.	5,10	/	3,32	3,32	/	/	10,71	10,71	4,08	/	2,988	2,656	7,66	/	3,58	4,03	15,27
9.	/	6,60	3,32	3,32	31,25	31,25	10,71	10,71	/	5,28	2,988	2,656	/	5,91	4,03	4,03	13,97
10.	6,60	5,10	3,32	3,32	31,25	31,25	10,71	10,71	5,28	4,08	2,656	2,656	5,91	7,66	4,03	4,03	21,63
11.	5,10	5,10	3,32	3,32	31,25	31,25	10,71	10,71	4,08	4,08	2,656	2,656	7,66	7,66	4,03	4,03	23,37
12.	5,10	/	3,32	3,32	31,25	/	10,71	10,71	4,08	/	2,656	2,656	7,66	/	4,03	4,03	15,72



\* - Moments dans la portique (5-5) sous G+1,2P.

Niv.	Nœuds	$q \frac{t}{ml}$ $w$	$q_c$	$M'_w$ (t.m)	$M'_e$	$M_w$	$M_c$	$M_n$	$M_s$
III	1.	/	2,05	/	6,72	/	2,72	/	2,72
	2.	2,05	2,05	6,72	4,01	5,81	5,19	/	0,62
	3.	2,05	2,05	4,01	4,01	4,01	4,01	/	0
	4.	2,05	/	4,01	/	1,38	/	/	1,38
II	5.	/	3,04	/	9,97	/	5,61	2,64	2,97
	6.	3,04	3,04	9,97	5,95	8,84	7,40	0,68	0,76
	7.	3,04	3,04	5,95	5,95	5,95	5,95	0	0
	8.	3,04	/	5,95	/	2,96	/	1,39	1,57
I	9.	/	3,04	/	9,97	/	5,75	2,875	2,875
	10.	3,04	3,04	9,97	5,95	8,87	7,37	0,75	0,75
	11.	3,04	3,04	5,95	5,95	5,95	5,95	0	0
	12.	3,04	/	5,95	/	3,05	/	1,525	1,525

\* - Efforts tranchants :

Niv.	Travée	$l_i$ (m)	$q \frac{t}{ml}$	$M_w$ t.m	$M_e$	$T_{x=0}$ (t)	$T_{x=l}$ (t)
III	1-2	6,60	2,05	2,72	5,81	7,23	-6,29
	2-3	5,10	2,05	5,19	4,01	5,0	-5,45
	3-4	5,10	2,05	4,01	1,38	4,71	-5,74
II	5-6	6,60	3,04	5,61	8,84	10,52	-9,54
	6-7	5,10	3,04	7,40	5,95	7,46	-8,03
	7-8	5,10	3,04	5,95	2,96	7,16	-8,33
I	9-10	6,60	3,04	5,75	8,87	10,50	-9,56
	10-11	5,10	3,04	7,37	5,95	7,47	-8,03
	11-12	5,10	3,04	5,95	3,05	7,18	-8,32



\* Moments dans les poutres :

					G+1,2 P.		
Niv	Travée	li (m)	q <sub>thel</sub>	M <sub>0</sub> (t-m)	M <sub>w<sup>(-)</sup></sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>e<sup>(-)</sup></sub>
III	1-2	6,60	2,05	11,16	2,72	8,57	5,81
	2-3	5,10	2,05	6,66	5,19	3,06	4,01
	3-4	5,10	2,05	6,66	4,01	4,96	1,38
II	5-6	6,60	3,04	16,55	5,61	11,80	8,84
	6-7	5,10	3,04	9,88	7,40	4,68	5,95
	7-8	5,10	3,04	9,88	5,95	6,91	2,96
I	9-10	6,60	3,04	16,15	5,75	11,72	8,87
	10-11	5,10	3,04	9,88	7,37	4,70	5,95
	11-12	5,10	3,04	9,88	5,95	6,86	3,05

\* Moments poteaux : sous G+1,2 P.

P <sub>ex</sub>	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
M <sub>t<sup>(-)</sup></sub> (t-m)	2,12	-0,62	0	-1,38	2,97	-0,76	0	1,57	2,875	-0,75	0	-1,525
M <sub>base</sub>	-0,64	0,68	0	1,39	-2,875	0,75	0	-1,525	-2,875	0,76	0	1,525

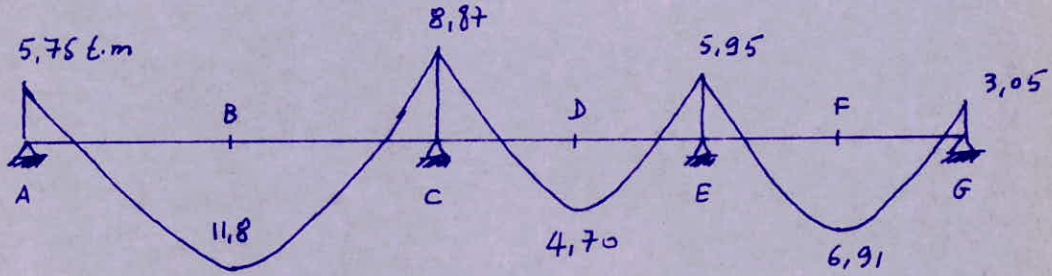
\* Effets normaux dans les poteaux :

P <sub>ex</sub>	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
P. Prop (t)	0,872	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
N (t)	8,10	12,16	11,03	6,61	11,39	17,87	16,06	9,20	11,37	17,90	16,08	9,20
N <sub>cum.</sub>	/	/	/	/	19,5	39,03	27,1	15,81	39,07	47,93	43,18	25,01



\* - Ferraillage de la poutre la plus sollicitée  
(ferraillage longitudinal).

. et méthode P. CHARON:



\* - Tableau récapitulatif :

Section	M (t.m)	A cm <sup>2</sup>	A' cm <sup>2</sup>
A	5,75	5,19	0
B	11,80	10,66	0
C	8,87	8,01	0
D	4,70	4,24	0
E	5,95	5,37	0
F	6,91	6,24	0
G	3,05	2,75	0

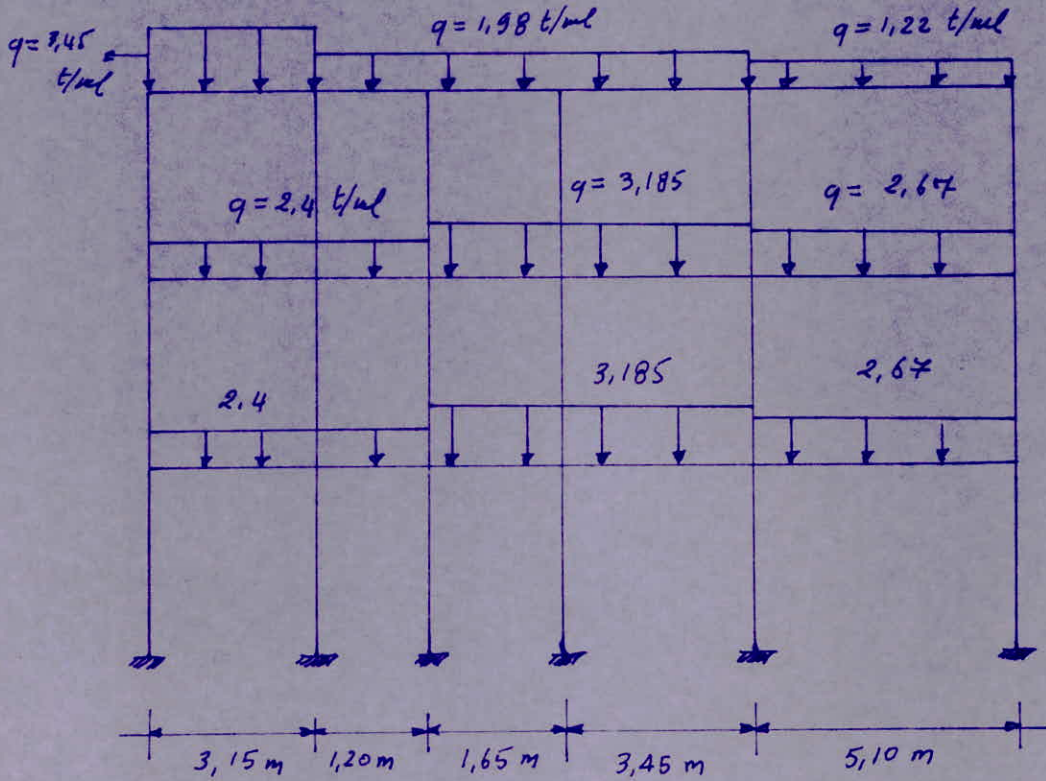
Remarque:

Les différents vérifications sont satisfais.



\*- Etude du portique (G-6) :

\*- Schéma statique et chargement : (G+1,2P)





\* - Características geométricas - do portique (6-6).

	Nº	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	
(m)	l <sub>w</sub>	/	3,15	1,20	1,65	3,45	5,10	/	3,15	1,20	1,65	3,45	3,10	/	3,15	1,20	1,65	3,45	5,10	
	l <sub>e</sub>	3,15	1,20	1,65	3,45	5,10	/	3,15	1,20	1,65	3,45	5,10	/	3,15	1,20	1,65	3,45	5,10	/	
	h <sub>n</sub>	/	/	/	/	/	/	3,32	3,32	3,32	3,32	3,32	3,32	3,32	3,32	3,32	3,32	3,32	3,32	3,32
	h <sub>s</sub>	3,32	3,32	3,32	3,32	3,32	3,32	3,32	3,32	3,32	3,32	3,32	3,32	3,32	3,32	3,32	3,32	3,32	3,32	3,32
10 <sup>-4</sup> m <sup>4</sup>	I <sub>w</sub>	/	31,28	31,25	31,25	31,25	31,25	/	31,25	31,25	31,25	31,24	31,25	/	31,25	31,24	31,25	31,25	31,26	
	I <sub>e</sub>	31,25	//	//	//	//	/	//	//	//	//	//	/	//	//	//	//	//	/	
	I <sub>n</sub>	/	/	/	/	/	/	10,71	10,71	//	//	//	//	//	//	//	//	//	//	
	I <sub>s</sub>	10,71	*	//	//	//	//	//	//	//	//	//	//	//	//	//	//	//	//	
(m)	l' <sub>w</sub>	/	3,011	0,96	1,32	2,76	4,08	/	2,89	0,96	1,32	2,76	4,08	/	2,97	0,96	1,32	2,76	4,08	
	l' <sub>e</sub>	2,52	0,96	1,32	2,76	4,73	/	2,52	0,96	1,32	2,76	4,42	/	2,52	0,96	1,32	2,76	4,38	/	
	h' <sub>n</sub>	/	/	/	/	/	/	2,988	//	//	//	//	//	2,656	//	//	//	//	//	
	h' <sub>s</sub>	2,656	*	//	//	//	//	//	//	//	//	//	//	//	//	//	//	//	//	
10 <sup>-4</sup> m <sup>3</sup>	k <sub>w</sub>	/	10,37	32,55	23,67	11,32	7,67	/	10,81	32,55	23,67	11,32	7,67	/	10,88	32,55	23,67	11,32	7,67	
	k <sub>e</sub>	12,40	32,55	23,67	11,32	6,60	/	12,4	32,55	23,67	11,32	7,07	/	12,4	32,55	23,67	11,32	7,13	/	
	k <sub>n</sub>	/	/	/	/	/	/	3,58	//	//	//	//	//	4,03	//	//	//	//	//	
	k <sub>s</sub>	4,03	//	//	//	//	//	//	//	//	//	//	//	//	//	//	//	//	//	
	D	16,43	46,95	60,25	39,02	21,95	11,70	20,01	59,97	63,83	42,6	14,68	15,28	20,46	51,49	64,28	43,05	26,51	15,73	



\*\_ ctGoments dans le portique (6-6) :

Niv	Noeuds	$q_w$ $\frac{t/m^2}$	$q_c$	$M_w$ $\frac{t \cdot m}{m}$	$M'_e$	$M_w$	$M_c$	$M_n$	$M_s$
III	1.	/	3,45	/	2,577	/	0,632	/	0,632
	2.	3,45	1,98	3,679	0,214	2,913	2,616	/	0,297
	3.	1,98	1,98	0,214	0,405	0,317	0,329	/	0,012
	4.	1,98	1,98	0,405	1,774	1,235	1,376	/	0,141
	5.	1,98	1,22	1,774	3,211	2,515	2,778	/	0,263
	6.	1,22	/	2,389	/	0,822	/	/	0,822
II	7.	/	2,40	/	1,793	/	0,681	0,320	0,361
	8.	2,40	2,40	2,358	0,260	1,913	1,599	0,147	0,165
	9.	2,40	3,185	0,260	0,652	0,459	0,506	0,0219	0,024
	10.	3,185	3,185	0,652	2,854	1,875	2,268	0,185	0,208
	11.	3,185	2,67	2,854	6,136	5,384	4,555	0,900	0,900
	12.	2,67	/	5,229	/	2,603	/	1,224	1,378
I	13.	/	2,40	/	1,793	/	0,706	0,353	0,353
	14.	2,40	2,40	2,325	0,260	1,888	1,585	0,161	0,161
	15.	2,40	3,185	0,260	0,652	0,458	0,507	0,024	0,024
	16.	3,185	3,185	0,652	2,854	1,862	2,274	0,206	0,206
	17.	3,185	2,67	2,854	6,026	4,208	5,172	0,482	0,482
	18.	2,67	/	5,228	/	2,678	/	1,339	1,339



\* - Calcul des efforts tranchants (G+1,2P).

Niv	Traverse	$l_i$ (m)	$q_{uw}$	$M_w$	$M_e$	$T_{x=0}$ (t)	$T_{x=l}$ (t)
III	1-2	3,15	3,45	0,632	2,913	6,157	4,709
	2-3	1,20	1,98	2,616	0,317	0,727	3,103
	3-4	1,65	1,98	0,329	1,235	2,186	1,014
	4-5	3,45	1,98	1,376	2,515	3,745	3,085
	5-6	5,10	1,22	2,778	0,822	2,727	3,494
II	7-8	3,15	2,40	0,681	1,913	4,171	3,388
	8-9	1,20	2,40	1,599	0,459	0,490	2,390
	9-10	1,65	3,185	0,506	1,878	3,457	1,797
	10-11	3,45	3,185	2,268	5,394	6,397	4,590
	11-12	5,10	2,67	4,555	2,603	6,425	7,191
I	13-14	3,15	2,40	0,706	1,888	4,155	3,404
	14-15	1,20	2,40	1,565	0,458	0,517	2,362
	15-16	1,65	3,185	0,507	1,862	3,448	1,806
	16-17	3,45	3,185	2,274	4,208	6,054	4,933
	17-18	5,10	2,67	5,172	2,678	6,319	7,297

\* - c/Bomeuts dans les traverses :

Niv.	Nodus	$q_w$ t/m	$q_e$	$M'_w$	$M'_e$	$M_w$	$M_e$
III	1.	/	3,08	/	2,301	/	0,564
	2.	3,08	1,631	3,285	0,176	2,598	2,331
	3.	1,631	1,631	0,176	0,334	0,261	0,271
	4.	1,631	1,631	0,334	1,461	1,017	1,134
	5.	1,631	1,027	1,461	2,703	2,101	2,329
	6.	1,027	/	2,011	/	0,692	/
II	7.	/	1,526	/	1,140	/	0,433
	8.	1,526	1,526	1,499	0,165	1,216	1,0169
	9.	1,526	1,445	0,165	0,296	0,231	0,247
	10.	1,445	1,445	0,296	1,294	0,850	1,028
	11.	1,445	0,930	1,294	2,137	1,944	1,731
	12.	0,930	/	1,821	/	0,9069	/
	13.	/	1,526	/	1,140	/	0,449
	14.	1,526	1,526	1,478	0,165	1,200	0,935
	15.	1,526	1,445	0,165	0,296	0,291	0,247
	16.	1,445	1,445	0,296	1,294	0,844	1,031
	17.	1,445	0,930	1,294	2,098	1,637	1,881
	18.	0,930	/	1,821	/	0,933	/



\* Moments dans les poutres sous G+1,2P.

Niv	Travée	$l_i (m)$	$q$ t/ml	$M_0^{(b.m)}$	G+1,2P		
					$M_w^{(-)}$	$M_t$	$M_e^{(-)}$
III	1-2	3,15	3,45	4,279	0,632	2,506	2,913
	2-3	1,20	1,98	0,356	2,616	-1,110	0,317
	3-4	1,65	1,98	0,673	0,329	-1,109	1,235
	4-5	3,45	1,98	2,945	1,376	1,000	2,515
	5-6	5,10	1,22	3,966	2,778	2,166	0,822
II	7-8	3,15	2,4	2,976	0,681	1,679	1,913
	8-9	1,20	2,4	0,432	1,599	-0,597	0,459
	9-10	1,65	3,185	1,083	0,506	-0,107	1,875
	10-11	3,45	3,185	4,374	2,268	0,548	5,384
	11-12	5,10	2,67	8,680	4,555	5,101	2,603
I	13-14	3,15	2,40	2,976	0,706	1,679	1,888
	14-15	1,20	2,40	0,432	1,565	-0,579	0,458
	15-16	1,65	3,185	1,083	0,507	-0,101	1,862
	16-17	3,45	3,187	4,738	2,274	1,497	4,208
	17-18	5,10	2,67	8,680	5,172	4,755	2,678



\* Moments dans les poteaux :

Poteaux	M <sub>tête</sub>	M <sub>base</sub>
1	0,632	0,320
2	0,297	0,147
3	0,012	0,0219
4	0,141	0,185
5	0,263	0,800
6	0,822	1,224
7	0,361	0,353
8	0,165	0,161
9	0,024	0,024
10	0,208	0,206
11	0,900	0,482
12	1,378	1,339
13	0,353	0,353
14	0,161	0,161
15	0,024	0,024
16	0,206	0,206
17	0,482	0,482
18	1,339	1,339

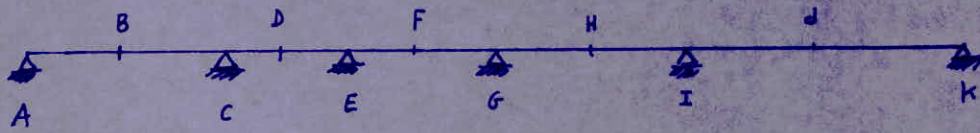
\* Efforts normaux des poteaux

Poteaux	P. propre (t)	N. (t)	N <sub>cum.</sub> (t)
1	0,872	7,029	/
2	0,872	8,308	/
3	"	6,161	/
4	"	5,701	/
5	"	6,684	/
6	"	4,366	11,395
7	"	5,043	11,351
8	"	4,75	10,911
9	"	6,717	12,42
10	"	9,066	15,75
11	"	11,887	23,282
12	"	8,063	19,414
13	"	5,027	15,938
14	"	4,793	16,144
15	"	6,682	17,593
16	"	7,860	20,28
17	"	12,124	27,874
18	"	8,169	31,451



\* Ferrailage longitudinal de la poutre la plus défavorable.  
 • méthode P. CHARON:

• Les moments max. sont donnés dans le tableau pour  $\neq$  sections.

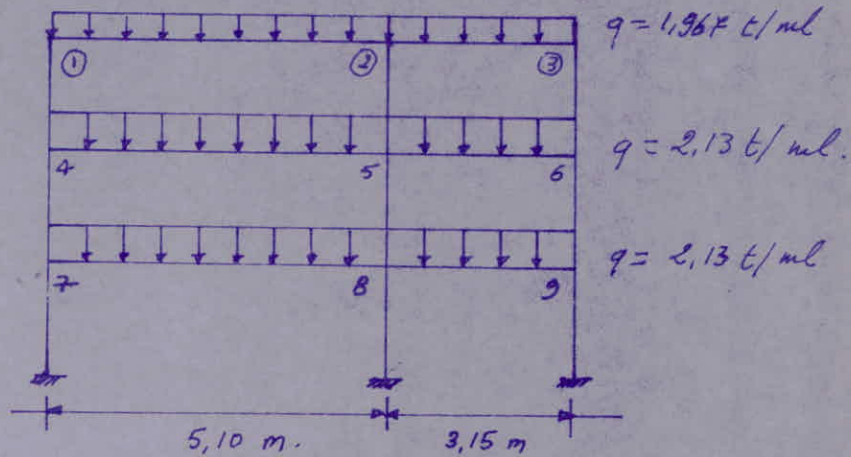


Section	$M_{max}$ (t.m)	A ( $cm^2$ )	A' ( $cm^2$ )	choix aciers
A	0,706	0,57	0	
B	2,506	2,04	0	
C	2,913	2,42	0	
D	-1,11	0,90	0	
E	0,507	0,40	0	
F	-1,109	0,90	0	
G	2,274	1,99	0	
H	1,497	1,22	0	
J	5,374	4,6	0	
J	5,101	4,34	0	
K	2,678	2,22	0	



## - Etude du portique (7-7) -

\*- Schema statique et chargement:



\*- Caractéristiques géométriques:

Nœud.	1.	2.	3.	4.	5.	6.	7.	8.	9.
$l_w$	/	5,10	3,15	/	5,10	3,15	/	5,10	3,15
(m) $l_c$	5,10	3,15	/	5,10	3,15	/	5,10	3,15	/
$h_n$	/	/	/	3,2	3,2	"	"	"	"
$h_s$	3,2	3,2	"	"	"	"	"	"	"
$I_w$	/	31,25	31,25	/	31,25	31,25	/	31,25	31,25
$10^{-4}$ $I_e$	31,25	31,25	/	31,25	31,25	/	31,25	31,25	/
$m^4$ $I_n$	/	/	/	10,71	"	"	"	"	"
$I_s$	10,71	"	"	"	"	"	"	"	"
$l'_w$	/	4,08	2,52	/	4,08	2,52	/	4,08	2,52
(m) $l'_e$	4,08	2,52	/	4,08	2,52	/	4,08	2,52	/
$h'_n$	/	/	/	2,988	2,988	2,988	2,656	2,656	2,656
$h'_s$	2,656	"	"	"	"	"	"	"	"
$K_w$	/	7,66	12,4	/	7,66	12,4	/	7,66	12,4
$10^{-4}$ $K_e$	7,66	12,4	/	7,66	12,4	/	7,66	12,4	/
$m^3$ $K_n$	/	/	/	3,58	3,58	3,58	4,03	4,03	4,03
$K_s$	4,03	4,03	"	"	"	"	"	"	"
$D$	9,94	24,09	16,43	16,27	27,67	20,01	15,71	28,12	20,46



\* - Moments dans le portique :

Niv	Noeuds	$q_w$	$q_c$	$M_w$ (6.m)	$M_c$	$H_w$	$H_c$	$H_n$	$M_s$
III	1.	/	1,967	/	3,85	/	0,88	/	0,88
	2.	1,967	1,967	3,85	1,47	3,10	2,70	/	0,4
	3.	1,967	/	1,47	/	0,36	/	/	0,36
II	4.	/	2,13	/	4,17	/	2,07	0,97	1,10
	5.	2,13	2,13	4,17	1,59	3,45	2,75	0,33	0,37
	6.	2,13	/	1,59	/	0,6	/	0,28	0,32
I	7.	/	2,13	/	4,17	/	2,14	1,07	1,07
	8.	2,13	2,13	4,17	1,59	3,46	2,76	0,33	0,37
	9.	2,13	/	1,59	/	0,62	/	0,31	0,31

\* - Efforts tranchants :

Niv.	Travée	$l_i$ (m)	$q$ t/m	$M_w$ (6.m)	$H_c$	$T_{v=0}$ (t)	$T_{x=l}$ (t)
III	1-2	5,10	1,967	0,88	3,10	5,45	-4,58
	2-3	3,15	1,967	2,70	0,36	2,35	-3,84
II	4-5	5,10	2,13	2,07	3,45	5,70	-5,16
	5-6	3,15	2,13	2,75	0,60	2,67	-4,03
I	7-8	5,10	2,13	2,14	3,46	5,69	-5,17
	8-9	3,15	2,13	2,76	0,62	2,67	-4,03

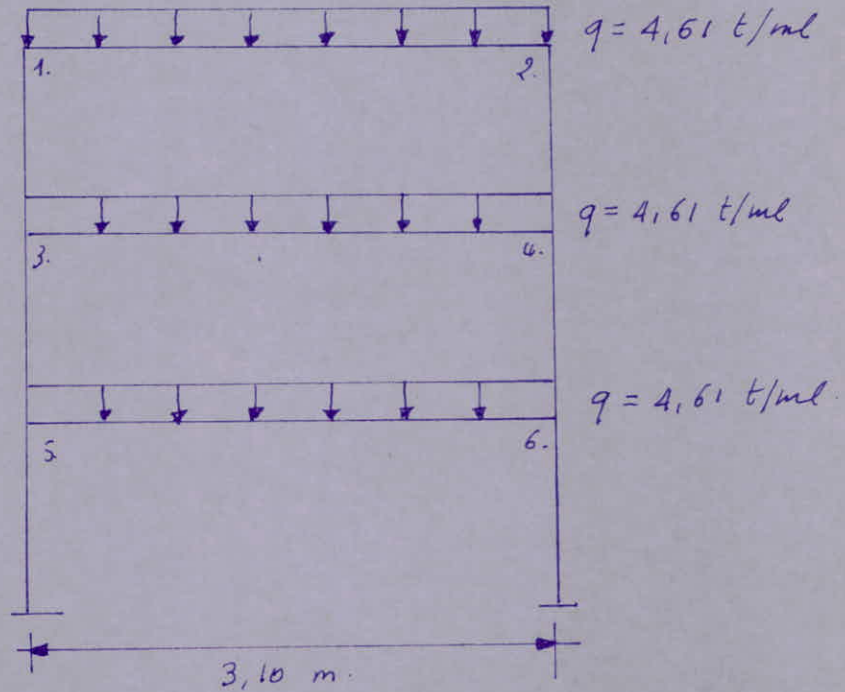






\*- Etude du portique 9-9.

\*- Schema statique et chargement :



Remarque:

La charge au niveau tenante est légèrement supérieure à celle des niveaux courants, pour simplifier les calculs, on uniformisera la charge pour tous les niveaux ( $q_{max} = 4.61 \text{ t/ml}$ ).

\*- Caractéristique géométriques:

Nœud	$l_w$ (m)	$l_e$	$h_n$	$h_s$	$10^{-4} \text{ m}^4$				$10^{-4} \text{ m}^3$								
					$I_w$	$I_e$	$I_n$	$I_s$	$l'_w$	$l'_e$	$h'_n$	$h'_s$	$K_w$	$K_e$	$K_n$	$K_s$	$D$
1.	/	3,10	/	3,32	/	31,25	/	10,71	/	2,48	/	2,656	/	12,60	/	4,03	16,63
2.	3,10	/	/	3,32	31,25	/	/	10,71	2,48	/	/	2,656	12,60	/	/	4,03	16,63
3.	/	3,10	3,32	3,32	/	31,25	10,71	10,71	/	2,48	2,988	2,656	/	12,60	3,58	4,03	20,81
4.	3,10	/	3,32	3,32	31,25	/	10,71	10,71	2,48	/	2,988	2,656	12,60	/	3,58	4,03	20,81
5.	/	3,10	3,32	3,32	/	31,25	10,71	10,71	/	2,48	2,656	2,656	/	12,60	4,03	4,03	20,81
6.	3,10	/	3,32	3,32	31,25	/	10,71	10,71	2,48	/	2,656	2,656	12,60	/	4,03	4,03	20,81



\*- Moments dans le portique sous G+1,2P

Niv	nœud	$q \frac{l^3}{6}$	$q_e$	$M'_w$	$M'_e$	$M_w$	$M_e$	$M_n$	$M_s$
III	1.	/	4,61	/	2,362	/	0,572	/	0,572
	2.	4,61	/	2,362	/	0,572	/	/	-0,572
II	3.	/	4,61	/	2,362	/	0,889	0,418	0,470
	4.	4,61	/	2,362	/	0,889	/	-0,418	-0,470
I	5.	/	4,61	/	2,362	/	0,921	0,460	0,460
	6.	4,61	/	2,362	/	0,921	/	-0,460	-0,460

\*- Efforts tranchants sous G+1,2P.

Niv.	Travée	$l_i$	$q \frac{l^3}{6}$	$M_w$ (t.m)	$M_e$	$T_{x=0}$ (t)	$T_{x=l}$ (t)
III	1-2	3,10	4,61	0,572	0,572	7,145	-7,145
II	3-4	3,10	4,61	0,889	0,889	7,145	-7,145
I	5-6	3,10	4,61	0,921	0,921	7,145	-7,145

\*- Moments dans les poutres sous G+1,2P.

Niv	Travée	$l_i$ (m)	$q \frac{l^3}{6}$	$M_0$	$M_w$	$M_e$	$M_c$
III	1-2	3,10	4,61	5,537	0,572	6,368	0,572
II	3-4	3,10	4,61	5,537	0,889	6,368	0,889
I	5-6	3,10	4,61	5,537	0,921	6,369	0,921

On doit vérifier que  $M_e + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,15 M_0$

d'où  $M_e \geq 1,15 M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$

on prendra la limite cad:  $M_e = 1,15 M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$

où  $M_0 = \frac{q l^2}{8}$  (Moment instatique).



\* - Moments en tête et à la base des poteaux :

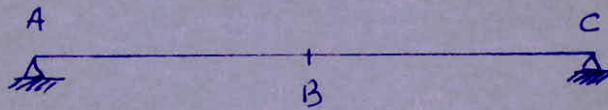
G+1,2P

Poteaux	M <sub>tête</sub>	M <sub>base</sub>
1	0,572	-0,418
2	-0,572	0,418
3	0,470	0,460
4	-0,470	0,46
5	0,460	-0,46
6	-0,46	+0,46

\* - Efforts normaux des poteaux

Poteau	P. Propre (t)	N (t)	Ncum. (t)
1	0,872	7,145	8,017
2	"	7,145	8,017
3	"	7,145	16,034
4	"	7,145	16,034
5	"	7,145	24,051
6	"	7,145	24,051

\* - Ferraillage des différents sections dangereuses dans la poutre.



Section	M t.m	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )	choix aciers.
A	0,921	0,744	0	
B	6,368	5,474	0	
C	0,921	0,744	0	

Remarque :

Les différents vérifications sont satisfaites.



ARMATURES TRANSVERSALES.

\* Les armatures transversales seront calculées à l'aide de l'effort tranchant max (parmi les poutres d'un même étage) Pour chaque niveau.

Niveau III:  $T = 7,48 \text{ t}$ ,  $M_{\text{corr}} = 2,72 \text{ t.m}$ ,  $A = 2,26 \text{ cm}^2$

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 2,26}{30 \times 46} = 0,1637 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9342 \\ k = 61,0 \end{cases} \quad \begin{cases} \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \\ 45,9 < 137 \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{7480}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 46} = 6,194 \text{ kg/cm}^2. \quad \bar{\tau}_{b_1} = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_{b_2} = (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}) \cdot \bar{\sigma}_b = 22,59 \text{ kg/cm}^2$$

• on a  $\tau_b < \bar{\tau}_{b_1}$  et  $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$

donc des cadres et des étriers verticaux seront utilisés.

\* Contrainte admissible des armatures transversales.

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \sigma_{en} \quad ; \quad \rho_a = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} = 0,88 \\ 2/3 \end{array} \right\} = 0,88$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,88 \cdot 2400 = 2112 \text{ kg/cm}^2$$

• on prend un cadre + 1 étrier  $\phi 8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

$$t_0 = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot 3}{T_{\text{max}}} = \frac{2,01 \cdot 2112 \cdot 40,25}{7480} = 22,84 \text{ cm.}$$

$$\text{Espacement admissible: } \bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2h = 9,2 \text{ cm.} \\ t_2 = (1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}) h = 31,51 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

\* Compléments aux parasismiques (C.T.C):

- Dans la zone nodale:  $\bar{t} = \min \{ 0,3h_t, 12\phi_t \} = 9,5 \text{ cm}$

- Hors de la zone nodale:  $\bar{t} = 0,5h_t = 25 \text{ cm}$

On prend  $t = 9 \text{ cm}$  dans la zone nodale, ailleurs suite de Caquot.



\* - Pour les niveaux II et I, nous donnons les résultats de calcul seulement.

- Niveau II.

.  $T_{max} = 10,52 t$  ;  $\sigma'_b = 70 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\tau_{b_1} = 20,65 \text{ kg/cm}^2$   
.  $M_{ess} = 5,61 t \cdot m$  ;  $\tau_b = 8,71 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\tau_{b_2} = 20,52 \text{ kg/cm}^2$   
A =  $4,79 \text{ cm}^2$ ,  $\sigma'_b = 70 \text{ kg/cm}^2$ .

C.T.C :

. zone nodale :  $\bar{t} = \min \{ 0,3 h_t, 12 \phi \} = 9,6 \text{ cm}$

. en dehors :  $\bar{t} = 0,5 h_t = 25 \text{ cm}$

on a  $\tau_b < \tau_{b_1}$  et  $\sigma'_b < \sigma_b < 2 \sigma'_{b_0}$  (cadres et étriers verticaux).

.  $\rho_a = 0,8359$  ;  $\bar{\sigma}_{at} = 2006,16 \text{ kg/cm}^2$ .

. on prend 1 cadre + 1 étrier  $\phi 6 \rightarrow A_t = 1,01 \text{ cm}^2$

.  $t_0 = 15,42 \text{ cm}$  ;  $\bar{t} = 25,62 \text{ cm}$ .

. On prendra alors  $t = 9 \text{ cm}$  dans la zone nodale, puis on aura la pente de Caprot ailleurs.

- Niveau I :

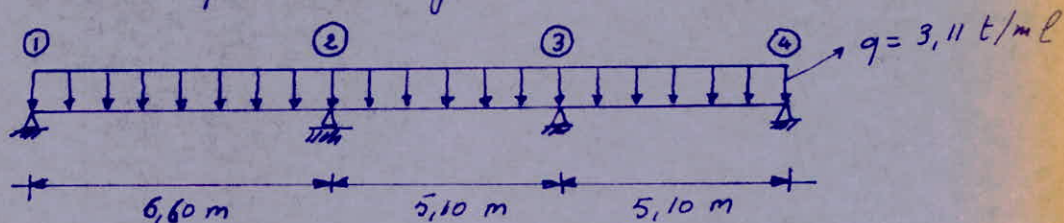
Dans ce niveau, on a  $T_{max} = 10,50 t$ , on peut donc utiliser le m<sup>ême</sup> ferrailage et le même espacement de cadres que le niveau N<sup>o</sup> II.



## ÉTUDE DES POUTRES TRANSVERSALES

1°/ Poutre (A-A). 30x50;  $h = 46$  cm.

\*- Schéma statique et chargement :



\*- méthode de Caquot :

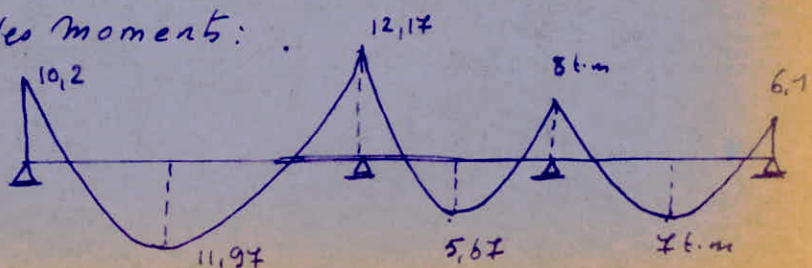
. Soit le tableau suivant donnant les moments dans la poutre.

Travée	sous G		sous G+1,2P.			
	Mw	Me	M <sub>0</sub>	Mw	Me	Me
1-2	4,5	5,36	16,9	10,2	11,97	12,17
2-3	5,36	3,52	10,11	12,7	5,67	8
3-4	3,52	2,68	10,11	8	7	6,1

\*- Efforts tranchants : (G+1,2P.)

Travée	li	q t/ml	Mw (t.m)	Me	T <sub>x=0</sub> (t)	T <sub>x=l</sub> (t)
1-2	6,60	3,11	10,2	12,17	10,561	-9,964
2-3	5,10	3,11	12,7	8	7,008	-8,852
3-4	5,10	3,11	8	6,1	7,558	-8,303

\*- Diagramme des moments :





\* - Ferrailage: Méthode de PCHARON .

Armatures longitudinales :

• Poend ① :  $M = 10,2 \text{ t.m}$  ;  $h = 46 \text{ cm}$

$A = 8,98 \text{ cm}^2$  ;  $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \rightarrow (A' = 0)$ .

• Poend ② :  $M = 12,170 \text{ t.m}$ .

$A = 10,82 \text{ cm}^2$  ;  $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b (A' = 0)$ .

• Poend ③ :  $M = 8 \text{ t.m}$ .

$A = 6,95 \text{ cm}^2$  ;  $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b (A' = 0)$ .

• Poend ④ :  $M = 6,1 \text{ t.m}$ .

$A = 5,23 \text{ cm}^2$  ;  $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b (A' = 0)$ .

\* - efforts à mi-travée :

•  $M_{t_1} = 11,97 \text{ t.m}$ .

$A = 10,63 \text{ cm}^2$  ;  $(A' = 0)$  ( $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$ )

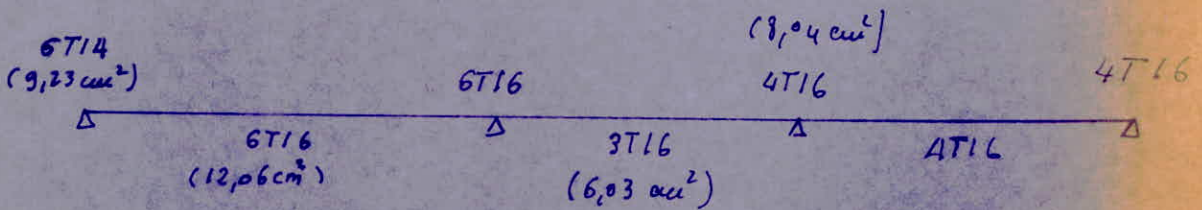
•  $M_{t_2} = 5,67 \text{ t.m}$

$A = 4,84 \text{ cm}^2$  ( $A' = 0$ )

•  $M_{t_3} = 7 \text{ t.m}$

$A = 6,04 \text{ cm}^2$  ;  $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b (A' = 0)$ .

\* - Choix des aciers :





\*. Verifications :

10/ Effets hauchants :

$$\begin{matrix} T_{max} = 10,561 t \\ M_{corr} : 10,2 t.m \end{matrix} \left\{ \begin{array}{l} \text{appui N}^{\circ} 2, \text{ Travée (1-2).} \end{array} \right.$$

$$A \geq \left( \frac{T+M}{3} \right) \frac{1}{\bar{\sigma}_a} = \left( \frac{10561 - \frac{1020000}{40,25}}{3} \right) \frac{1}{2800} < 0 \text{ (verifiée)}$$

\*. Verifications à la flèche :

$h_t \geq \frac{1}{10} l = \frac{6,6}{16} = 0,41 \text{ m} < h_t$ , on vérifie alors les 2 autres vérifications :

$h_t \geq \frac{1}{16} \cdot \frac{1197000}{1690000} \cdot 660 = 46,74 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$ .

$\frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\sigma_{cn}} \Rightarrow \frac{12,06}{30 \times 46} = 0,0087 ; \frac{43}{4120} = 0,01 \text{ (verifiée)}$   
 $\sigma_{cn} = 4120 \text{ bars}$

\*. Vérification à la fissuration :

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{12,06}{(2d+\phi)b} = \frac{12,06}{(8+1,6)30} = 0,041$$

$$\sigma_1 = \frac{k_n \cdot \bar{\omega}_f}{\phi} = \frac{10^6 \cdot 1,6}{16} \cdot \frac{0,041}{0,41+1} = 2907,80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k_n \cdot \bar{\omega}_f}{\phi}} = 1827,78 \text{ kg/cm}^2$$

d'où alors :

$$\sigma_f = \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \\ \max \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \right) \end{array} \right\} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

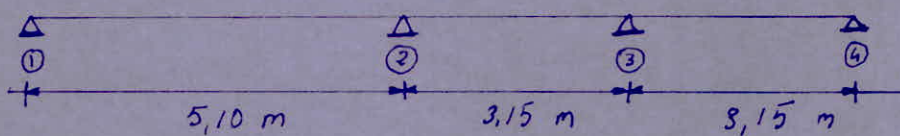
on a bien  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$  - à considérer ds les calculs



2°/ Poutre Transversale (B-B)

. Dimension 30x50, trois travées inégales avec charges différentes sur les trois travées.

\*. Schéma statique et chargement :



. Charges permanentes :

- travée (1-2) :  $g_1 = 1,756 \text{ t/ml}$

- travée (2-3) :  $g_2 = 1,631 \text{ t/ml}$

- Travée (3-4) :  $g_3 = 1,306 \text{ t/ml}$

. Surcharges :

- travée (1-2) :  $s_1 = 0,632 \text{ t/ml}$

$$q_1 = g_1 + 1,2s_1 = 2,515 \text{ t/ml}$$

- Travée (2-3) :  $s_2 = 0,575 \text{ t/ml}$

$$q_2 = 2,322 \text{ t/ml}$$

- Travée (3-4) :  $s_3 = 0,426 \text{ t/ml}$

$$q_3 = 1,818 \text{ t/ml}$$

\*. Calcul des moments : Méthode forfaitaire :

Sachant que le rapport  $\frac{l_i}{l_{i+1}}$  n'est pas compris entre  $[0,8, 1,25]$ ; mais conformément au C.C.B.A 68, Art. 55,32

P.106; on calcule séparément les moments (méthode forfaitaire)

sous les charges permanentes les plus défavorables, puis sous les surcharges les plus défavorables, on ferrillera avec les moments globaux dus à ces chargements.



\* Calcul des effets Transversaux:

$$T_g = q_g \frac{l}{2} \quad ; \quad T_d = q_d \cdot \frac{l}{2}$$

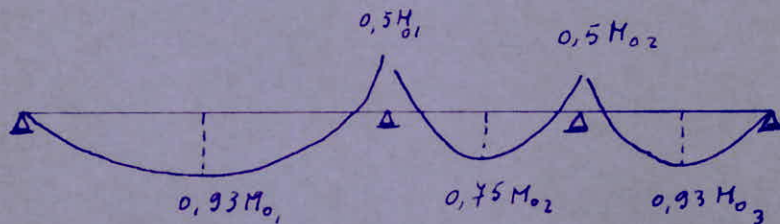
. Appuis de rives:

$$T = T_g \text{ ou } T_d$$

. Appuis intermédiaires

$$T_i = T_{g_i} + T_{d_i} \quad . \quad \text{En les majorant de } 10\%$$

\* Diagrammes des moments:



\* Evaluation des moments isostatiques:

$$M_{01} = q_1 \frac{l_1^2}{8} = 2,515 \frac{5,10^2}{8} = 8,18 \text{ t.m.}$$

$$M_{02} = q_2 \frac{l_2^2}{8} = 2,88 \text{ t.m.}$$

$$M_{03} = q_3 \frac{l_3^2}{8} = 2,25 \text{ t.m.}$$

\* Calcul des armatures longitudinales: (Méthode P. CHARON).

- En travée:

. travée (1-2):  $8,18 \times 0,93 = 7,6 \text{ t.m.} = M_{t1}$

$$A = 6,6 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \rightarrow (A' = 0)$$

. travée (2-3):  $M_{t2} = 0,75 \cdot 2,88 = 2,16 \text{ t.m.}$

$$A = 1,78 \text{ cm}^2 \quad , \quad \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \rightarrow (A' = 0)$$

. travée (3-4):  $M_{t3} = 0,93 \cdot 2,25 = 2,095 \text{ t.m.} ; A = 1,72 \text{ cm}^2$

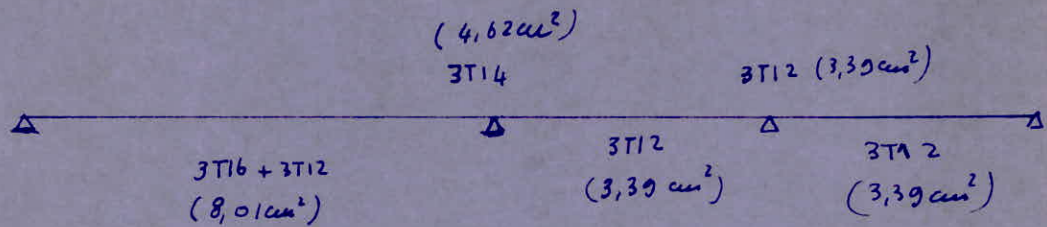
- aux appuis:

$$M_{a2} = 4,09 \text{ t.m.} \rightarrow A = 3,45 \text{ cm}^2 \quad (A' = 0)$$

$$M_{a3} = 1,44 \text{ t.m.} \rightarrow A = 1,17 \text{ cm}^2 \quad (A' = 0)$$



\*. Choix des aciers :



\*. Calcul des efforts Tranchants :

on aura un effort tranchant max. au niveau du nœud N° 2.

$$T_2 = q_g \frac{l_1}{2} + q_d \frac{l_2}{2} = \frac{2,515 \cdot 5,10}{2} + \frac{2,322 \cdot 3,15}{2} = 10,1070 \text{ t.}$$

\*. Les différentes vérifications sont satisfaites.



## CALCUL DES POUTRES LONGITUDINALES DE CHAINAGE. (NON PORTEUSES).

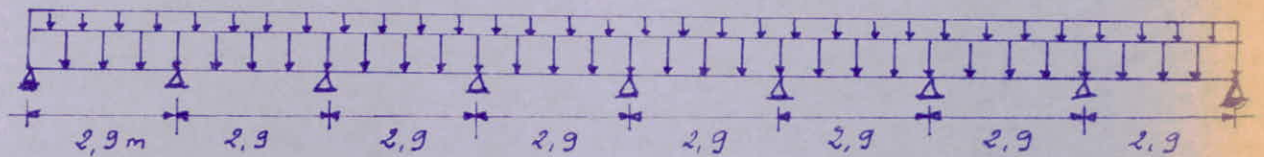
1°/ Poutre I-I

C'est une poutre à travées égales de dimension (30x50), de hauteur utile 46 cm.

\* - Schéma statique et chargement :

. charges permanentes :  $G = 1714,45 \text{ kg/ml}$

. surcharges :  $P = 97,5 \text{ kg/ml}$ .



\* - Calcul des moments :

Les moments sur travée et sur appuis sont donnés par des formules (du aide mémoire RDH) relatives aux poutres à travées égales et charges uniformément réparties.

$$. M_t = \frac{G l^2}{12,9} + \frac{P l^2}{10,1} = 1,2 \text{ t.m. (en travée).}$$

$$. M_a = \frac{G l^2}{9,8} - \frac{P l^2}{8,4} = 1,372 \text{ t.m (sur appui).}$$

\* - Ferrailage de la poutre : (Méthode de H<sup>e</sup> P. CHARON)

1°/ En travée :  $M_t = 1,2 \text{ t.m.}$ ,  $b = 30 \text{ cm.}$ ,  $h = 46 \text{ cm.}$   $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$$. \mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0094 \xrightarrow{\text{Tabl.}} \begin{cases} \epsilon = 0,9563 \\ k = 99,5 \end{cases} \quad \begin{cases} \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \\ \Rightarrow (A' = 0) \end{cases}$$

$$. A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 1 \text{ cm}^2.$$



Sur appui :  $M_a = -1,372 \text{ t.m.}$

$$\mu = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0115 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9519 \\ k = 89 \end{cases} \quad \begin{matrix} \sigma'_b < \bar{\sigma}_b \\ (A' \neq 0) \end{matrix}$$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 1,12 \text{ cm}^2$$

\* Vérifications:

1° Condition de non fragilité:

$$A \geq A_{\text{min}} = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 1,34 \text{ cm}^2$$

d'où alors  $A$  doit être  $> 1,34 \text{ cm}^2$ .

2° Effort tranchant

$$T = (6 + 1,2P) l = 5,254 \text{ t.}$$

$$A \geq \frac{T}{\bar{\sigma}_a} + \frac{M_a}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{5,254}{2800} - \frac{137200}{\frac{7 \cdot 46 \cdot 2800}{8}} = 0,67 \text{ cm}^2$$

\* Choix des aciers:

En travées : 3T12 (2,35 cm<sup>2</sup>).

Aux appuis : 3T12 (2,35 cm<sup>2</sup>).



2°/ Poutre Longitudinale (II-III).

\* Poutre à 2 travées inégales avec une charge concentrée sur la 2<sup>e</sup> travée (qui est la réaction de la poutre transversale (BB) sur celle-ci). Dimensions 30x70 ; h=66 cm.

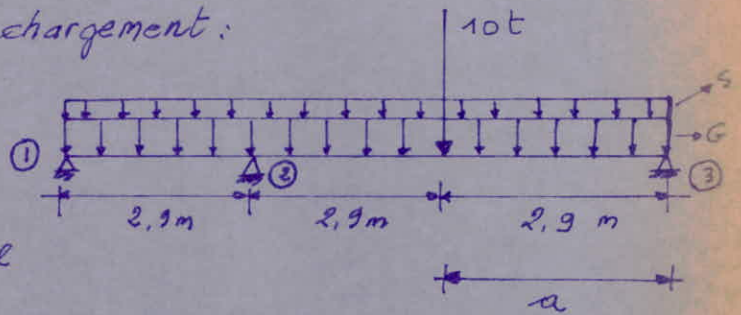
La méthode de calcul est celle de Caquot en négligeant la solidarité avec les poteaux ( $K_s = K_n = 0$ ) CC BA 66 ANNEXES A (P.14)

\* Schéma statique et chargement :

$G = 2,5 \text{ t/ml.}$

$S = 1,03 \text{ t/ml.}$

$q = G + 1,2S = 3,71 \text{ t/ml}$



\* Calcul des moments : ( $G + 1,2P$ ).

Les moments aux appuis ( $M_e, M_w$ ) sont donnés directement par les formules suivantes (CC BA 68 AN. A. P.141).

Noeud ① :  $M_e = \frac{q_e l_e'^2}{8,5}$

Noeud ③ :  $M_w = \frac{q_w \cdot l_w'^2}{8,5} + \frac{K \cdot P \cdot l_w'}{8,7}$  ( $\frac{a}{l_w} = 0,5 \xrightarrow{\text{Ech. F.}} K = 0,176$ )

Noeud ② :  $M_e = M_w = \frac{q_e l_e'^3 + q_w \cdot l_w'^3}{8,5(l_e' + l_w')} + \frac{l_e'^2 \cdot K \cdot P}{l_w' + l_e'}$

Noeud ① :

$\left. \begin{array}{l} l_e = 2,9 \text{ m} ; l_e' = 2,32 \text{ m} \\ l_w = 0 ; l_w' = 0 \end{array} \right\} - M_e = 3,71 \text{ t.m.}$

Noeud ② :

$\left. \begin{array}{l} l_w = 2,9 \text{ m} ; l_w' = 2,9 \text{ m} \\ l_e = 5,8 \text{ m} ; l_e' = 5,8 \text{ m} \end{array} \right\} (X=1) \quad M_e = M_w = 17,57 \text{ t.m.}$

Noeud ③ :  $l_w = 5,8 \text{ m} ; l_w' = 4,64 ; M_w = 17,28 \text{ t.m.}$



\* - Calcul des moments sous  $G$ :  $G = 2,5 \text{ t/ml}$

. Nœud ① :  $M_e = \frac{q_e \cdot l'^2}{8,5} = 1,57 \text{ t.m.}$   $P_G = 6,98 \text{ t}$  ( $G$  de la poutre B-B)

. Nœud ② :  $M_e = M_w = \frac{q (l'_e{}^3 + l'_w{}^3)}{8,5 (l'_e + l'_w)} + \frac{k \cdot P_G \cdot l'_e{}^2}{l'_w + l'_e} = 12 \text{ t.m.}$

. Nœud ③ :  $M_w = \frac{q_w l'_w{}^2}{8,5} - k P_G l'_w = 11,83 \text{ t.m.}$

\* - Calcul des moments en travées :

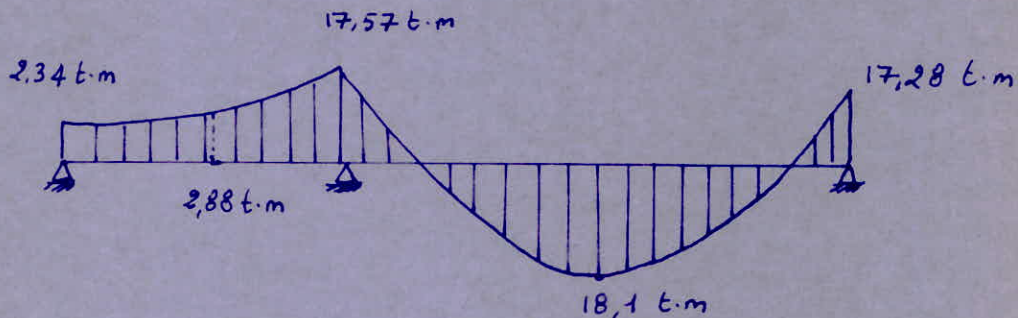
.  $M_{o_1} = \frac{(G + 1,2P) l^2}{8}$  (Pour travée 1-2). } Moments isostatiques.

.  $M_{o_2} = \frac{(G + 1,2P) l^2}{8} + \frac{P l}{4}$  (Pour travée 2-3)

.  $M_{t_1} = M_{o_1} - \frac{M_G^{(w)} + M_G^{(e)}}{2} = -2,88 \text{ t.m}$  (Travée 1-2).

.  $M_{t_2} = M_{o_2} - \frac{M_G^{(w)} + M_G^{(e)}}{2} = 18,1 \text{ t.m.}$  (Travée 2-3).

\* - Diagramme des moments :





\* Calcul des effets tranchants : (G+1,2P)

Travée	$l_i$ (m)	$M_w$ t.m	$M_c$	$q$ t/ml	$T_{x=0}$ (t)	$T_{x=l}$ (t)
1-2	2,90	2,34	17,57	3,71	10,63	-0,127
2-3	5,80	17,57	17,28	3,71	15,70	-15,80

$$\rightarrow T_{x=0} = \pm \frac{ql}{2} + \frac{M_c - M_w}{l}$$

Pour la travée (2-3)  $T_{x=0} = \pm \frac{ql}{2} \pm \frac{P}{2} + \frac{M_c - M_w}{l}$  ; (P=10t)

\* Ferrailage :

• Armatures longitudinales : (Méthode P.CHARON)

1°) aux appuis :

- Nœud ① :  $M = 2,34$  t.m.

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0095 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9561 \\ k = 99 \end{cases} \quad \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \quad (A' = 0)$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 1,32 \text{ cm}^2$$

- Nœud ② :  $M = 17,57$  t.m.

$$\mu = 0,0720 \xrightarrow{\text{Tabl.}} \begin{cases} \epsilon = 0,891 \\ k = 30,5 \end{cases} \quad \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \quad (A' = 0)$$

$$A = 10,67 \text{ cm}^2$$

- Nœud ③ :  $M = 17,28$  t.m.

$$\mu = 0,0708 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8911 \\ k = 30,9 \end{cases} \quad \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \rightarrow (A' = 0)$$

$$A = 10,49 \text{ cm}^2$$

2°) En travée :

- travée (1-2) :  $M_t = -2,88$  t.m.

$$A = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} \epsilon = 0,9516 \\ k = 88 \end{cases} \quad \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \quad (A' = 0)$$

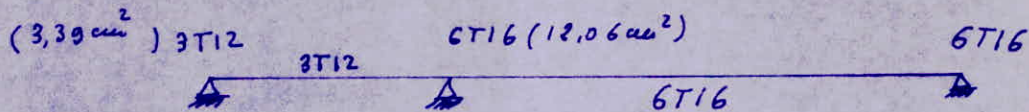
- travée (2-3) :  $M_t = 18,4$  t.m.

$$A = 11,02 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} \epsilon = 0,8889 \\ k = 30 \end{cases} \quad \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \quad (A' = 0)$$



\*- Choix des aciers :



\*- Vérifications :

1°) Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cn}} = 0,69 \cdot 30 \cdot 66 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,92 \text{ cm}^2$$

2°) Effort tranchant :

$$T_{max} = 15,80 \text{ t} \quad ; \quad A \geq \left( T + \frac{M}{8} \right) \frac{1}{\bar{\sigma}_a} = \left( 15800 - \frac{1728000}{57,75} \right) \frac{1}{2800} < 0$$

$$M_{corr} = 17,28 \text{ t} \cdot \text{m}$$

\*- Vérification de la flèche :

$$- h_t \geq \frac{1}{16} l \rightarrow 70 > \frac{580}{16} \text{ cm}$$

$$- h_t \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{H_0} l \rightarrow 70 > \frac{1810000 \cdot 580}{10 \cdot 3010055} = 34,37 \text{ cm}$$

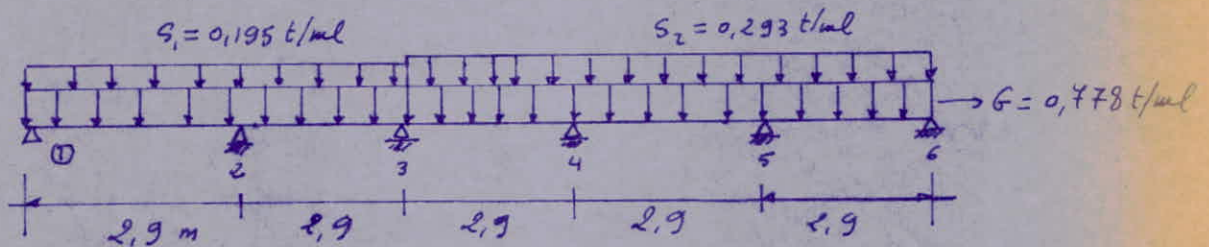
$$* - A \leq \frac{43}{4200} \cdot b \cdot h = \frac{43}{4200} \cdot 30 \cdot 66 = 20,27 \text{ cm}^2$$



\* Poutre longitudinale III-III.

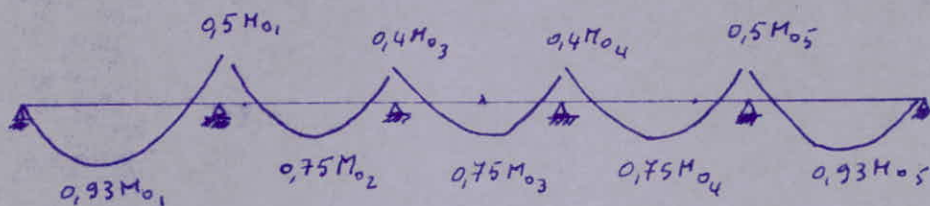
. Dimension (30 x 50), à travées égales.

\* Schéma statique et chargement :



\* Calcul des moments :

On applique la méthode forfaitaire



\* Calcul des moments isostatiques  $M_{0i}$  dus aux charges et surcharges les plus défavorables.

.  $q_{max} = G + S_2 = 1,071 \text{ t/ml}$

.  $M_{0max} = q_{max} \frac{l^2}{8} = 1,125 \text{ t}\cdot\text{m}$

.  $M_{\ell max} = 0,93 M_{0max} = 1,047 \text{ t}\cdot\text{m}$

.  $M_a max = 0,75 M_{0max} = 0,563 \text{ t}\cdot\text{m}$

\* Ferrailage (aciers longitudinaux).

$M_{max} = M_{\ell} = 1,047 \text{ t}\cdot\text{m} \rightarrow A = 0,85 \text{ cm}^2 \quad (A' = 0)$

or  $A_{n.f} \geq 1,36 \text{ cm}^2$ , donc on adoptera le même ferrailage que la poutre (I-I), c-à-d : 3T12 en travées et aux appuis.

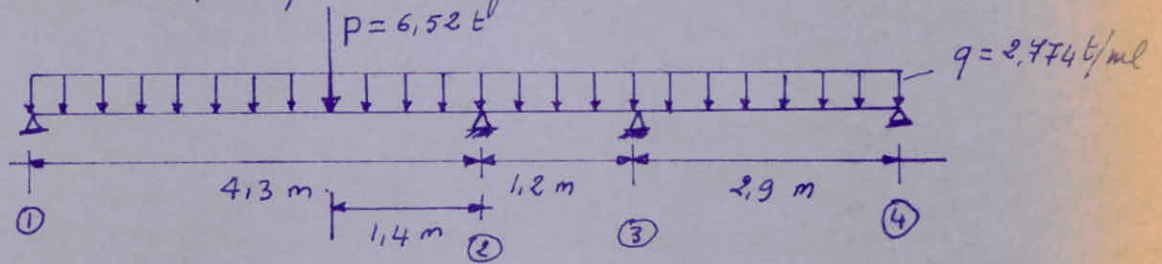
\* Les vérifications sont satisfaites. (Voir Poutre I-I).



\* - Poutre longitudinale (IV-IV)

. Poutre de dimensions  $30 \times 50$ , travées inégales, avec charge concentrée sur la travée (1-2) qui est la réaction  $R_2$  de la Poutre transversale porteuse ( $P = 6,52 t$ )

\* - Schéma statique et chargement: sous G+1,2P:



\* - La méthode de calcul est celle de M<sup>o</sup> Caquot exposée dans la 1<sup>ère</sup> Partie, ainsi nous donnerons tous les résultats sous forme de tableaux.

\* - Calcul des moments aux appuis:

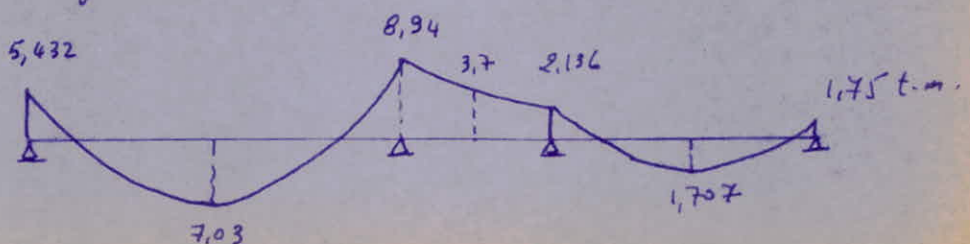
Voit le tableau suivant:

Noeud	1.	2.	3.	4.
$l'w$	/	4,13	0,96	2,32
$l'e$	3,44	0,96	2,9	/
$M_w$ (t.m)	/	8,94	2,136	1,75
$M_e$	5,432	8,94	2,136	/

\* - Moments en travées:

- .  $M_{t1} = 7,03 t \cdot m$
- .  $M_{t2} = -3,7 t \cdot m$
- .  $M_{t3} = 1,707 t \cdot m$

\* - Diagramme des moments:





\* - Calcul des efforts tranchants :

Travée	$l_i$ (m)	$M_w$	$M_e$	$q$ t/ml	$T_{x=0}$ (t)	$T_{x=l}$ (t)
1-2	4,3	5,432	8,94	2,774	10,039	-8,408
2-3	1,2	8,94	2,136	2,774	-4,005	-7,334
3-4	2,9	2,136	1,75	2,774	3,889	-4,155
$P = 6,52 \text{ t}$ Tr. (1-2)						

\* - Ferrailage :

- Armatures longitudinales : (Méthode de M<sup>r</sup> P. CHARON)

- Noeud ① :  $M_a = 5,432 \text{ t.m}$  ;  $h = 46 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{Tabl}{0,0458} \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,9098 \\ k = 40,4 \end{cases} \quad \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 69,3 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow (A' = 0)$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = 4,64 \text{ cm}^2$$

- Noeud ② :  $M_a = 8,94 \text{ t.m}$ .

$$A = 7,82 \text{ cm}^2, \quad \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{29,8} = 93,95 < 137 \text{ (A' = 0)}$$

- Noeud ③ :  $M_a = 2,136 \text{ t.m}$ .

$$A = 1,76 \text{ cm}^2, \quad k = 69,5 \rightarrow \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \rightarrow (A' = 0)$$

- Noeud ④ :  $M_a = 1,75 \text{ t.m}$ .

$$A = 1,43 \text{ cm}^2 ; \quad \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \rightarrow (A' = 0)$$

\* - Travée (1-2) :  $M_t = 7,03 \text{ t.m}$ .

$$A = 6,071 \text{ cm}^2, \quad \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \rightarrow (A' = 0)$$

\* - Travée (2-3) :  $M_t = -3,76 \text{ t.m}$ .

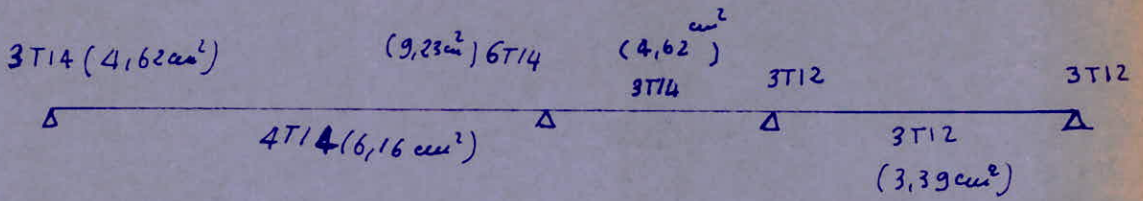
$$A = 3,11 \text{ cm}^2 ; \quad (A' = 0)$$

\* - Travée (3-4) :  $M_t = 1,707 \text{ t.m}$ .

$$A = 1,4 \text{ cm}^2 ; \quad (A' = 0)$$



\* - Choix des aciers :



\* - Vérifications :

1°/ Non fragilité :

$$A_s \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} = 1,33 \text{ cm}^2 \text{ (Vérifiée)}$$

2°/ Effort tranchant :

$$T_{max} = 10,039 \text{ t} ; M_{con} = 5,432 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$A_s \geq \left( \frac{T + M}{3} \right) \frac{1}{\sigma_a} = \frac{10039}{2800} - \frac{543200}{2800 \cdot 40,65} = < 0 \text{ (vérifiée)}$$

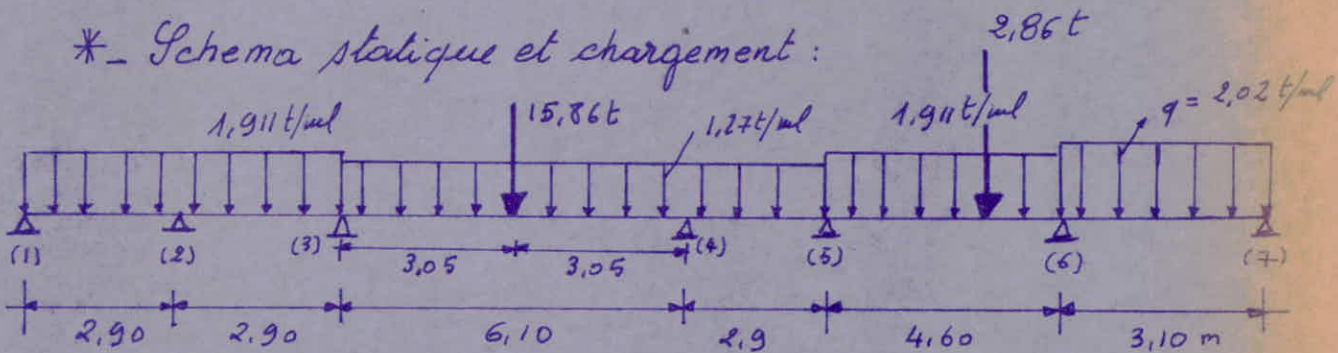
— o — o —



\* POUTRE LONGITUDINALE (V-V)

. Poutre à travées inégales, de 30x70, avec 2 charges consenties, l'une étant la 4<sup>e</sup> réaction de la poutre Transversale (A-A) appliquée au niveau de la travée (3-4), l'autre étant celle de la poutre transversale (B-B) appliquée en travée (5-6) voir schéma.

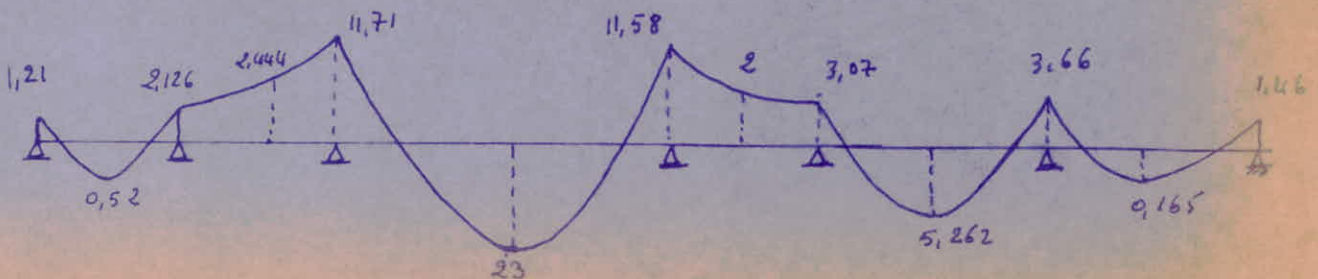
\* Schéma statique et chargement :



\* Calcul des moments. Méthode Caquot :

. Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Travée	SOUS G			SOUS G+1,2P		
	Mw	Me	Mo	Mw	Me	Mo
1-2	1,48	2,018	2	1,21	0,519	2,126
2-3	2,078	7,075	2	2,126	-2,444	11,71
3-4	7,075	6,88	27,2	11,71	23,00	11,58
4-5	6,88	2,635	0,93	11,58	-2	3,07
5-6	2,635	3,20	8,68	3,07	5,262	3,66
6-7	3,20	1,31	2,42	3,66	0,165	1,46





\* Calcul des efforts tranchants :

Travée	li (m)	M <sub>uo</sub> t.m	M <sub>e</sub>	q <sup>t</sup> /ml	T <sub>x=0</sub> (t)	T <sub>x=l</sub> (t)
1-2	2,90	1,21	2,126	1,911	3,086	-2,455
2-3	2,90	2,126	11,71	1,911	6,075	0,533
* 3-4	6,10	11,71	11,58	1,27	11,782	11,824
4-5	2,9	11,58	3,07	1,27	-1,093	-4,476
* 5-6	4,60	3,07	3,66	1,911	5,953	-5,697
6-7	3,10	3,66	1,46	2,02	2,421	-3,840

$P_1 = 15,86 \text{ t}$  sur trav. (3-4)  
 $P_2 = 2,86 \text{ t}$  sur trav. (5-6)

\* Armatures longitudinales :

• Noeud ② :  $M = 2,126 \text{ t.m.}$  ,  $h = 66 \text{ cm.}$

$A = 1,2 \text{ cm}^2$  ( $A' = 0$ ) du fait que  $\sigma_b < \bar{\sigma}'_b$ .

• Noeud ③ :  $M = 11,71 \text{ t.m.}$

$A = 6,98 \text{ cm}^2$  . ( $A' = 0$ )

$M_{t_2} = 2,444 \text{ t.m.}$

$A = 1,38 \text{ cm}^2$  ( $A' = 0$ )

$M_{t_3} = 23 \text{ t}$

$A = 14,19 \text{ cm}^2$  ( $A' = 0$ )

• Noeud ⑥ :  $M_u = 3,66 \text{ t.m.}$

$A = 2,09 \text{ cm}^2$  , ( $A' = 0$ )

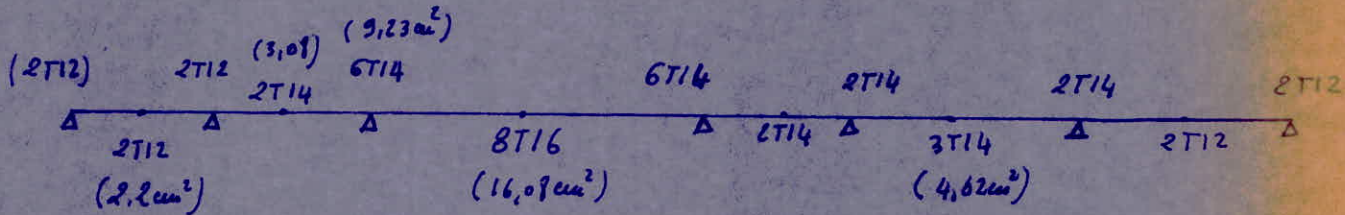
$M_{t_5} = 5,262 \text{ t.m.}$

$A = 3,04 \text{ cm}^2$

Remarque : Les autres sections sollicitées ayant des moments proches ou légèrement inférieurs seront ferrillées avec des sections d'acier trouvées respectivement.



\* Choix des aciers :



\* Verification :

- Effort tranchant :

$$T_{\max} = 11,924 \text{ t}, \quad M_{\text{corr}} = 11,58 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$A) \left( T + \frac{M}{3} \right) \frac{1}{\sigma_a} = \left( 11924 - \frac{1158000}{57,75} \right) \frac{1}{\sigma_a} < \sigma \quad (\text{vérifiée})$$

\* Verification à la flèche :

$$\bullet \quad h_t \geq \frac{1}{16} l = \frac{610}{16} = 38,12 \text{ or } h_t = 70 > 61 \quad (\text{vérifiée})$$

$$\bullet \quad h_t \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} l = \frac{1}{10} \cdot \frac{23 \cdot 10^5}{28,2 \cdot 10^5} \cdot 610 = 49 \quad (\text{vérifiée})$$

~ o ~ o ~ o ~ o ~



\* Remarque :

La poutre longitudinale VI-VI sera ferrillée de la même façon que la poutre III-III.

### o ARMATURES TRANSVERSALES o

\* Pour ferrillons la poutre longitudinale V qui est la plus sollicitée et nous adoptons le même ferrillage pour toutes poutres qu'elles soient transversales ou longitudinales.

\* Pour la poutre V-V :

$$T_{max} = 11,824 \text{ t (appui ou noeud (4))}$$

$$M_{corr} = 11,58 \text{ t.m. ; } A = 9,23$$

$$\% \text{ d'acier } \bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{923}{30 \cdot 66} = 0,466 \rightarrow \begin{cases} K = 33,3 \\ \epsilon = 0,8965 \\ \mu = 0,0627 \end{cases}$$

$$\sigma'_a = \frac{15M}{\mu \cdot b h^2} = 2119,93 \text{ kg/cm}^2 < 2400 = \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma'_a}{K} = \frac{2119,93}{33,3} = 63,66 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137$$

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{11824}{30 \cdot 57,75} = 6,82 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{b_1} = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{b_2} = \left( 4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}} \right) \bar{\sigma}'_b = 21,066 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{On a } \tau_b < \tau_{b_1} \text{ et } \sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b_0}$$

\* On utilisera donc des cadres + étriers }  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$   
 $\phi 8$

$$t_0 = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}}$$



\*- Contrainte admissible des armatures transversales :

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \bar{\sigma}_{en} \quad \text{avec} \quad \rho_a = \max \left\{ 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} = 0,87 \right\} = 0,871$$
$$\bar{\sigma}_{at} = 0,871 \cdot 2400 = 2090,4 \text{ kg/cm}^2 \quad \frac{2}{3}$$

$$\text{d'où alors} \quad t_0 = \frac{2,01 \cdot 57,75 \cdot 2090,4}{11824} = 20 \text{ cm.}$$

\*- Espacement admissible :

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2h = 13,2 \text{ cm.} \\ t_2 = \left( 1 - 0,3 \cdot \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) h = 43,1 \end{array} \right\} = 43 \text{ cm.}$$

\*- Complément (C.T.C.)

$$\cdot \text{Zone nodale : } \bar{t} = \min (0,3h_t, 12\phi) = 9,6 \text{ cm}$$

$$\cdot \text{En dehors de celle-ci : } \bar{t} = 0,5h_t = 35 \text{ cm}$$

De ce fait, on prend un espacement de  $t = 9 \text{ cm}$  en zone nodale et la suite de ce qui est ailleurs, tout en gardant  $t < 35 \text{ cm}$  dans cette zone.

Toutes les parties étudiées seront ferrillées de la même sorte transversalement et auront les mêmes espacements calculés ci-dessus.



## - ÉTUDE DE POTEAUX -

- Notre bâtiment <sup>comprend</sup> des poteaux à section rectangulaire et deux poteaux circulaires de  $\phi = 35$  sous la sollicitation (G+1,2P)
- Poteaux de 30x35 mm  $\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} \text{ et } M_{\max} \\ M_{\text{corr}} \quad N_{\text{corr}} \end{array} \right.$
  - Tandis que les 2 poteaux circulaires sont calculés en compression simple  $N_{\max}$  et  $M_{\text{corr}} = 0$
  - Notons que l'un des poteaux s'arrête au niveau du 1<sup>er</sup> étage, et l'autre traversant toute la structure.
- \*. Nos calculs ont montré que le poteau le plus sollicité du bâtiment est le poteau circulaire traversant toute la structure, nous ferons les calculs en détail pour ce poteau :

\*.  $\left. \begin{array}{l} N' = 64,46t \\ M = 0 \end{array} \right\} \text{ sous G+1,2P. (compression simple)}$

$S = B = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$  (Poteau carré inscrit dans le cercle).

$H = 3,32 \text{ m}$

$l_c = 0,7 \cdot 3,32 = 2,324 \text{ m.}$

La section d'armatures longitudinales doit vérifier les 3 conditions suivantes :

1°) Section théorique :  $A_L \geq \frac{1}{n} \left( \frac{N'}{\sigma_{b0}} - B \right) = \frac{1}{15} \left( \frac{64460}{68,8} - 900 \right) = 2,46 \text{ cm}^2$

2°)  $A_L \leq \frac{B \times 5}{100} = \frac{900 \times 5}{100} = 45$  (C.C.B.A 68, ART 32, 26)

3°) Section minimale d'acier :

$A_L \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N'}{\sigma_{b0}}$



où  $\theta_1 = 1$  (Poteau intermédiaire).

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} = 1 + \frac{232,4}{4 \times 30 - 2 \times 3} = 3,038$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}} = 1 + \frac{2160}{4200} = 1,514.$$

$$\text{d'où } A_L \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{64460}{68,8} = 5,86 \text{ cm}^2$$

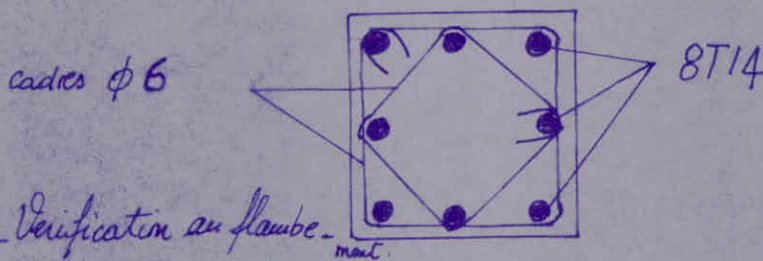
\* Pourcentage minimal d'acier:

$$\frac{A_L}{B} = \omega_L \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{b0}} \quad \text{où } \sigma'_m = \frac{N'}{B} = \frac{64460}{900} = 71,62$$

$$\text{soit } \frac{A_L}{B} = \frac{5,86}{900} = 0,0065.$$

$$\text{et } \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{71,62}{68,8} = 0,0059.$$

\* Le C.T.C impose un pourcentage minimal d'acier qui est de 1% de la section du béton seul du poteau, c'est à dire  $\frac{B}{100} = \frac{900}{100} = 9 \text{ cm}^2$  et que le diamètre minimal des barres en zone II est de 14 mm en acier ferré, de ce fait notre poteau sera ferrillé suivant le C.T.C., c'est à dire  $A_{min} = 9 \text{ cm}^2$   
on prendra 8T14  $\rightarrow S = 12,31 \text{ cm}^2$ .



\* Vérification au flambement.

$$\frac{l_c}{a} < 14,4 \quad \text{pas de flambement.}$$

$$\frac{232,4}{30} = 7,74 < 14,4 \quad \text{nos poteaux ne flambent pas}$$

\* Notons que les aciers transversaux de ces poteaux seront identiques à ceux du bloc "A".



## CALCUL SISMIQUE

I. Recherche des Coefficients Sismiques:

$$\sigma = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot S \quad - \alpha = 1. \text{ (Zone II)}$$

-  $S = 1,15$  (Terrains de Consistance moyenne et fondations superficielles)

- Coeff. de Réponse  $\beta$ .  $\beta = f(T)$

avec  $T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{L+H}}$  - Contreventement par Voiles -

H : hauteur du Bâtiment

L : longueur ——— (Transversal, Longitudinal)

$$H = 11,8 \text{ m.}$$

$$L_T = 17,4 \text{ m.}$$

$$L_L = 25,6 \text{ m}$$

$$T_L = 0,08 \cdot \frac{11,8}{\sqrt{25,6}} \sqrt{\frac{11,8}{25,6 + 11,8}} = 0,104 \text{ s}$$

$$T_T = 0,08 \cdot \frac{11,8}{\sqrt{17,4}} \sqrt{\frac{11,8}{17,4 + 11,8}} = 0,178 \text{ s}$$

Amortissement Moyen:

$$\beta_L = \frac{0,085}{\sqrt{T_L}} = 0,263.$$

$$\beta_T = 0,201$$

- Coeff.  $\delta$ . (distribution)

$$\delta_T = \frac{3r}{2n+1} = \frac{3r}{2 \cdot 3 + 1} = \frac{3}{7} r$$

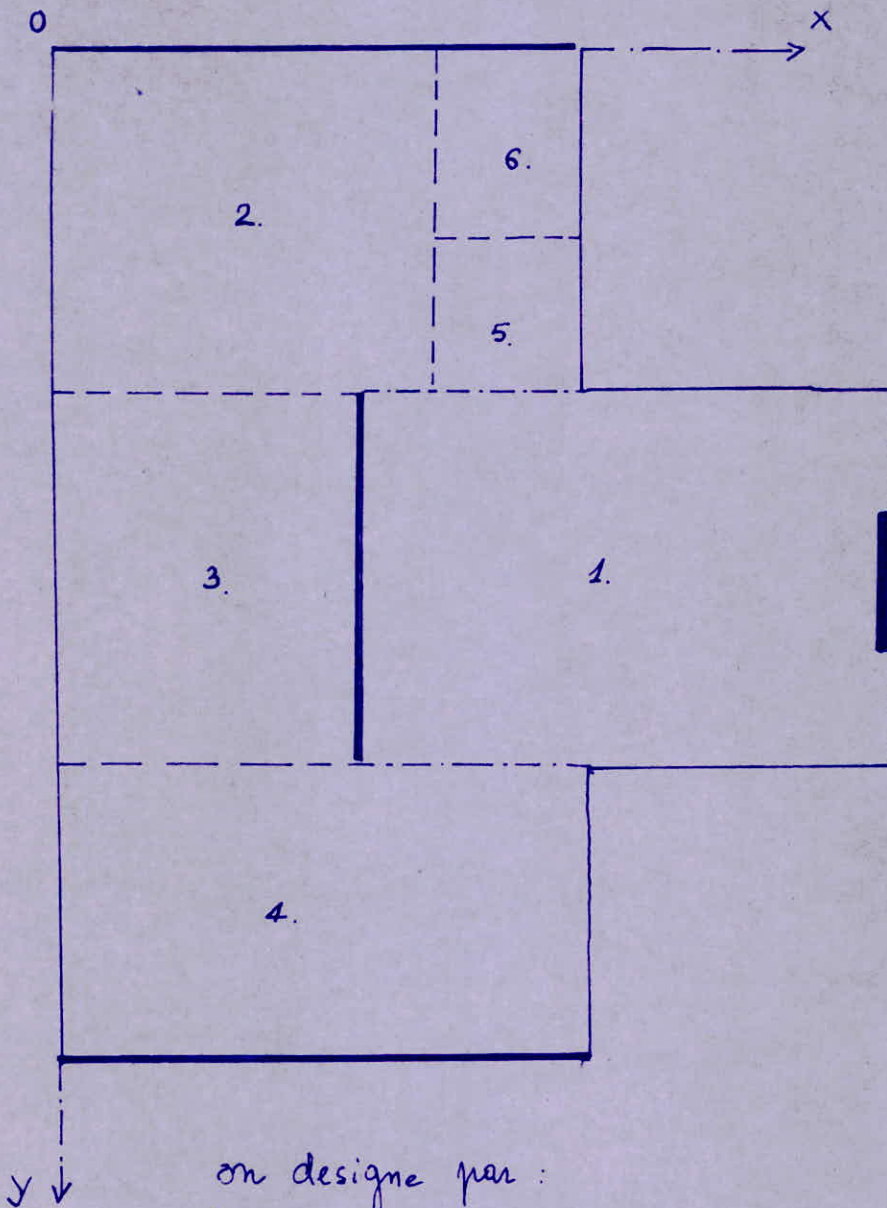
r	0	I	II	III
$\delta_r$	0	0,428	0,714	1,285

N	$\sigma_T$	$\sigma_L$	$\sigma_V = \max(\sigma_T, \sigma_L)$
III	0,297	0,388	0,388
II	0,165	0,216	0,216
I	0,099	0,13	0,13



Détermination des Centres de Masses soumises aux efforts Sismiques. (supposés concentriques au niveau du plancher)

On choisit un repère  $(\vec{ox}, \vec{oy})$  dans lequel nous situeront nos éléments.



on désigne par :

- $x_i$  : l'abscisse de l'élément  $i$
- $y_i$  : son ordonnée.
- $M_i$  : masse de l'élément  $i$  soumise au séisme.



Le Centre de masses  $G$  de tous les éléments considérés pour un niveau est donné par les Coordonnées suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} \quad i=1,2,\dots$$

I. Calcul du Centre de masses de niveau II et I. (identiques)

1. Détermination des masses attribuées au Nivea:  $M_i$

$M_1$ :	plancher : $465 \cdot 9,60 \cdot 10,5 = 46,87 t.$	$G_1 = 112,66 t.$
	poutres : $375 (4 \cdot 10,5 + 9,6 \cdot 3) = 26,55 t$	$P_1 = 50,4 t$
	Voile : $5,976 \cdot 2,2 = 23,90 t.$	
	mur : $11,852 t.$	$M_i = G_i + \frac{P_i}{5}$
	poteaux : $262,5 \times 3,32 \cdot 4 = 3,486 t$	$M = 122,74 t$
	Surcharges : $500 \cdot 9,6 \cdot 10,5 = 50,4 t$	$X_1 = 12,3 m$
		$Y_1 = 14,25 m.$

l'évaluation des masses  $M_i$  se fait de la manière précédente.

TABLEAU DONNANT LES MASSES  $M_i$   
(avec leurs coordonnées respectives)

$i$	$G_i$ (t)	$P_i$ (t)	$M_i = G_i + \frac{P_i}{5}$ (t)	$X_i$ (m)	$Y_i$ (m)
1	112,66	50,4	122,74	12,3	14,25
2	90,25	20,52	94,319	4,425	4,80
3	60,195	16,56	63,51	3,45	14,4
4	85,829	19,68	89,765	6,15	22,1
5	18,221	4,312	19,1	10,725	7,3
6	58,645	7,5	60,145	10,725	2,5
$\sum_{i=1}^6 M_i$			445,58		

$$X_G = \frac{X_1 M_1 + X_2 M_2 + \dots + X_6 M_6}{\sum M_i} = 7,923 m$$

$$Y_G = \frac{Y_1 M_1 + Y_2 M_2 + \dots + Y_6 M_6}{\sum M_i} = 12,053 m$$

Centre de masses :  
N II, NI  $G (7,923, 12,053)$



pour le centre de masses du plancher terrasse on trouve :

$$G \left( 7,458, 13m \right)$$

TABLEAU DONNANT LES MASSES SOUMISES AU SEISME .

Niv	G (t)	P (t)	W = G + $\frac{P}{5}$ (t)
III	360,3	35,98	367,5
II	424,93	103,22	445,58
I	424,93	103,22	445,58

Efforts sismiques :

Longitudinalement :  $F_{HL} = \sigma_L \cdot W$

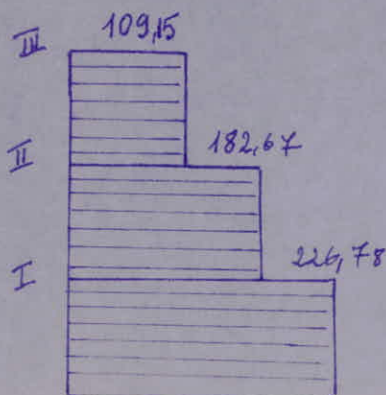
Transversalement :  $F_{HT} = \sigma_T \cdot W$

Verticalement :  $S_{IV} = \sigma_V \cdot W$

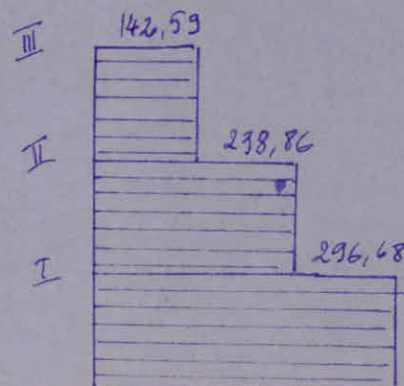
$$\sigma_V = \max(\sigma_T, \sigma_L)$$

( $\sigma_V$ )

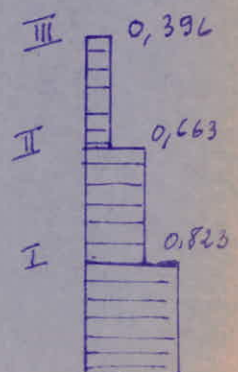
N	W (t)	$\sigma_T$	$\sigma_L$	F <sub>HT</sub> (t)	F <sub>HL</sub> (t)	S <sub>IV</sub> (t)	S <sub>IV</sub> (t/m <sup>2</sup> )	EFFORTS CUMULES		
								F <sub>HT</sub>	F <sub>HL</sub>	S <sub>IV</sub>
III	367,5	0,297	0,388	109,15	142,59	142,59	142,59	109,15	142,59	0,396
II	445,58	0,165	0,216	73,52	96,24	96,24	96,24	182,67	238,86	0,663
I	445,58	0,099	0,13	44,11	57,92	57,92	57,92	226,78	296,68	0,823



F<sub>HT</sub> (t)



F<sub>HL</sub> (t)



S<sub>IV</sub> (t/m<sup>2</sup>)



# Centre de torsion

(Centre élastique)

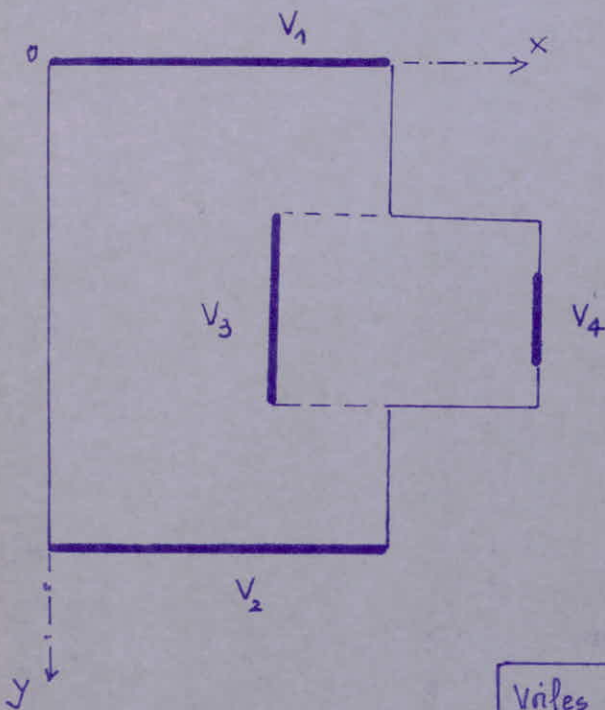
pour déterminer le Centre de torsion (dans le repère choisi auparavant pour le calcul du Centre de masse) on ne prendra en considération uniquement les voiles (2 longitudinaux, 2 transversaux) on négligera les poteaux car ( $I_v \gg I_p$ )

Les coordonnées du Centre de torsion sont données par:

$$T \begin{pmatrix} x_T \\ y_T \end{pmatrix}$$

$$\bullet x_T = \frac{\sum I_{ei} x_i}{\sum I_{ei}}$$

$$\bullet y_T = \frac{\sum I_{ei} y_i}{\sum I_{ei}}$$



• Voiles longitudinaux :

$V_3, V_4$  (Voiles pleins)  
 $I_e = I$

• Voiles transversaux :

$V_1, V_2$  (Voiles avec une file d'ouvertures).

- Torsion Longitudinale :

	( $m^4$ )	( $m$ )	( $m^5$ )
Voiles	$I_{xi}$	$x_i$	$I_{xi} \cdot x_i$
$V_3$	8,694	7,2	62,596
$V_4$	0,82	18	14,76
$\Sigma$	9,514	$\Sigma$	77,356

$$x_T = \frac{\sum I_{xi} \cdot x_i}{\sum I_{xi}} = \frac{77,356}{9,514} = 8,13 \text{ m}$$



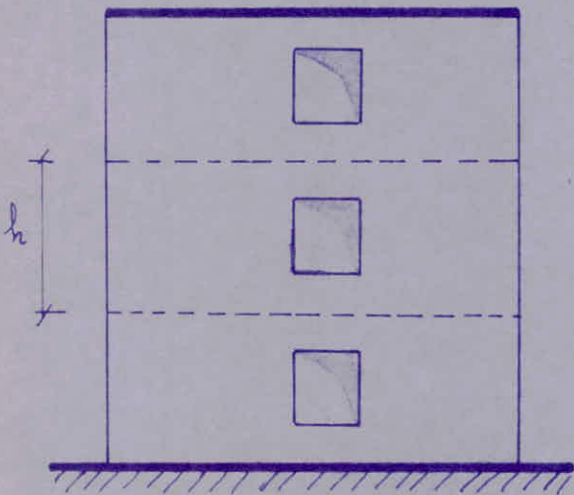
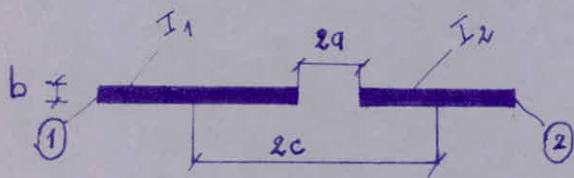
torsion transversale :

- CALCUL DES INERTIES EQUIVALENTES DES VOILES  $V_1$  et  $V_2$ .

Definition de l'Inertie equivalente:  $I_e$   
 l'inertie equivalente d'un mur est l'inertie d'un mur plein fictif de même hauteur et qui sous les mêmes forces horizontales présente la même flèche en tête.

- Inertie equivalente pour un mur avec 1 file d'ouverture  
 (notre cas)  $V_1$  et  $V_2$ .

$$I_e = \frac{I}{\frac{16 m \cdot c}{I_1 + I_2} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1} \quad \text{ou} \quad I = I_1 + I_2 + 2mc$$



Notations :

- $I_1, I_2$  :  $m^4$  d'inertie de chaque trameau (1,2).
- $I$  :  $m^4$  d'inertie du refend complet (en tenant compte de la présence d'ouverture)
- $m$  : moment statique de chacun des éléments par rapport au C.d.g. de l'ensemble.
- $c$  : demi-distance entre les 2 C.d.g. de 2 trameaux.
- $\psi_0$  : Coeff donné par l'abaque de M. divers.

on définit :  $\alpha = w \cdot Z$  (degré de concordance)

avec

$$w^2 = \frac{3 i E'}{(I_1 + I_2) E} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{c}{a^3 \cdot R}$$

- $E'$  : module d'élasticité du trameau
  - $E$  : M. d'E du linteau
- }  $E = E'$  (Béton Armé)

- $i$  : inertie du linteau.  $i = b \cdot \frac{h^3}{12}$

$h_l$  : hauteur du linteau

- $h$  : hauteur d'étage

- $Z$  : hauteur totale du Bstiment.



$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}}$$

•  $\Omega_1, \Omega_2$  : sections des tremaux 1, 2.

CALCUL de  $I_e$  pour  $V_1$ .

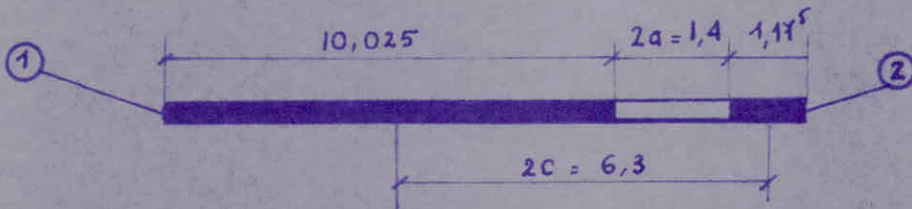
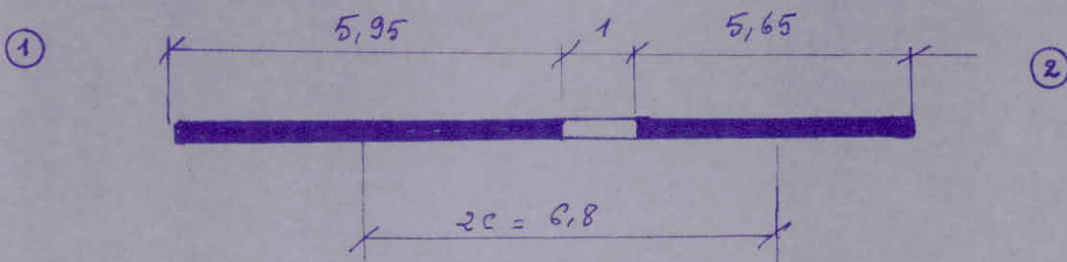


Tableau donnant les caractéristiques géométriques du refend  $V_1$ .

$I_1$	$I_2$	$a$	$c$	$\Omega_1$	$\Omega_2$	$m$	$I$	$i$	$w$	$\alpha$	$\psi_0$	$\bar{x}$	$I_e$
13,6	0,02	0,7	3,5	1,5	0,17	1	18,92	0,034	0,653	7,13	0,378	11,2	18,37

CALCUL de  $I_e$  pour  $V_2$ .



$I_1$	$I_2$	$a$	$c$	$\Omega_1$	$\Omega_2$	$m$	$I$	$i$	$w$	$\alpha$	$\psi_0$	$\bar{x}$	$I_e$
2,63	2,25	0,5	3,4	0,89	0,84	2,95	24,94	0,012	0,364	4,08	0,31	11,2	15,5

Torsion transversale:

Vales	$I_{ei}$	$y_i$	$I_{ei} \cdot y_i$
$V_1$	18,37	0,15	2,755
$V_2$	15,5	25,90	401,45
$\Sigma$	33,87	$\Sigma$	404,205

$$y_T = 11,934 \text{ m}$$



### exentricité du bâtiment :

L'exentricité est donnée par :

$$e_x = X_G - X_T$$

$$e_y = Y_G - Y_T$$

N	X <sub>G</sub>	X <sub>T</sub>	Y <sub>G</sub>	Y <sub>T</sub>	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>
III	7,458	8,13	13	11,934	-0,672	1,066
II	7,923	8,13	12,053	11,934	-0,207	0,119
I	7,923	8,13	12,053	11,934	-0,207	0,119

$$e_b = \max(e_x, e_y) = 1,066 \text{ m.}$$

exentricité minimale à prendre en compte  
préconisée par le C.T.C. :

$$e_m = 5\% L$$

L: longueur totale du  
bâtiment dans l'axe  
considéré.

exentricité maximale :

$$e_M = 20\% L$$

donc l'exentricité à prendre en compte pour le calcul  
de notre bâtiment doit être à :

$$5\% L \leq e < 20\% L$$

$$e_m = 0,05 \cdot 25,9 = 1,295 \text{ m}$$

$$e_M = 0,2 \cdot 25,9 = 5,18 \text{ m}$$

$$e_b = 1,066 \text{ m.}$$

d'où :

$$e = 1,295 \text{ m.}$$



# Répartition des efforts Sismiques horizontaux sur les "Voiles"

I. Introduction: Le Centre de torsion d'un groupe de refends est le point caractérisé par les propriétés suivantes:

- Une force dont la ligne d'action passe par le C.de T engendre uniquement une translation des refends, la direction de cette (force) translation est parallèle à la direction de la force.
- Un moment dont l'axe vertical passe par le C.de Tors. engendre uniquement une rotation des refends, le sens de cette rotation sera la même que celui du moment.

## Hypothèses de calcul:

1. Les planchers sont indéformables horizontalement
2. Les refends sont parfaitement encastrés à leur base.
3. L'Inertie des refends est constante sur toute la hauteur, ou bien, la variation d'inertie suit la même loi pour tous les refends.
4. Les axes propres des refends et les axes  $X-X$ ,  $Y-Y$  sont parallèles 2 à 2.

## II. Exposé de la méthode:

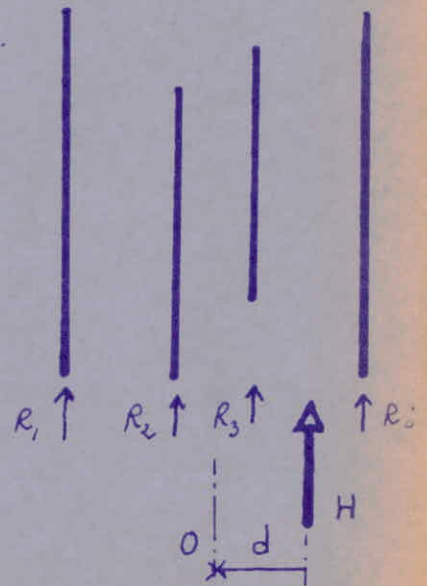
Les notations sont définies sur le schéma-ci.

O: origines des abscisses, choisi au centre de gravité des inerties des Voiles (Centre de Torsion)

$I_i$ : inertie du refend  $i$

$x_i$ : son abscisse

$d$ : excentricité / H.



L'effort dans chaque refend est à la fois proportionnel à son inertie et au déplacement qu'il subit.

par suite des hypothèses posées, il est évident que le problème posé est équivalent à un problème de flexion par l'ensemble des refends, chaque refend est affecté d'un coeff. égal à son inertie propre.



par ces hypothèses, qui correspondent à celles de Navier-Bernoulli et la loi de Hooke dans la théorie des poutres. la formule classique de la flexion composée s'écrit avec une analogie remarquable:

$$n = \frac{F}{S} + \frac{M \cdot v}{I} \quad - \quad \frac{R_i}{I_i} = \frac{H}{\Sigma I_i} + \frac{H \cdot d \cdot x_i}{\Sigma I_i \cdot x_i^2}$$

analogie :

$$\begin{aligned} F &\equiv H \\ M &\equiv H \cdot d \\ v &\equiv x_i \\ S &\equiv \Sigma I_i \\ I &\equiv \Sigma I_i \cdot x_i^2 \\ n &\equiv \frac{R_i}{I_i} \end{aligned}$$

D'une manière générale si on a des refends dans les 2 directions la réaction des refends parallèles à H est donnée par :

$$R_i = H I_i \left[ \underbrace{\frac{1}{\Sigma I_i}}_{\text{translation}} + \frac{d \cdot v_i}{\underbrace{\Sigma I_i \cdot v_i^2 + \Sigma I_i \cdot u_i^2}_{\text{rotation}}} \right]$$

et la réaction des refends perpendiculaires à H :

$$R_i = \pm H I_i \frac{d \cdot u_i^2}{\Sigma I_i \cdot v_i^2 + \Sigma I_i \cdot u_i^2} \quad \begin{array}{l} \text{rotation} \\ \text{"} \end{array}$$

### Application:

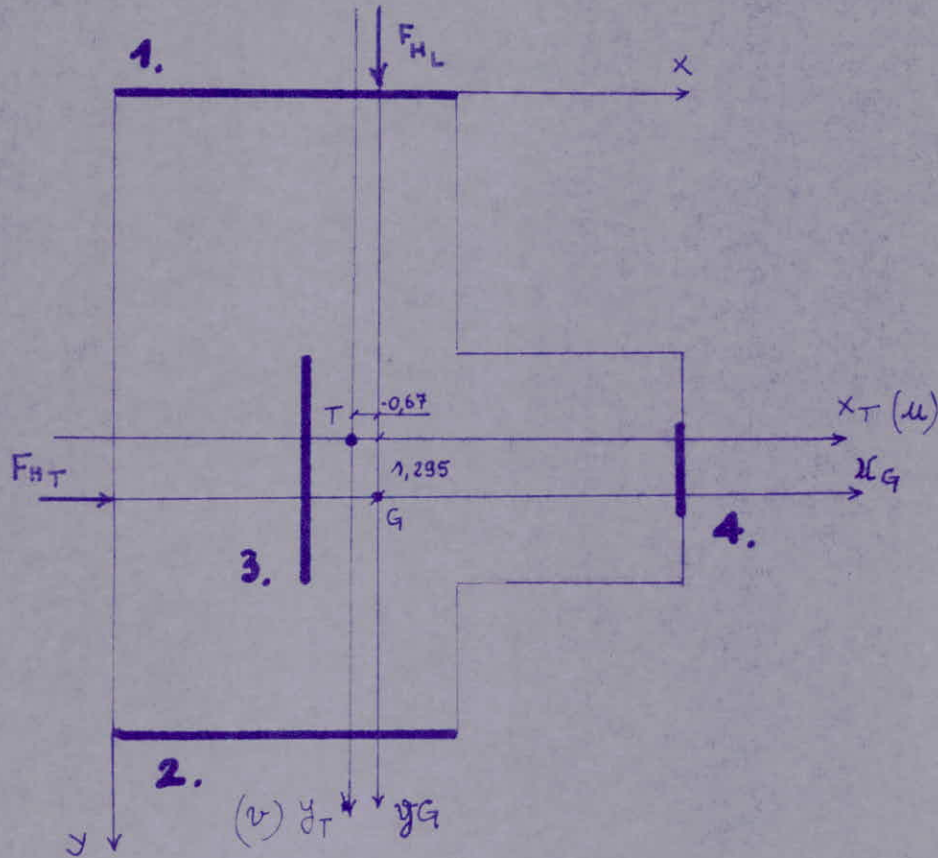
Dans notre cas la résultante des forces due au séisme peut agir dans le sens transversal et dans le sens longitudinal.

$$R_{ix} = H \left[ \frac{I_{ix}}{\Sigma I_{ix}} + \frac{d \cdot u_i}{\Sigma I_i \cdot v_i^2 + \Sigma I_i \cdot u_i^2} \right]$$

$$R_{iy} = H \left[ \frac{I_{iy}}{\Sigma I_{iy}} + \frac{d \cdot v_i}{\Sigma I_i \cdot v_i^2 + \Sigma I_i \cdot u_i^2} \right]$$



Distribution des  $F_H$  :



$I_{ix}$	$I_{iy}$	$u_i$	$v_i$	$I_{ix} u_i^2$	$I_{iy} v_i^2$	$d \cdot u_i$	$d \cdot v_i$	$J$	$\frac{I_i(u,v)}{\sum I_i}$	$\frac{I_i d}{J}$	$A_i$	Voiles
	18,37		-11,784		2560,9		-15,26	$J = \sum I_{ix} u_i^2 + \sum I_{iy} v_i^2$	0,542	-0,05	0,492	$V_1$
	15,5		13,966		3023,26		18,08		0,457	0,05	0,507	$V_2$
8,694		-0,93		7,519		-1,204			0,913	-0,001	0,911	$V_3$
0,82		9,87		79,88		12,78			0,086	0,001	0,088	$V_4$
9,514	33,87		$\Sigma$	87,399	5574,16			5661,959				

$$A_i = \frac{I_i}{\sum I_i} + \frac{I_i d}{J}$$



Repartition des Efforts sur les Voiles. ( $R_i = A_i \cdot F_H$ )  
VOILES. LONG.

Niveau	III	II	I	0
F <sub>HL</sub>	142,59	96,24	57,12	0
Voiles	$R_i(t)$	$R_i(t)$	$R_i(t)$	$R_i(t)$
V <sub>3</sub>	129,9	87,67	52,76	0
V <sub>4</sub>	12,54	8,47	5,09	0

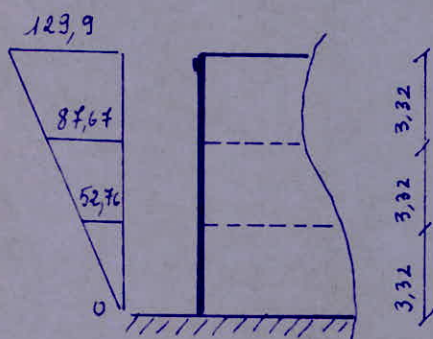
VOILES. TRANS.

Niveau	III	II	I	0
F <sub>HT</sub>	109,15	73,52	44,11	0
Voiles	$R_i(t)$	$R_i(t)$	$R_i(t)$	$R_i(t)$
V <sub>1</sub>	53,7	36,17	21,7	0
V <sub>2</sub>	55,34	37,27	22,35	0

CALCUL DES EFFORTS A LA BASE DES REFENDS:

A) Refends plein (refends longitudinaux). V<sub>3</sub>, V<sub>4</sub>.

A<sub>1</sub>) Voile V<sub>3</sub>:



Le moment à la base vaut:

$$M = [129,9 (3) + 87,67 \cdot (2) + 52,76 (1)] \cdot 3,32$$

$$\# M = 2051 \text{ t.m.}$$

L'effort tranchant à la base:

$$T = 129,9 + 87,67 + 52,76$$

$$\# T = 270,33 \text{ t.}$$



A<sub>2</sub>) Voile V<sub>4</sub>: tableau donnant le moment et l'effort tranchant à la base.

M (t.m)	198
T (t)	26,1

B. Refends Avec ouvertures (voiles transversaux) V<sub>1</sub>, V<sub>2</sub>.  
 pour les voiles avec ouvertures, ils seront calculés par la méthode décrite dans le livre;

CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE B<sup>tr</sup>.  
 EN BÉTON ARME de: M. A. Flourens.

le linteau subit une déformation  
 $\frac{\Delta h}{2} = F \cdot \left(\frac{b}{2}\right)^3 \cdot \frac{1}{3Ei}$  (flèche)

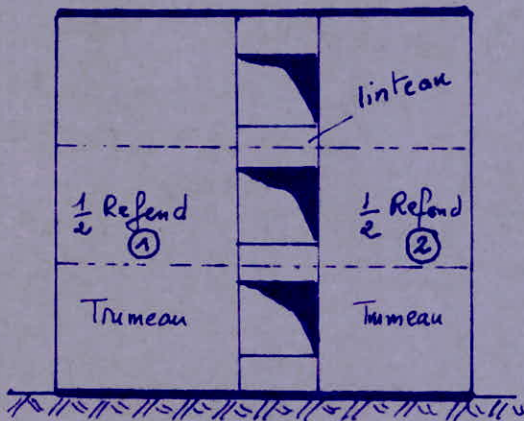
d'où

$$F = 12 \cdot Ei \cdot \frac{\Delta h}{b^3}$$

F: effort tranchant dans le linteau

i: inertie du linteau.

b: longueur du linteau.



le moment (à l'encastrement) du linteau est:

$$M_p = F \cdot \frac{b}{2} = 6 Ei \cdot \frac{\Delta h}{b^2}$$

$\Delta h$  s'exprime en fonction de la rotation  $y'$  des demi-refends:

l: longueur du 1/2 Refend

$$\Delta h = (b+l) \cdot y'$$

$$\text{d'où: } M_p = 6 \cdot Ei \cdot \frac{(b+l)}{b^2} \cdot y'$$

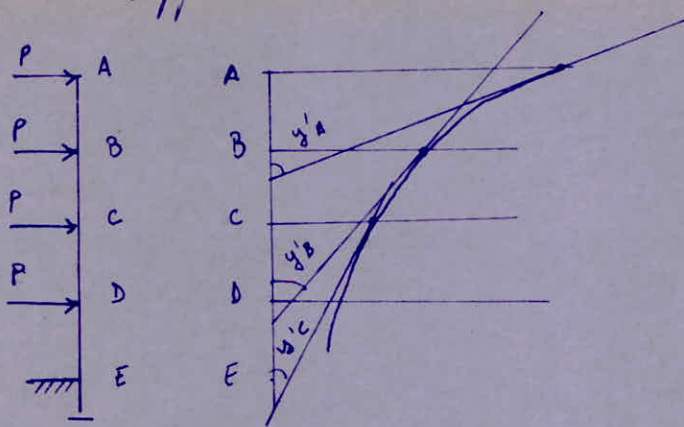
Moment par rapport à la fibre neutre des 1/2 Refends:

$$M_{R_1} = F \cdot \frac{l+b}{2}$$

$$M_{R_1} = \frac{6 Ei (l+b)^2}{b^3} \cdot y'$$



Application :



P: charge horizontale concentrée à chaque niveau.

I: inertie de chaque  $\frac{1}{2}$  Raf.

a: hauteur d'étage.

On a:

$$M_B = P \cdot a - \frac{6EI(l+b)^2}{b^3} \cdot y'_A$$

$$= P \cdot a - K y'_A$$

$$K = \frac{6EI(l+b)^2}{b^3}$$

et  $y'_A = y'_B + \frac{P \cdot a^2}{2EI} - K \cdot y'_A \cdot \frac{a}{EI}$  donc:  $y'_B = f(y'_A)$

de même on a:

$$M_C = (2Pa + Pa) - K(y'_A + y'_B)$$

avec:

$$y'_B = y'_C + 2P \cdot \frac{a^2}{2EI} + P \cdot a \cdot \frac{a}{EI} - K(y'_A + y'_B) \cdot \frac{a}{EI}$$

d'où  $y'_B \Rightarrow f(y'_B) = f(y'_A) = y'_C$

d'une façon générale on a donc:

$$y'_{n-1} = y'_n + M_n^+ \text{ Corde en } (n-1) \cdot \frac{a}{EI} + \text{eff. Tranchant en } (n-1) \cdot \frac{a^2}{2EI}$$

$$- K(y'_1 + y'_2 + \dots + y'_n) \cdot \frac{a}{EI}$$

et la valeur du moment à l'étage n:

$$M_n = M_{n-1} + T_{n-1} \cdot a - K(y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{n-1})$$

Cas des refends avec ouverture excentrée ( $R_1 \neq R_2$ )

Les formules deviennent:

$$y'_{n-1} = y'_n + \frac{M_{n-1} \cdot h}{2EI} + T_{n-1} \cdot \frac{h^2}{2EI} - (K+K') \frac{h}{2EI} \sum_{i=1}^{n-1} y'_i$$

la valeur du moment à l'étage n sera:

$$M_n = M_{n-1} + T_{n-1} \cdot h - (K+K') \sum_{i=1}^{n-1} y'_i$$

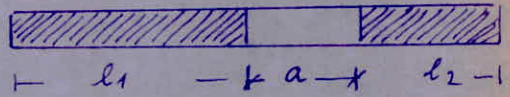
$$K = \frac{3EI}{a^3} (l_1 + 2a + l_2) (a + l_1)$$

$$K' = \frac{3EI}{a^3} (l_1 + 2a + l_2) (a + l_2)$$



- La valeur de l'effort tranchant dans le linteau est :

$$T_i = \frac{6Ei}{a^3} (l_1 + 2a + l_2) \cdot y'_i$$



- L'effort normal sur chacun des  $\frac{1}{2}$  refends est  $N = \sum T_i$
- Le moment sur chacun des  $\frac{1}{2}$  refends est le moment corrigé max reparti sur les 2 inerties des  $\frac{1}{2}$  refends.

on traitera ici le voile  $V_1$  avec détails, on ne donnera que les résultats pour le voile  $V_2$ .

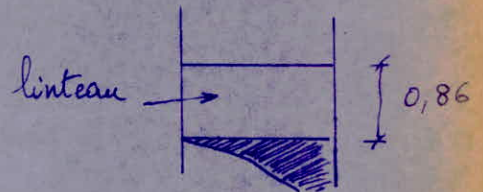
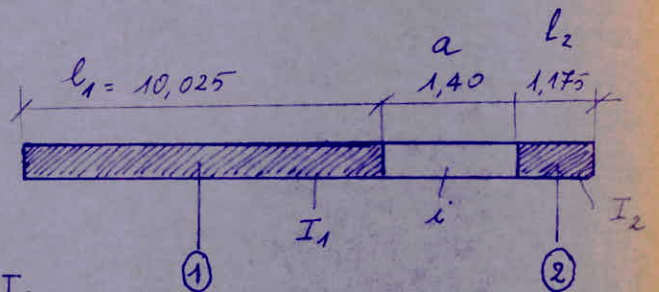
### VOILE $V_1$ :

On a:  $h = 3,32$  m  
(hauteur d'étage)

$$\begin{aligned} I_1 &= 12,594 \text{ m}^4 \\ I_2 &= 0,0203 \text{ m}^4 \\ i &= 0,0343 \text{ m}^4 \\ E &= 3,45 \cdot 10^6 \\ a &= 1,40 \end{aligned}$$

$$I = I_1 + I_2$$

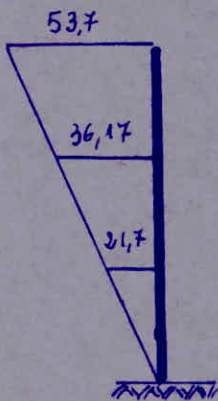
$$\sum EI = 45,52 \cdot 10^6$$



$$K_1 = \frac{3Ei}{a^3} (l_1 + 2a + l_2)(a + l_1) = 20,69 \cdot 10^6$$

$$K_2 = \frac{3Ei}{a^3} (l_1 + 2a + l_2)(a + l_2) = 4,66 \cdot 10^6$$

$$K_1 + K_2 = 25,35 \cdot 10^6$$



Effort tranchant  
•  $T_1 = 53,7$  t

•  $T_2 = 89,87$  t

•  $T_3 = 111,57$  t

•  $T_4 = 111,57$  t

Moment Corrigé  
•  $M_1 = 0$

•  $M_2 = 178,28$  t.m

•  $M_3 = 476,64$  t.m

•  $M_4 = 847,06$  t.m

on: 
$$y'_{n-1} = y'_n + \frac{M_{n-1} \cdot h}{\sum EI} + T_{n-1} \cdot \frac{h^2}{\sum 2EI} - (K_1 + K_2) \frac{h}{\sum EI} (y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{n-1})$$

$$\Rightarrow y'_n = -\frac{M_{n-1} \cdot h}{\sum EI} - T_{n-1} \frac{h^2}{\sum 2EI} + y'_{n-1} + (K_1 + K_2) \frac{h}{\sum EI} \sum_{i=1}^{n-1} y'_i$$



on a:  $\frac{h}{\Sigma EI} = \frac{3,32}{45,52 \cdot 10^6} = 0,729 \cdot 10^{-7}$

$$\frac{h^2}{\Sigma 2EI} = \frac{(3,32)^2}{2 \cdot 45,52 \cdot 10^6} = 0,121 \cdot 10^{-6}$$

Pour calculer les rotations  $y'_1, y'_2, \dots, y'_n$  on pose les équations:

$$n=2: \quad y'_2 = -\frac{M_1 \cdot h}{\Sigma EI} - T_1 \cdot \frac{h^2}{\Sigma 2EI} + y'_1 + (K_1 + K_2) \cdot \frac{h}{\Sigma EI} \cdot y'_1$$

en remplaçant les valeurs connues dans cette équation on obtient:

$$y'_2 = -6,497 \cdot 10^{-6} + y'_1 + 1,848 y'_1 \quad (1)$$

de la même façon on trouve les équations des rotations pour les autres niveaux.

$$y'_3 = -13,18 \cdot 10^{-6} + 1,848 y'_1 + 2,848 y'_2 \quad (2)$$

$$y'_4 = 0 \quad (\text{rotation nulle au niveau de l'encastrement})$$

$$0 = -48,2 \cdot 10^{-6} + 1,848 y'_1 + 1,848 y'_2 + 2,848 y'_3$$

$$10^{-6} \cdot 26,08 = y'_1 + y'_2 + 1,541 y'_3 \quad (3)$$

$$(1) \quad 2,848 y'_1 - y'_2 = 6,497 \cdot 10^{-6}$$

$$(2) \quad y'_1 + y'_2 + 1,541 y'_3 = 26,08 \cdot 10^{-6}$$

$$(3) \quad 1,848 y'_1 + 2,848 y'_2 - y'_3 = 13,18 \cdot 10^{-6}$$

on a 3 équations avec 3 inconnues  
résolution simple qui donne:

$$y'_1 = 4,24 \cdot 10^{-6}$$

$$y'_2 = 5,58 \cdot 10^{-6}$$

$$y'_3 = 10,55 \cdot 10^{-6}$$

pour le vide  $V_2$  on a les résultats suivants:

$$y'_1 = 4,85 \cdot 10^{-6}$$

$$y'_2 = 9,65 \cdot 10^{-6}$$

$$y'_3 = 11,5 \cdot 10^{-6}$$



Pour chaque niveau, nous calculerons la valeur de 2 moments.

- L'un au droit du parement supérieur du liègeau

$$M_{ns} = m \frac{E}{h} \text{ext} - (K_1 + K_2)(y'_1 + y'_2 + y'_3)$$

$$M_{ns} = M_{n-1} + T_{n-1} h - (K_1 + K_2)(y'_1 + y'_2 + y'_3)$$

- L'autre au droit du parement inférieur du liègeau

$$M_{ni} = M_{n-1} + T_{n-1} h - (K_1 + K_2)(y'_1 + \dots + y'_n)$$

- Valeur de l'effort tranchant du liègeau:

$$F_n = \frac{6EI}{a^3} (l_1 + l_2 + 2a) y'_n.$$

Les résultats sont résumés sur les tableaux ci-dessous.

niveau	Eff. tranch. $T_n$ (t)	ME console $M_n$ (t.m)	$y'_n \cdot 10^{-6}$	$M_{ns}$ (t.m)	$M_{ni}$ (t.m)	$F_n$ (t)
1	53,7	0	4,24	0	-107,48	15,36
2	89,87	178,28	5,58	70,80	-70,65	20,21
3	111,57	476,64	10,55	227,71	-39,73	38,21
4		847,06	0	330,67	+330,68	0
1	55,34	0	4,85	0	-116	17,07
2	92,61	183,728	9,65	67,71	-161,91	33,96
3	114,96	491,194	11,5	144,35	-130,73	40,48
4		872,86	0	250,34	+250,94	0

$V_1$  : Les efforts revenant à chaque trumeau à la base du Refend. le moment est reparti suivant les inerties :

$$M_1 = \beta_1 M \quad \text{et} \quad M_2 = \beta_2 M$$

$$M = 330,68 \text{ t.m. avec } \beta_1 = \frac{I_1}{I} = \frac{12,594}{12,614} = 0,998$$

$$\beta_2 = \frac{I_2}{I} = \frac{0,0203}{12,614} = 0,0016$$

•  $M_1 = 330 \text{ t.m}$  trumeau 1.

•  $M_2 = 0,532 \text{ t.m}$  trumeau 2.



effort normal pour chaque trumeau:

$$N_1 = N_2 = \sum_{i=1}^{i=4} F_n = 73,78 \text{ t}$$

effort tranchant pour chacun des trumeaux:

$$T_1 = T_2 = \sum_{i=1}^{i=4} S_{Hi} = 111,57 \text{ t.}$$

VOILE V<sub>2</sub> :

	M (t.m)	N (t)	T (t)
TRUMEAU. 1	115,68	91,51	114,96
TRUMEAU. 2	135,00	91,51	114,96

\* R: Le calcul de deformation n'est pas necessaire  
etant donne le nombre reduit d'etages (R+2)  
Les deformations des voiles restent toujours inferieurs  
aux deformations admissibles.



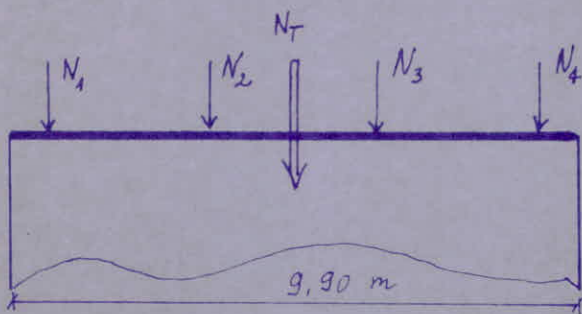
## EFORTS SOUS LES CHARGES (↓)

Les voiles sont soumis à des charges verticales suivantes :

- charges permanentes
- surcharges d'exploitation
- séisme vertical.

A / Voiles pleins ( $V_3; V_4$ ) - voiles longitudinaux

$V_3$ . Détermination des efforts  
(D'après la descente de charges sur le poteau)



$$N_T = N_1 + N_2 + N_3 + N_4$$

1°) Charges permanentes :

$$G = N_{Tg} + \text{poids propre du voile.}$$

2°) Surcharges d'exploitation :

$$P = N_{Tp}$$

3°) Séisme vertical :

$$S_{iv} = \left( G + \frac{P}{5} \right) \sigma_v$$

TABLEAU DONNANT (N) DU AUX CHARGES VERTICALES  
(pour chaque Niveau)

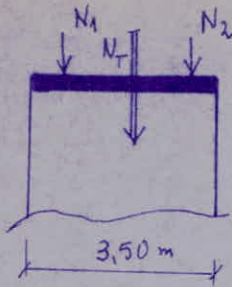
Niveau	G (t)	P (t)	$G + \frac{P}{5} \cdot (t)$	$\sigma_v$	$N S_{iv} \downarrow (t)$
III	54,42	11,67	56,75	0,388	22
II	53,47	32,19	59,90	0,216	12,93
I	53,47	32,19	59,90	0,13	7,78
0	161,36	76,05	/	0	42,71

$N_{bc}$



V4.

TABLEAU DONNANT (N) D'UN AUX CHARGES (↓)



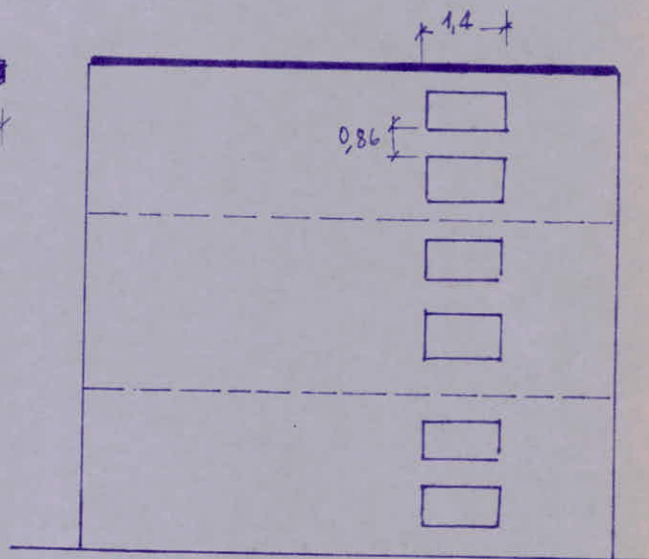
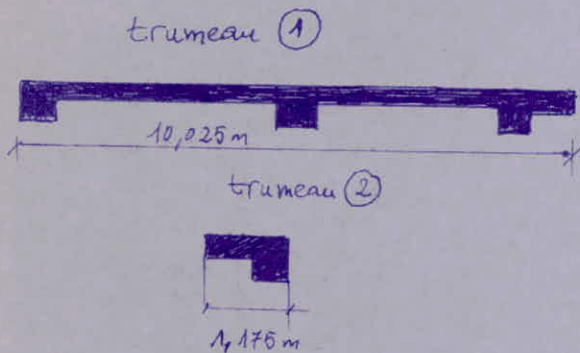
Niveau	G (t)	P (t)	$G + \frac{P}{5}$ (t)	$\sigma_v$	$NS_{IV} \downarrow$ (t)
III	25,58	1,728	25,92	0,388	10
II	29,54	8,64	31,26	0,216	6,75
I	29,54	8,64	31,26	0,13	4
Nb. cum	84,66	19		0	20,75

B/ Voiles avec ouvertures (1 file)  $V_1; V_2$  (V. Transversaux)

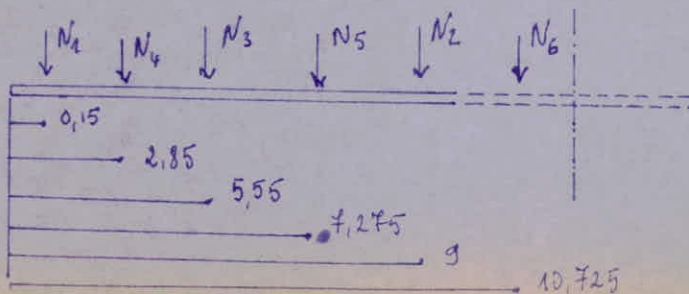
Chaque élément d'un voile est soumis à des charges verticales qui peuvent engendrer des moments suite au présence d'une certaine excentricité qui est due à la charges des linteaux. (Chaque élément prend  $\frac{1}{2}$  de la charge qui revient au linteau).

Voile  $V_1$ :

Détermination des efforts:



Trumeau 1.





Niveau terrasse : charges permanentes :

$N_1, N_2, N_3$  } poids propre des poutres.

$$375 \times \frac{2,9}{2} = N_1 = N_2 = 0,543 \text{ t}$$

$$N_3 = 525 \times \frac{2,9}{2} = 0,761 \text{ t}$$

- poids propres du plancher revenant au refend ①.

$$N_4 = 0,546 \cdot 5,10 \times 1,45 = 4,03 \text{ t}$$

$$N_5 = 0,546 \cdot 3,15 \times 1,45 = 2,493 \text{ t}$$

- poids propre du plancher revenant au linteau :

$$N_6 = \frac{0,546 \cdot 1,4 \times 2,15}{2} = 0,821 \text{ t}$$

calcul de l'excentricité :

$$d = \frac{\sum d_i \cdot N_i}{\sum N_i} = \frac{(0,15 + 9,0) \cdot 0,543 + 5,55 \cdot 0,761 + 2,15 \cdot 4,03 + 7,275 \cdot 2,493 + 10,725 \cdot 0,821}{9,191}$$

$$e = d - \frac{l_1}{2} = 5,18 - \frac{10,025}{2} = 0,168$$

d'où le moment :  $M = 9,191 \times 0,168 = 1,54 \text{ t.m.}$

niveau courant :

$$N_1 = 0,543 \text{ t}$$

$$N_2 = 0,543 \text{ t}$$

$$N_3 = 0,761 \text{ t}$$

$$N_4 = 0,465 \cdot 5,10 \cdot 1,45 = 3,438 \text{ t}$$

$$N_5 = 0,465 \cdot 3,15 \cdot 1,45 = 2,123 \text{ t}$$

$$N_6 = \frac{0,465 \cdot 1,4 \cdot 2,15}{2} = 0,7 \text{ t}$$

$$d = \frac{\sum d_i \cdot N_i}{\sum N_i} = \frac{41,94}{8,108} = 5,172$$

$$e = d - \frac{l_1}{2} = 5,172 - \frac{10,025}{2} = 0,159$$

d'où le moment  $M = 8,108 \cdot 0,159 = 1,29 \text{ t.m.}$

Refend ①

	Ref. 1	(G)			
N	e (m)	N (t)	M (t.m)	Nc (t)	Mc (t.m)
III	0,168	9,191	1,54	9,191	1,54
II	0,159	8,108	1,29	17,299	2,83
I	0,159	8,108	1,29	25,407	4,12
0	—	—	—	—	—

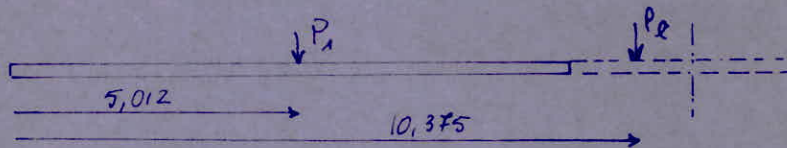


Surcharges d'exploitation :

Sur face qui revient au refend:  $S_1 = 10,025 \cdot 1,45 = 14,536 \text{ m}^2$   
 $\frac{1}{2}$  Surface qui revient au linteau:  $S_2 = \frac{1,4 \cdot 1,45}{2} = 1,015 \text{ m}^2$

Niveau Terrasse: III.

Surcharge revenant au refend:  $P_1 = 14,536 \times 0,1 = 1,453 \text{ t}$   
 $\frac{1}{2}$  linteau:  $P_2 = 1,015 \times 0,1 = 0,101 \text{ t}$



$P = P_1 + P_2 = 1,453 + 0,101 = 1,554 \text{ t}$

$d = \frac{\sum P_i \cdot d_i}{P} = \frac{1,453 \cdot 5,012 + 10,375 \cdot 0,101}{1,554} = 5,3605$

$e = 5,0125 - 5,3605 = -0,348$

$M = 1,554 \cdot 0,348 = 0,54 \text{ t.m.}$

Niveau Courant. (II, I)

$P_1 = 14,536 \times 0,25 = 3,634 \text{ t}$   
 $P_2 = 1,015 \times 0,25 = 0,253 \text{ t}$

$d = \frac{5,012 \cdot 3,634 + 10,375 \cdot 0,253}{3,634 + 0,253} = \frac{20,84}{3,887} = 5,361$

$e = 0,348$

$M = 3,887 \cdot 0,348 = 1,352 \text{ t.m.}$

Ref. 1		(P)			
N	e (m)	N (t)	M (t.m)	Nc (t)	Mc (t.m)
III	0,348	1,554	0,54	1,554	0,54
II	0,348	3,887	1,352	5,441	1,892
I	0,348	3,887	1,352	9,328	3,244

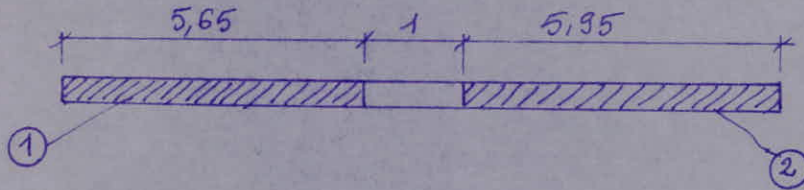
on aura pour le refend. 2. les résultats suivants :

N	G					P				
	e (m)	N (t)	M (t.m)	Nc (t)	Mc (t.m)	e (m)	N (t)	M (t.m)	Nc (t)	Mc (t.m)
III	0,252	2,36	0,596	2,36	0,596	0,349	0,271	0,094	0,271	0,094
II	0,169	2,253	0,38	4,613	0,972	0,349	0,679	0,236	0,95	0,33
I	0,169	2,253	0,38	6,866	1,356	0,349	0,679	0,236	1,689	0,566



# Voile V<sub>2</sub>

pour ce voile on ne donnera que les résultats trouvés de la même manière que le voile V<sub>1</sub>



REFEND. ①										
Niv.	G					P				
	e(m)	N(t)	M(t.m)	Nc(t)	Mc(t.m)	e(m)	N(t)	M(t.m)	Nc(t)	Mc(t.m)
III	0,015	5,173	0,07	5,173	0,07	0,315	0,8915	0,28	0,8915	0,28
II	0,034	4,479	0,152	9,652	0,222	0,315	2,229	0,702	3,12	0,982
I	0,034	4,479	0,152	14,131	0,374	0,315	2,229	0,702	5,35	1,684

REFEND. ②										
Niv	G					P				
	e(m)	N(t)	M(t.m)	Nc(t)	Mc(t.m)	e(m)	N(t)	M(t.m)	Nc(t)	Mc(t.m)
III	0,135	6,053	0,817	6,053	0,817	0,325	0,913	0,296	0,913	0,296
II	0,114	5,349	0,61	11,402	1,427	0,325	2,283	0,742	3,196	1,038
I	0,114	5,349	0,61	16,751	2,037	0,325	2,283	0,742	5,479	1,78

## SEISME VERTICAL :

De même le séisme vertical peut engendrer des efforts (M et N) dans les refend. qu'on peut calculer d'après le PS. 69 par les formules suivantes :

$$N_{SIV} = \left( N_G + \frac{N_P}{5} \right) \bar{S}_v$$

$$M_{SIV} = \left( M_G + \frac{M_P}{5} \right) \bar{S}_v$$

on refais les calculs pour les différents voiles (refends) dans des tableaux.



Voile -  $V_1$  :

REFEND. 1											
Niv.	$N_G$	$M_G$	$N_P$	$M_P$	$N_G + N_P/5$	$M_G + M_P/5$	$\sigma_V$	$N_{siv}$	$M_{siv}$	$N_{siv}^{(c)}$	$M_{siv}^{(c)}$
III	9,191	1,54	1,554	0,54	9,5	1,648	0,388	3,686	0,639	3,686	0,639
II	8,108	1,29	3,887	1,352	8,885	1,56	0,216	1,919	0,336	5,605	0,975
I	8,108	1,29	3,887	1,352	8,885	1,56	0,13	1,155	0,202	6,76	1,178

REFEND. 2											
Niv	$N_G$	$M_G$	$N_P$	$M_P$	$N_G + N_P/5$	$M_G + M_P/5$	$\sigma_V$	$N_{siv}$	$M_{siv}$	$N_{siv}^{(c)}$	$M_{siv}^{(c)}$
III	2,36	0,596	0,271	0,094	2,414	0,614	0,388	0,936	0,238	0,936	0,238
II	2,253	0,38	0,679	0,236	2,388	0,427	0,216	0,515	0,092	1,451	0,33
I	2,253	0,38	0,679	0,236	2,388	0,427	0,13	0,310	0,055	1,761	0,385

Voile -  $V_2$  :

REFEND. 1.											
Niv	$N_G$	$M_G$	$N_P$	$M_P$	$N_G + N_P/5$	$M_G + M_P/5$	$\sigma_V$	$N_{siv}$	$M_{siv}$	$N_{siv}^{(c)}$	$M_{siv}^{(c)}$
III	5,173	0,07	0,891	0,28	5,351	0,126	0,388	2,076	0,048	2,076	0,048
II	4,479	0,152	2,229	0,702	4,924	0,292	0,216	1,063	0,063	3,14	0,111
I	4,479	0,152	2,229	0,702	4,924	0,292	0,13	0,640	0,038	3,78	0,149

REFEND. 2											
Niv	$N_G$	$M_G$	$N_P$	$M_P$	$N_G + N_P/5$	$M_G + M_P/5$	$\sigma_V$	$N_{siv}$	$M_{siv}$	$N_{siv}^{(c)}$	$M_{siv}^{(c)}$
III	6,053	0,817	0,913	0,296	6,235	0,876	0,388	2,42	0,34	2,42	0,34
II	5,349	0,61	2,283	0,742	5,8	0,758	0,216	1,252	0,163	3,672	0,503
I	5,349	0,61	2,283	0,742	5,8	0,758	0,13	0,754	0,098	4,426	0,601



SUPERPOSITION  
DES  
EFFORTS .



Superposition des efforts :

les sollicitations à prendre en compte pour les voiles seront : (solicitation du 2<sup>e</sup> genre)

- $G + P + S_{IV} \downarrow + \overrightarrow{S_{IH}}$
- $G + P + S_{IV} \downarrow + \overleftarrow{S_{IH}}$
- $G + \frac{P}{5} + S_{IV} \uparrow + \overrightarrow{S_{IH}}$
- $G + \frac{P}{5} + S_{IV} \uparrow + \overleftarrow{S_{IH}}$

Les effets horizontaux et verticaux dus au pesme sont pris simultanément une fois avec la sollicitation due à  $G + \frac{P}{5}$  et une fois avec  $G + P$ .

On fera les combinaisons des sollicitations à la base de chaque voile.

Convention de Signe :  $S_{IV} \downarrow \oplus$        $\overrightarrow{S_{IH}} \oplus$

**Voile - V<sub>3</sub> :**

Sollicit.	G	P	S <sub>IV</sub>	S <sub>IH</sub>	$G+P+S_{IV} \downarrow + \overrightarrow{S_{IH}}$	$G+P+S_{IV} \downarrow + \overleftarrow{S_{IH}}$	$G+\frac{P}{5} + \uparrow S_{IV} + \overrightarrow{S_{IH}}$	$G+\frac{P}{5} + \uparrow S_{IV} + \overleftarrow{S_{IH}}$
N (t)	161,36	76,05	42,71	0	280,12	280,12	133,86	133,86
M (t.m)	0	0	0	2051	2051	-2051	2051	-2051

**Voile - V<sub>4</sub> :**

Sollicit.	G	P	S <sub>IV</sub>	S <sub>IH</sub>	$G+P+S_{IV} \downarrow + \overrightarrow{S_{IH}}$	$G+P+S_{IV} \downarrow + \overleftarrow{S_{IH}}$	$G+\frac{P}{5} + \uparrow S_{IV} + \overrightarrow{S_{IH}}$	$G+\frac{P}{5} + \uparrow S_{IV} + \overleftarrow{S_{IH}}$
N (t)	84,66	19	20,75	0	124,41	124,41	67,71	67,71
M (t.m)	0	0	0	198	198	-198	198	-198

**Voile - V<sub>2</sub> :**

REFEND - 1								
Sollicit.	G	P	S <sub>IV</sub>	S <sub>IH</sub>	$G+P+S_{IV} \downarrow + \overrightarrow{S_{IH}}$	$G+P+S_{IV} \downarrow + \overleftarrow{S_{IH}}$	$G+\frac{P}{5} + \uparrow S_{IV} + \overrightarrow{S_{IH}}$	$G+\frac{P}{5} + \uparrow S_{IV} + \overleftarrow{S_{IH}}$
N (t)	14,131	5,35	3,78	91,51	114,77	-68,25	102,93	-80,09
M (t.m)	0,374	1,624	0,149	115,68	117,88	-113,48	116,24	-115,118



REFEND. 2								
Sollicit.	G	P	$S_{IV}$	$S_{IH}$	$G+P+S_{IV}^{\uparrow}+\bar{S}_{IH}^{\rightarrow}$	$G+P+S_{IV}^{\downarrow}+\bar{S}_{IH}^{\leftarrow}$	$G+P/5+S_{IV}^{\uparrow}+\bar{S}_{IH}^{\rightarrow}$	$G+P/5+S_{IV}^{\downarrow}+\bar{S}_{IH}^{\leftarrow}$
N(t)	16,751	5,479	4,426	9,151	118,16	-64,86	104,93	-78,08
M(t <sub>m</sub> )	2,037	1,78	0,601	135	139,418	-130,58	136,79	-133,208

Voile - V<sub>9</sub> :

REFEND. 1								
Sollicit.	G	P	$S_{IV}$	$S_{IH}$	$G+P+S_{IV}^{\uparrow}+\bar{S}_{IH}^{\rightarrow}$	$G+P+S_{IV}^{\downarrow}+\bar{S}_{IH}^{\leftarrow}$	$G+P/5+S_{IV}^{\uparrow}+\bar{S}_{IH}^{\rightarrow}$	$G+P/5+S_{IV}^{\downarrow}+\bar{S}_{IH}^{\leftarrow}$
N(t)	25,407	9,328	6,76	73,78	115,27	-32,29	94,29	-53,26
M(t <sub>m</sub> )	4,12	3,244	1,178	330	338,54	-321,46	333,59	-326,4

REFEND. 2.								
Sollicit	G	P	$S_{IV}$	$S_{IH}$	$G+P+S_{IV}^{\uparrow}+\bar{S}_{IH}^{\rightarrow}$	$G+P+S_{IV}^{\downarrow}+\bar{S}_{IH}^{\leftarrow}$	$G+P/5+S_{IV}^{\uparrow}+\bar{S}_{IH}^{\rightarrow}$	$G+P/5+S_{IV}^{\downarrow}+\bar{S}_{IH}^{\leftarrow}$
N(t)	6,866	1,629	1,761	73,78	84,036	-63,524	79,21	-68,35
M(t <sub>m</sub> )	1,356	0,566	0,385	0,532	2,454	1,39	1,616	0,552



# FERRAILLAGE DES VOILES

1. Introduction : Sous l'action des forces Verticales ( $G, P, S_{IV}$ ) et des forces horizontales ( $S_{IH}$ ), un référent est sollicité à la flexion Composée.

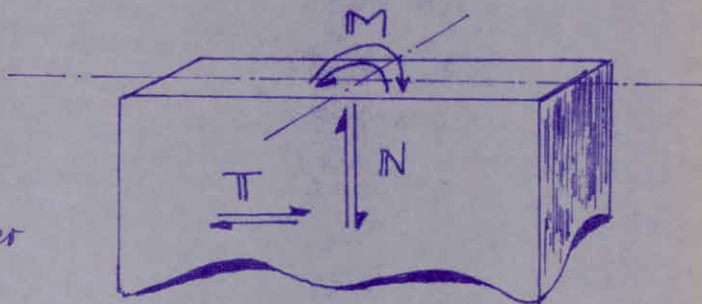
Les sollicitations à Considérer pour la détermination des sections d'aciers nécessaires sont les résultats de la superposition des efforts en prenant la sollicitation la plus défavorable.

Nous Considérons donc les 2 Combinaisons suivantes :

- 1<sup>e</sup>  $M, N_{max}$ .
- 2<sup>e</sup>  $M, N_{min}$ .

$$M = \pm M_{max}$$

On aura 3 types d'armatures à Calculer



- Armatures Verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

2. Prescriptions du C.T.C Relatives aux Voiles de Contreventement :

- La vérification de la résistance aux sollicitations de l'effort tranchant doit être effectuée avec :

$$T = 1,4 T_c \quad (\text{effort tranchant de calcul : } T_c)$$

$$\bar{\tau}_b = 0,12 \sigma_{28}$$

$$\bar{\tau}_{at} = \bar{\tau}_{en}$$

- Les armatures de la section transversale résistant à l'effort tranchant de calcul par :

$$(\text{pourcentage mini}) \bar{w}_t = \frac{\bar{\tau}_b - 8}{\bar{\tau}_{en}} \cdot 100 \quad \text{avec} \quad \bar{\tau}_b = 1,54 \frac{T}{bh}$$

- Les parties courantes doivent être armées par un cordillage d'armatures en double nappe, dont le pourcentage minimale est donné par :



Pour  $\sigma_b \leq 0,025 \sigma_{28}$  ----- 0,15% } dans chaque direction.  
pour  $0,025 \leq \sigma_b \leq 0,12 \sigma_{28}$  ----- 0,25%

- lorsque une partie du voile est tendue le pourcentage minimum des armatures est de 0,5%. Sur toute la zone tendue.
- Espacement des barres horizontales et verticales:  
 $t \leq 45b$  ou  $t \leq 30 \text{ cm}$ .
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la largeur du voile.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile. Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres horizontales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$ . Dans le cas où il existe des talons de rigidités des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :
  - $50\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
  - $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- le diamètre max des barres (horiz., vert.)  $\leq \frac{1}{10} e$ .  
e: épaisseur du voile.



### 3. CALCUL DES ARMATURES

d'après les combinaisons les plus défavorables on distingue 2 cas sous  $(M, N_{max})$  et  $(M, N_{min})$ . le calcul des armatures se fait sous  $(N_{min}, M)$  et la vérification du béton sous  $(N_{max}, M)$ .

3a. Calcul des contraintes : on utilise la formule de Navier

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M \cdot V}{I}$$

où :

- N: effort Normal appliqué.
- S: section transversale de l'élément de refend.
- M: moment fléchissant appliqué.
- V: distance du centre de gravité à la fibre la plus éloignée.
- I: moment d'inertie de l'élément de refend considéré.

3b. Marche à suivre pour le calcul des Aciers :

- des tableaux précédents (superposition des sollicitations) on détermine  $N_{max}$ ,  $N_{min}$  et M

- on calcule l'excentricité max:  $e_0^{max} = \frac{M}{N_{min}}$

- on détermine d'après la formule de Navier,  $\sigma_{max}$ ,  $\sigma_{min}$  à ce niveau 2 cas peuvent se présenter :

1<sup>er</sup> cas:  $\sigma_{max}$   $\sigma_{min}$  de même signe (section entièrement comprimée).

Le calcul nous a montré que le pourcentage d'acier calculé dans ce cas est négatif. on verra avec le % minimal donné par les compléments aux règles parasismiques, C.T.C.81 ce % est supérieur à celui donné par le D.T.U 23.1 relatif au ferrailage des voiles).

2<sup>er</sup> cas: si  $\sigma_{max}$  et  $\sigma_{min}$  ont de signes contraires cela signifie que la section est partiellement comprimée. on calculera le volume des contraintes de traction exprimé en kg en divisant ce volume par la contrainte de l'acier ( $\sigma_a = \sigma_{en}$ ) - SP2- on obtient la section d'acier nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dans cette zone. on la compare à la section minimale d'acier donnée par les compléments C.T.C. 81.



On prendra la plus grande des 2 sections

$$A = \max(A_c, A_{\min})$$

d'où la section nécessaire d'armatures verticales, on adoptera ensuite le nombre de barres / ml.

on calcule le % réel à partir des aires adoptés, puis on vérifie le béton, pour cela on calcule de nouveau  $\bar{\sigma}_{\max}$  et  $\bar{\sigma}_{\min}$  sous  $N_{\max}$  et  $M$ , on conserve  $\bar{\sigma}_{\max}$  qu'on compare à  $\bar{\sigma}'_b$ .

Calcul de  $\bar{\sigma}'_b$  en flexion composée (solliat. SP2)

$$\bar{\sigma}'_b = 1,25 \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \bar{\sigma}'_{28c}$$

le coeff: 1,25 précisé par C.T.C.

$$- e_0 = \frac{M}{N_{\max}}$$

$$\text{avec: } \delta = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,6 \\ 0,3 \left( 1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \end{array} \right. \quad - e_1 = \frac{l}{6}$$

### 1) Voiles longitudinaux (voiles plein)

On a 2 Voiles longitudinaux on étudiera un voile en détail et on donnera les résultats sous forme de tableau pour l'autre voile.

Voile V4 :

D'après les superpositions des sollicitations on a:

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{\max} = 124,41 \text{ t} \\ N^{\min} = 67,71 \text{ t} \\ M = 198 \text{ t.m} \end{array} \right. \quad - \text{à la base du voile}$$

A. Calcul des armatures sous ( $N^{\min}$ ,  $M$ )

\* Caractéristique du voile :

$$I = 0,82 \text{ m}^4$$

$$V = 160 \text{ cm}$$

$$S = 9600 \text{ cm}^2$$

\* Contraintes extrêmes

$$\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_{\max} = \frac{N^{\min}}{S} + \frac{M}{I} \cdot V = \frac{67710}{9600} + \frac{198 \cdot 10^5}{0,82 \cdot 10^8} \cdot 160$$



$$\sigma_1 = 45,68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N^{\min}}{S} - \frac{M}{I} \cdot v = \frac{67710}{9600} - \frac{198 \cdot 10^5}{0,82 \cdot 10^8} \cdot 160$$

$$\sigma_2 = -31,58 \text{ Kg/cm}^2$$

Section partiellement comprimée.

- Contrainte admissible du béton:

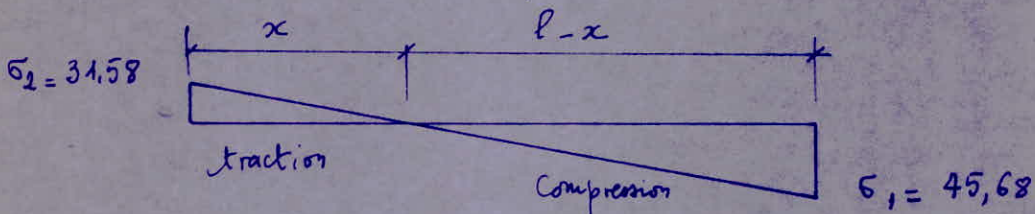
$$e_0^{\min} = \frac{M}{N^{\max}} = \frac{198}{124,41} = 1,591 \text{ m.}$$

$$e_1 = \frac{l}{6} = 0,533 \text{ m.}$$

$$\delta = \min \begin{cases} 0,6 \\ 0,3 \left( 1 + \frac{1,591}{3 \cdot 0,533} \right) = 0,598 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = 281,25 \cdot \delta = 281,25 \cdot 0,598 = 168,18 \text{ Kg/cm}^2$$

\* Détermination de la position de l'axe neutre du béton



$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \frac{l-x}{x} = \frac{45,68}{31,58} \rightarrow \begin{cases} x = 1,308 \text{ m} \\ l-x = 1,892 \text{ m} \end{cases}$$

Le béton comprimé résiste ( $\sigma_1 < \bar{\sigma}_b'$ ) un ferrailage minimum suffit.

\* CALCUL DES ARMATURES tendues:

- Volume des Contraints: F

$$F = \frac{1}{2} \sigma_1 \cdot b \cdot x = \frac{1}{2} 31,58 \cdot 30 \cdot 130,8 = 61959,96 \text{ Kg}$$

- section d'aciers tendues:

$$A = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} = \frac{61959,96}{4200} = 14,75 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A}{ml} = \frac{14,75}{1,308} = 11,276 \text{ cm}^2/\text{ml}$$



Pourcentage minimum d'aciers pour la zone tendue:

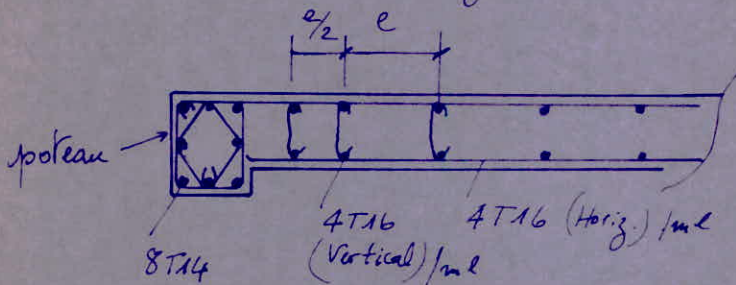
$$\frac{A_m}{ml} = w \cdot S_b = \frac{0,5 \cdot 30 \cdot 100}{100} = 15 \text{ cm}^2/ml.$$

$$A = \max (A_{calculée}, A_m) = 15 \text{ cm}^2/ml.$$

Ce qui donne :

$$4T16/ml/face - (e = 25 \text{ cm})$$

Vu que le moment peut changer de sens et la zone comprimée devient tendue, on adoptera le même ferrailage sur toute la largeur du voile.



Vérification de la contrainte du béton:

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{max} &= \frac{N^{max}}{S} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{124,41 \cdot 10^3}{9600} + \frac{198 \cdot 10^5}{0,82 \cdot 10^8} \cdot 160 \\ \bar{\sigma}_{max} &= 51,59 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \end{aligned}$$

Vérification à l'effort tranchant

$$\bar{\tau}_b = 1,54 \frac{T}{bh} = 1,54 \cdot \frac{21600}{9600} = 3,465 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0,125 \frac{V}{b} = 32,88 \text{ Kg/cm}^2.$$



Voile - V<sub>3</sub>

Résultats	
$M$ (tm)	2051
$N$ <sup>max</sup> <sub>t</sub>	280,12
$N$ <sup>min</sup> <sub>t</sub>	133,86
$e_0$ <sup>min</sup> (m)	7,32
$e_0$ <sup>max</sup> (m)	15,3
$e_1$ (m)	1,47
$\bar{\sigma}_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	114,58
$\bar{\sigma}_2$ (kg/cm <sup>2</sup> )	-94,43
Sollici	Sect. partiel. Comprimée
$A'$ (cm <sup>2</sup> )	—
$A$ (cm <sup>2</sup> )	67,45 (toute la section 2 faces)
Arme	—
$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	5 T12 / face.
$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	< 32,89.
$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	Cadre T6
$\bar{\sigma}'_b$	168,75
$\bar{\sigma}_{max}$	125,58



2°) Voiles transversaux.  $V_1, V_2$  (une file d'ouvertures)

Voile  $V_1$ : Trumeau ①

$$\begin{cases} N^{\max} = 115,27 \text{ t} \\ N^{\min} = -53,26 \text{ t (traction)} & M^{\text{Corr}} = -326,4 \text{ t.m.} \\ M = 338,54 \text{ t.m} \end{cases}$$

Caractéristiques géométriques :

$$\begin{cases} S = 10,025 \cdot 0,15 = 1,5037 \text{ m}^2 = 15037,5 \text{ cm}^2 \\ V = 501,25 \text{ cm.} \\ I = 12,6 \text{ m}^4. \end{cases}$$

L'effort  $N^{\min}$  est une traction qui doit être totalement reprise par les aciers

excentricité :

$$e_0^{\max} = \frac{M^{\text{Corr}}}{N^{\min}} = \frac{326,4}{53,26} = 6,128 \text{ m}$$

bras de levier :  $z = \frac{f}{8} h$

$$d_1 = d_2 = 0,13 \rightarrow z = 0,875 \cdot 989,5 = 865,81 \text{ cm}$$

$$l_1 = V - e_0 - d_2 = 501,25 - 612,8 - 13 = -124,55$$

$$l_2 = V + e_0 - d_2 = 501,25 + 612,8 - 13 = 1101,05$$

d'où les aciers :

$$A_1 = \frac{N \cdot l_2}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{53260 \cdot 1101,05}{865,81 \cdot 4200} = 16,12 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N \cdot l_1}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{53260 \cdot 124,55}{865,81 \cdot 4200} = 1,824 \text{ cm}^2$$

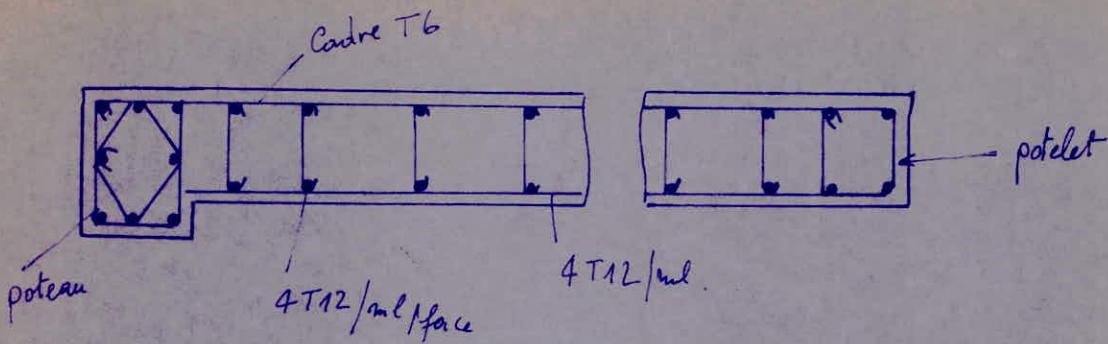
le C.T.C exige un ferrailage minimal de :

- 4 T12 aux extrémités du trumeau (
- de  $0,5\%$  ( $S_b$ ) en Zone Courante

$$\text{soit } 8 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T12 / ml / face}$$



donc on adoptera un ferrailage comme suit :



Ce voile peut subir un moment double d'une compression : soit :

$$N^{\max} = 115,27 \text{ t} \quad M = 338,54 \text{ t.m.}$$

Vérification de la section :

$$\bar{\sigma}_{\max} = \frac{N^{\max}}{S} + \frac{M \cdot v}{I}$$

$$\bar{\sigma}_{\max} = \frac{115270}{15037,5} + \frac{338,54 \cdot 10^5}{12,6 \cdot 10^8} \cdot 501,25 = 21,13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{\max} < \bar{\sigma}'_b = 143 \text{ kg/cm}^2.$$

(et cela sans faire intervenir les aciers)

Trumeau (2) .

$$\begin{cases} N^{\max} = 84,036 \text{ t} \\ N^{\min} = -68,35 \text{ t} \quad (M_{\text{corr}} = 0,552 \text{ t.m}) \\ M = 2,454 \end{cases}$$

Vu les sollicitations faibles du trumeau (2) les calculs ont donné une section très faible d'où on adoptera la section minimale C.T.C. Le ferrailage sera conforme au trumeau (1).



# Voile - $V_2$

	TRUMEAU . 1	TRUMEAU . 2
$H$ (tm)	117,88	139,418
$N^{\max}$ (t)	114,77	118,16
$N^{\min}$ (t)	- 80,09 ( $M^{\text{com}}: -115,1 \text{ t.m}$ )	- 78,08 ( $M^{\text{com}}: -133,2 \text{ t.m}$ )
$e_0^{\text{min}}$ (m)	1,43	1,7.
$e_0^{\text{max}}$ (m)	1,02	1,18
$e_1$ (m)	0,941	0,991
$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	43,14	44,78
$\sigma_2$ (kg/cm <sup>2</sup> )	/	/
Sollicit.	S.E. Fendue	S.E.T.
$A'$ (cm <sup>2</sup> )	/	/
$A$ (cm <sup>2</sup> )	9,08	9,08.
$A_{\text{use}}$	8 T12 /ml	8 T12 /ml
$A_{\text{ml/g}}$	4 T12 /ml /Face	4 T12 /ml /Face
$\sigma_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	20,8 < $\bar{\sigma}_b$	19,8 < $\bar{\sigma}_b$
At.	Cadres T6	Cadres T6
$\bar{\sigma}'_b$	127,11	132,6
$\sigma_{\text{max}}$	43,14	44,78.



# FERRAILLAGE DES LINTEAUX

I. Introduction : Les linteaux sont les éléments entre ouvertures en élévation de voiles qui lient les trumeaux.

Les linteaux travaillent sous les charges suivantes :

- $q_G$  (t/ml) } • Son poids propre
- } • le poids propre du plancher
- $q_P$  (t/ml) • La surcharge d'exploitation due au plancher
- $q_{SV}$  (t/ml) • La surcharge due au séisme vertical.
- $q_{SH}$  (t/ml) • La surcharge due au séisme horizontal

2. Effort tranchant dans le linteau :

L'effort tranchant total sollicitant le linteau est la combinaison de tous les efforts agissant sur le linteau cités ci-dessus.

$$T = T_G + T_P + T_{SV} + T_{SH}.$$

avec

$$T_G = q_G \cdot \frac{l}{2}$$

$l$  : longueur du linteau

$$T_P = q_P \cdot \frac{l}{2}$$

$$q_{SV} = \left( q_G + \frac{q_P}{5} \right) \tilde{\sigma}_V$$

$$T_{SV} = q_{SV} \cdot \frac{l}{2}$$

$$T_{SH} = 1,5 \pi$$

(majoration de 50% prescrite par C.T.C)

3. Moment flechissant dans le linteau :

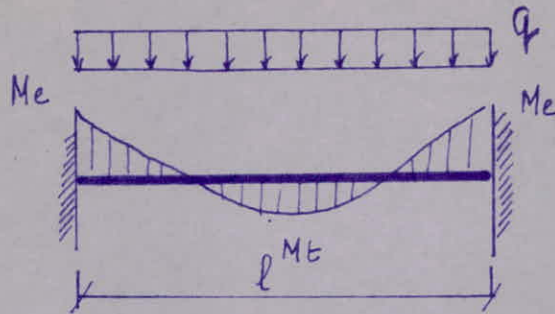
Le moment flechissant total sollicitant le linteau résulte de la combinaison de toutes les actions citées ci-dessus.

$$M = M_G + M_P + M_{SV} + M_{SH}$$

• Le linteau sera supposé encasturé à ses deux extrémités :



- Le moment à l'encastrement est:  $M_e = - \frac{q l^2}{12}$
- Le moment en travée est:  $M_t = \frac{q l^2}{24}$



$\pi$ : effort tranchant dans le linteau

Avec:  $q = q_G + q_P + q_{sv} + q_{sh}$        $q_{sh} = 9\pi$   
finalement:

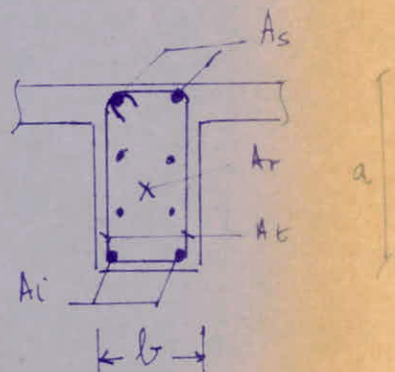
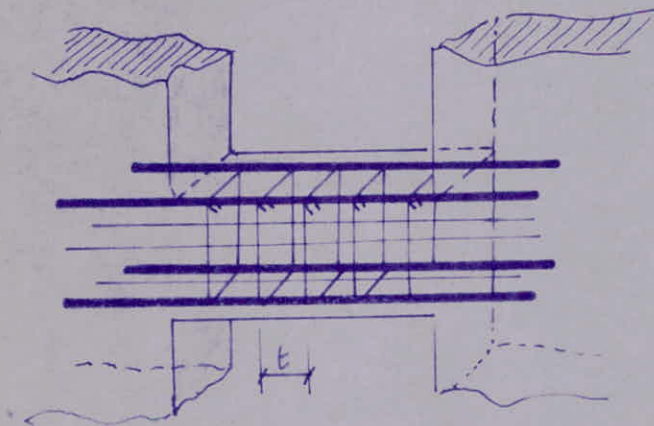
$$M_e = \left( \frac{q_G + q_P + q_{sv}}{12} \right)^2 + 1,5 \pi \frac{l}{2}$$

#### 4. ferrailage du linteau:

Le linteau sera ferrailé en flexion simple sous l'effet du moment flechissant et de l'effort tranchant.

#### 5. Prescriptions relatives au ferrailage des linteaux (ETC 87)

Les armatures doivent être ancrées et disposées dans les tourneaux suivant le croquis ci dessous.





Les sections minimales d'aciers sont données par:

Aciers supérieurs et inférieurs  $(A_s \text{ et } A_i)_{\text{mini}} = 0,0015 b \cdot a$

Aciers de répartition :  $(A_r)_{\text{mini}} = 0,002 b \cdot a$

Aciers transversaux  $(A_t)_{\text{mini}} = 0,0025 b \cdot t$

$$\text{Pour } \tau = \frac{1,5 I}{b^3} \geq 0,066 \sigma'_{28}$$

- Outre les linteaux de petite portée ferrillés  
forfaitement

notre construction comporte 2 types de linteaux

Dans le voile 1 ( $V_1$ )

type 1:  $1,4 \times 0,86 \times 0,15$

type 2:  $1 \times 1 \times 0,15$   
( $l \cdot h \cdot e$ )

(Voile  $V_2$ )

### Ferraillage:

Linteau : type 1 :  $1,4 \cdot 0,86 \cdot 0,15$

#### 1. Charges.

- poids propre du linteau:

$$0,15 \cdot 0,86 \cdot 2,5 = 0,3225 \text{ t/ml.}$$

- poids propre du plancher

$$1,45 \cdot 0,546 = 0,7917 \text{ t/ml.}$$

$$q_G = 1,1142 \text{ t/ml.}$$

- Sur charges d'exploitation:

$$q_P = 0,25 \cdot 1,45 = 0,3625 \text{ t/ml.}$$

- Seisme Vertical:

$$q_{SIV} = \left( q_G + \frac{q_P}{5} \right) \bar{0}_v$$

$$q_{SIV} = \left( 1,1142 + \frac{0,3625}{5} \right) \cdot 0,734 = 0,871 \text{ t/ml.}$$

- S.H:  $q_{SH} = q \cdot \pi = 9 \cdot 38,1 = 342,9 \text{ t/ml.}$



2. Efforts dans le linteau:

à l'encastrement:  $T = 5,8 t$ .

$$M_e = (q_a + q_p + q_{sv}) \cdot \frac{1}{12} \cdot l + 1,5 \pi \frac{l}{2}$$

$$M_e = 4,04 \text{ t.m.}$$

Ferraillage aciers supérieurs

$$\gamma_s = \frac{15 \cdot M_e}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 4,04 \cdot 10^5}{4200 \cdot 15 \cdot 86^2} = 0,013$$

$$\bar{w} = 0,09\% < 0,15\% = \bar{w}_s$$

$$A = 0,0015 b \cdot h = 1,935 \text{ cm}^2$$

on prendra: 2 T 14 (3,078 cm<sup>2</sup>)

Aciers inférieur  $M_t < M_e$   $A_i < A_s$  ( $A_s$ ) etc

on prendra aussi  $A_i$  (3,078 cm<sup>2</sup>) 2 T 14

Aciers transversaux  $A_t$ :

on prendra des cadres  $T_c$  uniformément sur toute la longueur du linteau

$$A_t = 0,565 \text{ cm}^2.$$

Espacement:

$$t \leq \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot Z}{T}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = f_a \cdot \bar{\sigma}_a$$

$$f_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{6,96}{9 \cdot 5,9} = 0,86 > \frac{2}{3}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,86 \cdot 4200 = 3612 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{5800}{15 \cdot \frac{7}{8} \cdot 86} = 6,96 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\bar{\tau}_b = 0,12 \cdot 528 = 32,4 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b$$

$$t \leq \frac{0,565 \cdot 3612 \cdot \frac{7}{8} \cdot 86}{5800} = 26,47 \text{ cm}$$



$$\bar{t} = \max \begin{cases} 0,2h \\ h \left[ 1 - \frac{0,3 \cdot 86}{\bar{\sigma}_b} \right] \end{cases}$$

$$= \max \begin{cases} 0,2 \cdot \frac{7}{8} \cdot 86 = 15,05 \\ \frac{7}{8} \cdot 86 \left[ 1 - \frac{0,3 \cdot 6,96}{5,9} \right] = 48,6 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\text{ou } (A_t)_{\min} = 0,0025 b \cdot t = 0,0025 \cdot 15 \cdot 25$$

$$= 0,937 \text{ cm}^2.$$

On adoptera ce ferrailage minimum (C.T.C)

Avec 1 cadre T10  $A_t = 1,57 \text{ cm}^2$ .

Acier de repartition  $A_r$ :

(C.T.C).  $A_{r,m} = 0,002 b \cdot a = 0,002 \cdot 15 \cdot 140$

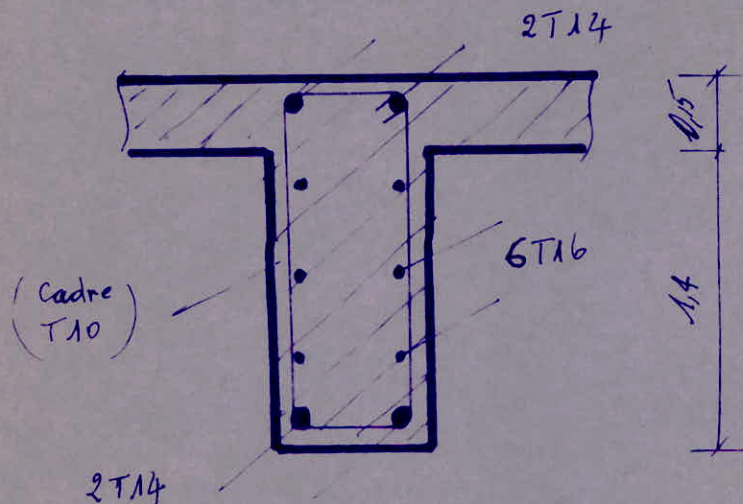
$$A_{r,m} = 4,2 \text{ cm}^2.$$

On prendra 6 T10 =  $4,71 \text{ cm}^2$  (3 sur chaque face)

• Aciers obliques dans les angles:

$$\tau_b = 6,96 \text{ kg/cm}^2 < 0,066 \delta_{es} = 17,82 \text{ kg/cm}^2$$

donc pas d'aciers obliques.



R Ce linteau est le plus défavorable point de vue dimensions et charges le linteau type 2 est moins défavorable. de ce fait son ferrailage sera identique à celui du type 1.

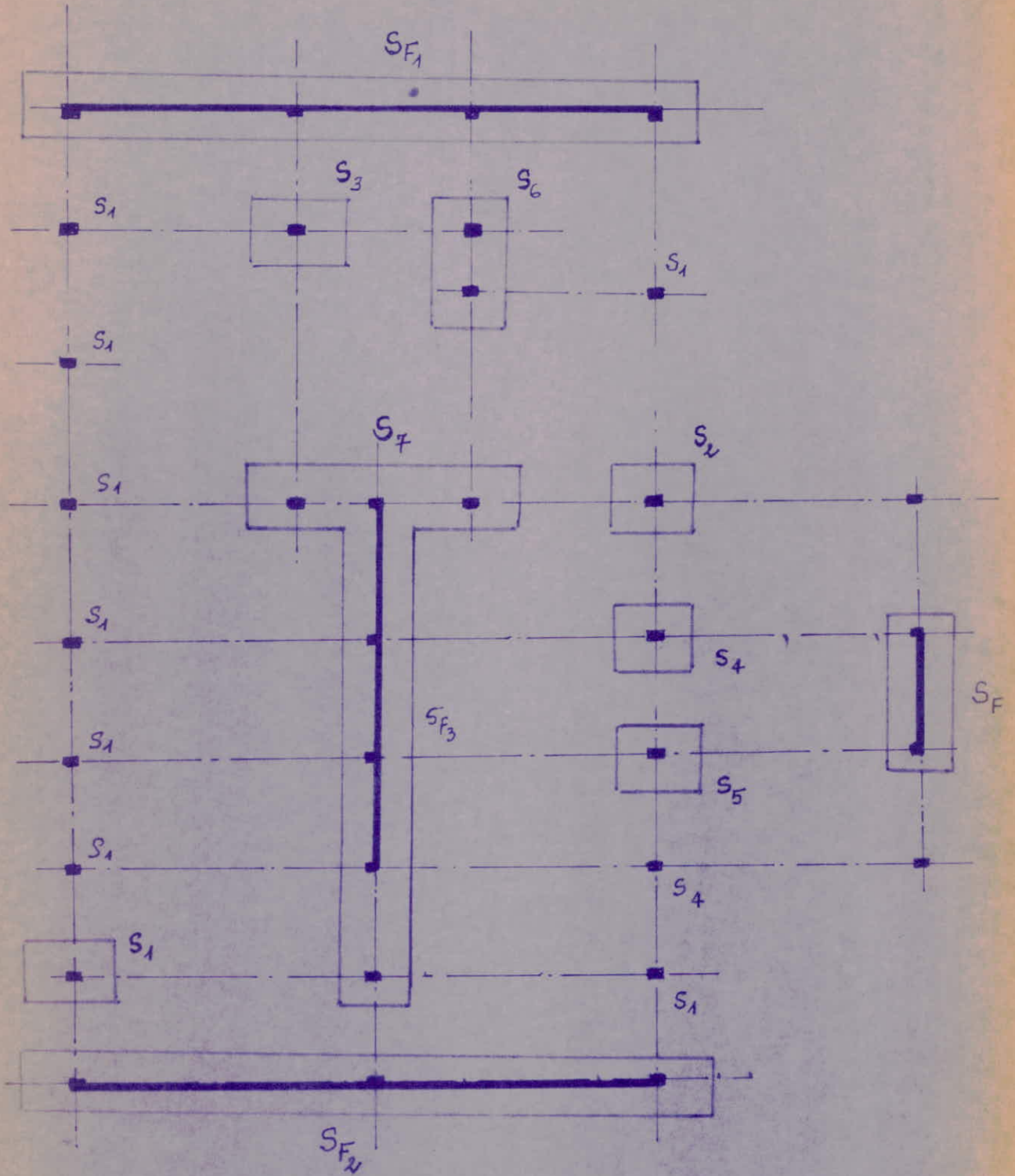


*FONDATIONS*



- FONDATIONS -

- PLAN -





Les fondations de notre bâtiment sont des fondations superficielles.

La Contrainte admissible du sol est de :  $\bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ Kg/cm}^2$ . (SP<sub>1</sub>)  
à 1,5 m d'ancrage.

sous (SP<sub>2</sub>)  $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ Kg/cm}^2$ .

Dans nos fondations on a :

- 1<sup>er</sup> type: semelle isolée sous poteau.
- 2<sup>er</sup> type: semelle continue sous 2 poteaux
- 3<sup>er</sup> type: semelle filante sous voile.
- 4<sup>er</sup> type: semelle combinée sous 3 poteaux liée à une semelle filante sous voile.

Les semelles du type 1 et 2 seront ferrillées sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre ( $G + 1,2P$ ) SP<sub>1</sub> (max).

Les semelles du type 3, 4 seront ferrillées sous la plus défavorable des sollicitations du 2<sup>er</sup> genre.

avec  $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ Kg/cm}^2$  et  $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{cu} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ .

Les semelles reposent sur une couche de béton de propriété de 5 à 10 cm d'épaisseur classé à 150 Kg/cm<sup>3</sup> de chaux hydraulique ou de ciment laitier.

Pour chaque type de semelle on exposera le calcul en détail pour 1 semelle et on donnera uniquement les résultats pour les autres semelles.



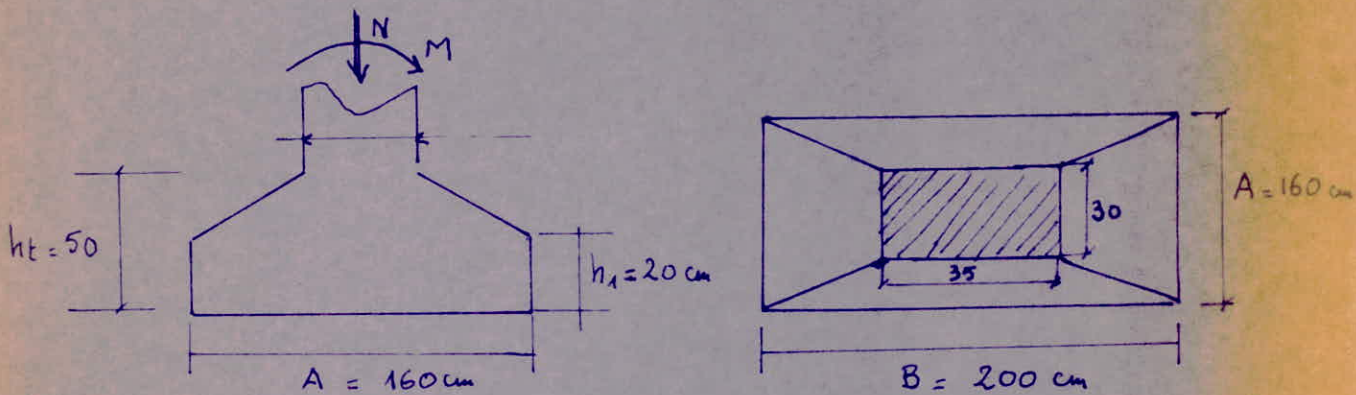
Semelle du 1<sup>er</sup> type:

$$S_1: \quad N_{max} = 36,5 \text{ t}$$

$$M = 2,875 \text{ t.m.}$$

On utilisera la méthode des bielles, en supposant que les semelles sont rigide et qu'elles sont homothétiques avec les poteaux.

1. Dimensionnement:



$$\bar{\sigma}_s \geq \frac{N}{S} + \frac{M \cdot v}{I}$$

$$k = \frac{b}{a} = \frac{B}{A} = \frac{3,5}{3}$$

$$S = \frac{7}{6} A^2$$

$$\frac{I}{A^4} = \frac{B \cdot A^3}{12} = \frac{7}{6} \cdot \frac{A \cdot A^3}{12} = \frac{7}{72} A^4$$

$$v = \frac{A}{4}$$

$$\frac{v}{I} = - A^{-3}$$

$$\bar{\sigma}_s \geq \frac{36500}{\frac{7}{6} A^2} + \frac{287500 \cdot 18}{7 A^3} = \frac{6}{7 A^2} \left( 36500 + \frac{287500 \cdot 3}{A} \right)$$

$$1,5 \geq \frac{0,857}{A^2} \left( 3,65 + \frac{86,25}{A} \right) \cdot 10^4$$

Equation du 3<sup>er</sup> degré : qui donne

$$A = 160 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow B = 200 \text{ cm.}$$

$$\cdot ht \geq \max \left( \frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4} \right) + 5 = 38,75 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} P_{ht} = 50 \text{ cm} \\ P_{h} = 45 \text{ cm} \end{cases}$$



épaisseur de la semelle:

$$h_1 \approx \left( \frac{h_t}{2} \text{ à } \frac{h_t}{3} \right) \approx 20 \text{ cm.}$$

$$h_1 \geq 6\phi + 6$$

FERRAILLAGE (meth. des bielles)

pois propre de la semelle:

$$G_s = \left( A \cdot h_1 + \frac{(A+a)(h_t - h_1)}{2} \right) B \cdot \rho_b$$

$$G_s = \left( 1,6 \cdot 0,2 + \frac{(1,6+0,3)(0,5-0,2)}{2} \right) 2 \cdot 2,5 = 3,025 \text{ t}$$

$$N_T = 36,5 + 3,025 = 39,525 \text{ t}$$

$$M = 2,875 \text{ t.m.}$$

on doit vérifier que  $\sigma_{(A/4)} \leq \bar{\sigma}_s$ .

$$\sigma_{(A/4)} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Calcul des Contraintes extrêmes :

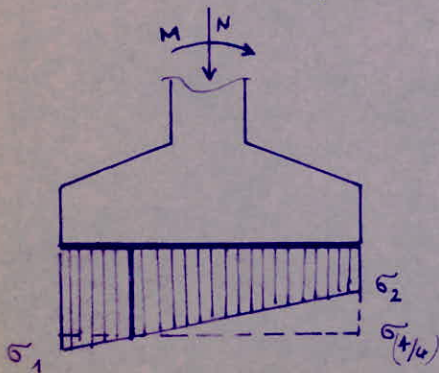
$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{287500}{39525} = 7,27 \text{ cm.}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{160}{6} = 26,66 \text{ cm}$$

Section Entièrement Comprimée.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} \left( 1 + \frac{6e_0}{A} \right) = \frac{39525}{160 \cdot 200} \left( 1 + \frac{6 \cdot 7,27}{160} \right) = 1,64 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} \left( 1 - \frac{6e_0}{A} \right) = \frac{39525}{160 \cdot 200} \left( 1 - \frac{6 \cdot 7,27}{160} \right) = 0,827 \text{ Kg/cm}^2$$



$$\sigma_{(A/4)} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,436 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

• on admet que la répartition des pressions dans les semelles est linéaire -



On peut remplacer la sollicitation  $(M, N)$  par une sollicitation équivalente à  $N'$  avec la contrainte moyenne

$\bar{\sigma}(A/4)$  on peut écrire:

$$N' = \bar{\sigma}(A/4) \cdot S = 1,436 \cdot 160 \times 200 = 45952 \text{ Kg}$$

d'où les Armatures:

$$A_A = \frac{N'(A-a)}{8 \bar{\sigma}_a \cdot h} = \frac{45952 \cdot 130}{8 \cdot 2800 \cdot 45} = 5,92 \text{ cm}^2$$

$$A_B = \frac{N'(B-b)}{8 \bar{\sigma}_a \cdot h} = \frac{45952 \cdot 165}{8 \cdot 2800 \cdot 45} = 7,53 \text{ cm}^2$$

• Vérification au poinçonnement:  $\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{1,5 N}{P_c \cdot h_t}$$

$$P_c = 2[a+b+2h_t]$$

$$P_c = 2[30+35+100]$$

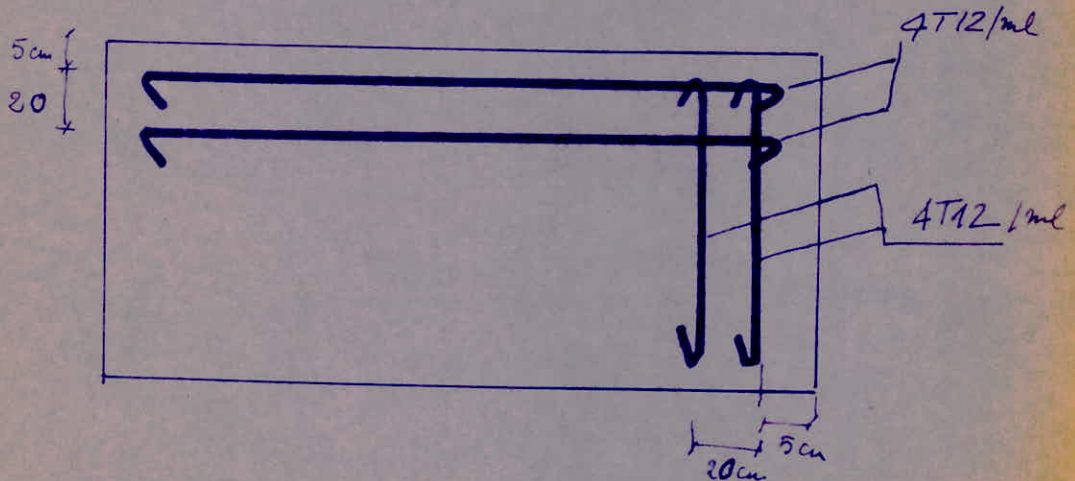
$$\bar{\sigma}_b = \frac{1,5 \cdot 36500}{330 \cdot 50} = 3,31 \text{ kg/cm}^2 \quad P_c = 330$$

$$(\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2)$$

Choix des Aciers:

dans les 2 sens on a:  $A = 3,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$

4T12/ml (4,52 cm<sup>2</sup>)





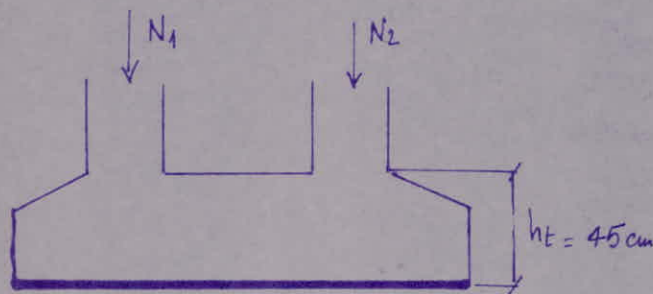
Semelles type: 1 Resultats

- adoptées -

Sem.	N (t)	M (t.m)	A (cm)	B (cm)	ht (cm)	A <sub>A</sub> n/ml	A <sub>B</sub> n/ml
S <sub>1</sub>	36,5	2,875	160	200	50	4T12/ml	4T12/ml
S <sub>2</sub>	55	0,6	190	220	55	4T12/ml	4T12/ml
S <sub>3</sub>	63,38	0,37	200	230	55	4T14/ml	4T14/ml
S <sub>4</sub>	65,65	0	200	230	55	4T14/ml	4T14/ml
S <sub>5</sub>	21,1t	0	120	140	40	4T10/ml	4T10/ml

- 4T12/ml = 4,52 cm<sup>2</sup>
- 4T14/ml = 6,16 cm<sup>2</sup>
- 4T10/ml = 3,14 cm<sup>2</sup>

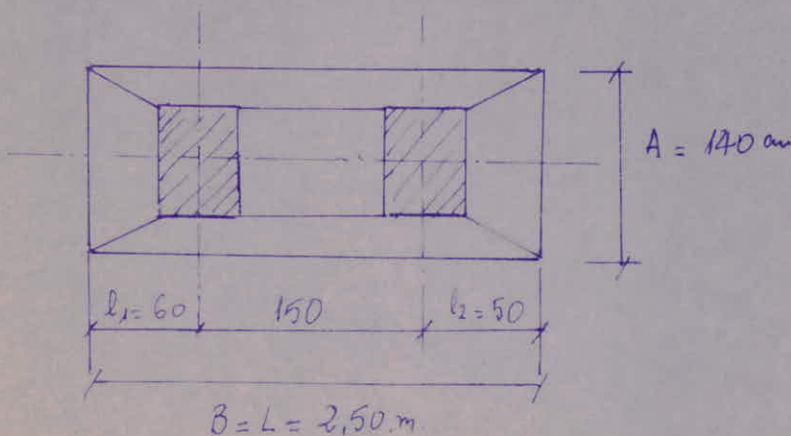
Semelle du type. 2. (1 semelle continue sous 2 poteaux)  
 le calcul se fait comme pour le Bloc. A. on se limitera de donner les résultats



$N_1 = 26,36t$

$N_2 = 20,1t.$

(Sous Sp1)



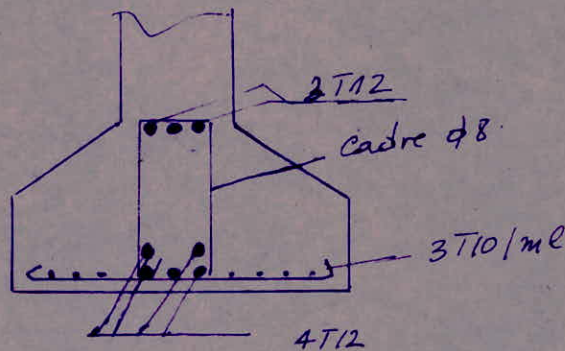


FERRAILLAGE :

Sur appuis : 4T12 (4,52cm<sup>2</sup>)

en travée : 3T12 (2,26cm<sup>2</sup>)

trous versalement : 3T10/ml. (2,35cm<sup>2</sup>)



Semelle du type: 3 (Semelle filante sous l'unité.)

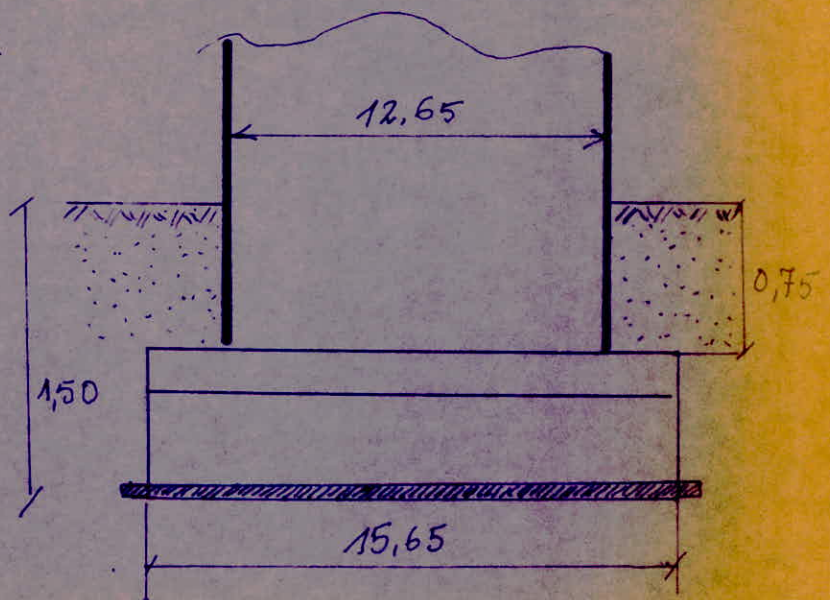
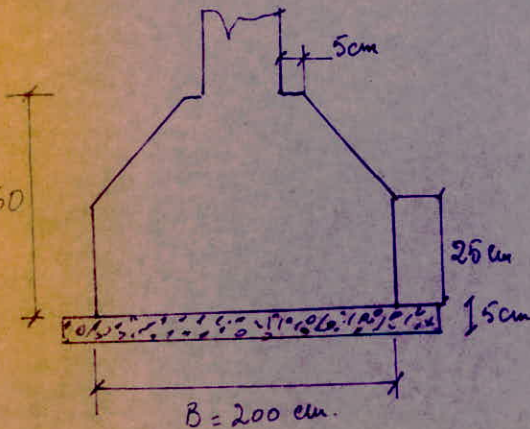
SF<sub>1</sub> :  $N = 115,27 \text{ t.}$   
 $M = 338,54 \text{ t.m.}$

en plus on ajoute à N :

pois du voile en dessus du R.D.C.

$$P_v = 0,15 \cdot 12,65 \cdot 0,75 = 3,55 \text{ t}$$

$$N_T = 118,82 \text{ t.}$$





Dimensionnement:

- largeur  $B$ : soit  $L = 15,65 \text{ m}$ . (longueur de la semelle)

$$B \geq \frac{N_T}{\bar{\sigma}_s \cdot L} = \frac{118820}{2 \cdot 1565} = 38 \text{ cm.}$$

soit  $B = 200 \text{ cm}$ .

- hauteur  $ht$ :

$$ht \geq \frac{B-b}{4} + 5$$

Pour semelle rigide et éviter la vérification à l'effort tranchant.

$$ht \geq \frac{200-30}{4} + 5 = 47,5 \text{ cm.}$$

soit :  $ht = 60 \text{ cm}$ .

$$R_1 = \left( \frac{ht}{2} \bar{a} \frac{ht}{3} \right) = (30, 20) \text{ soit : } h_1 = 25 \text{ cm}$$

- poids propre de la semelle:

$$G_s = \left( 2 \cdot 0,25 + \frac{(2+0,3+0,1)(0,6-0,25)}{2} \right) \cdot 15,65 \cdot 2,5$$

$$G_s = 40,7 \text{ t}$$

- poids propre des terres au dessus de la semelle:

$$\gamma_s = 1,8 \text{ t/m}^3$$

$$N_t = ((2-0,3) 12,65 + 2 \cdot 0,75 \cdot 2) \cdot 1,8 = 32 \text{ t}$$

$$N_{T_{\max}} = 118,82 + 40,7 + 32 = 191,52 \text{ t}$$

- Vérification à la Stabilité:

Le C.T.C recommande dans le cas des fondations superficielles de vérifier:

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

$$e = \frac{338,54}{191,52} = 1,76 \text{ m} \leq \frac{15,65}{4} = 3,91 \text{ m}$$



Verification Des Contraintes :

$$S = B \cdot L = 200 \cdot 1565 = 313000 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{191520}{313000} \left( 1 + \frac{6 \cdot 1,76}{15,65} \right) = 1,02 \text{ Kg/cm}^2$$

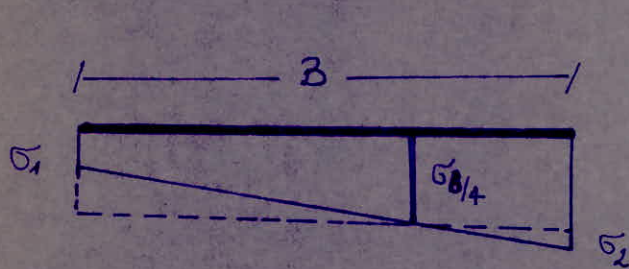
$$\sigma_2 = \frac{N}{S} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{191520}{313000} \left( 1 - \frac{6 \cdot 1,76}{15,65} \right) = 0,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} = 1,02 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s (2 \text{ Kg/cm}^2)$$

## FERRAILLAGE

longitudinalement (pour 1ml).

determination de la charge repartie  $q$  (t/ml)



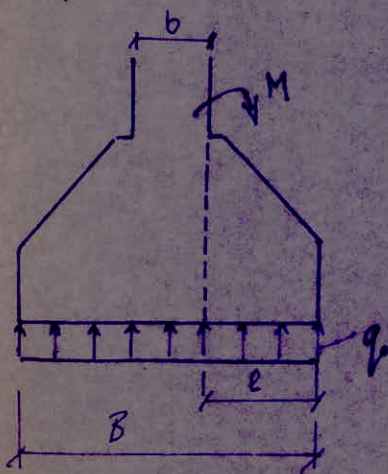
$$\sigma_{(B/4)} = \frac{3\sigma_2 + \sigma_1}{4}$$

$$\sigma_{(B/4)} = \frac{3 \cdot 0,2 + 1,02}{4}$$

$$\sigma_{(B/4)} = 0,815 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q = \sigma_{(B/4)} \cdot 1,00 = 8,15 \text{ t/ml}$$

• partie sans voile :



Moment à l'encastrement :

$$M = q \frac{l^2}{12} \text{ avec } l = \frac{B-b}{2}$$

$$l = \frac{2,00 - 0,3}{2} = 0,85 \text{ m}$$

$$M = 8,15 \cdot \frac{(0,85)^2}{12} = 0,490 \text{ t.m}$$

Armatures :

$$A = \frac{M}{\zeta \bar{\sigma}_a} = \frac{49069}{\frac{7}{8} \cdot 55 \cdot 4200} = 0,24 \text{ cm}^2$$

on prendra 4T12/ml (4,52 cm<sup>2</sup>)  $e = 25 \text{ cm}$

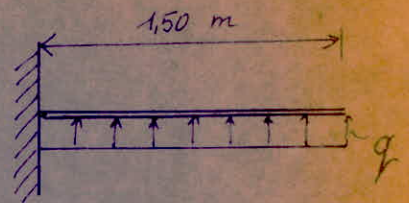


Parties extrêmes en Consolés:

on a :  $q = 8,15 \text{ t/ml}$ .

$$M = q \cdot \frac{l^2}{12} = \frac{8,15 \cdot (1,5)^2}{12} = 1,53 \text{ t.m}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a} = \frac{1,53 \cdot 10^5}{0,875 \cdot 55 \cdot 4200} = 0,75 \text{ cm}^2$$



soit 4T12/ml ( $4,82 \text{ cm}^2$ ).  $e = 25 \text{ cm}$ .

on prendra pour les armatures longitudinales sous voile

$$A_l = 4T8 \text{ /ml. } (e = 25 \text{ cm})$$

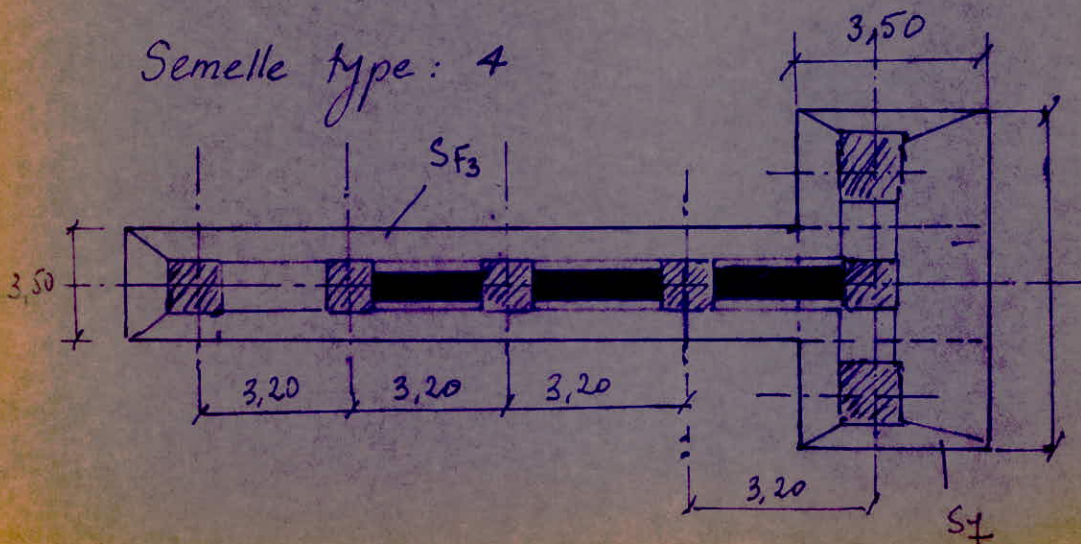
et les armature transversales de la console extrême

$$A_t = 4T8 \text{ /ml. } (e = 25 \text{ cm})$$

- On applique la même méthode pour la semelle  $SF_2$ , pratiquement elle est sollicitée par les mêmes efforts, elle est moins défavorable que  $SF_1$ .

On adoptera le même ferrailage et le même dimensionnement que  $SF_1$ . (les calcul on donné des résultats très proches).

Semelle type: 4

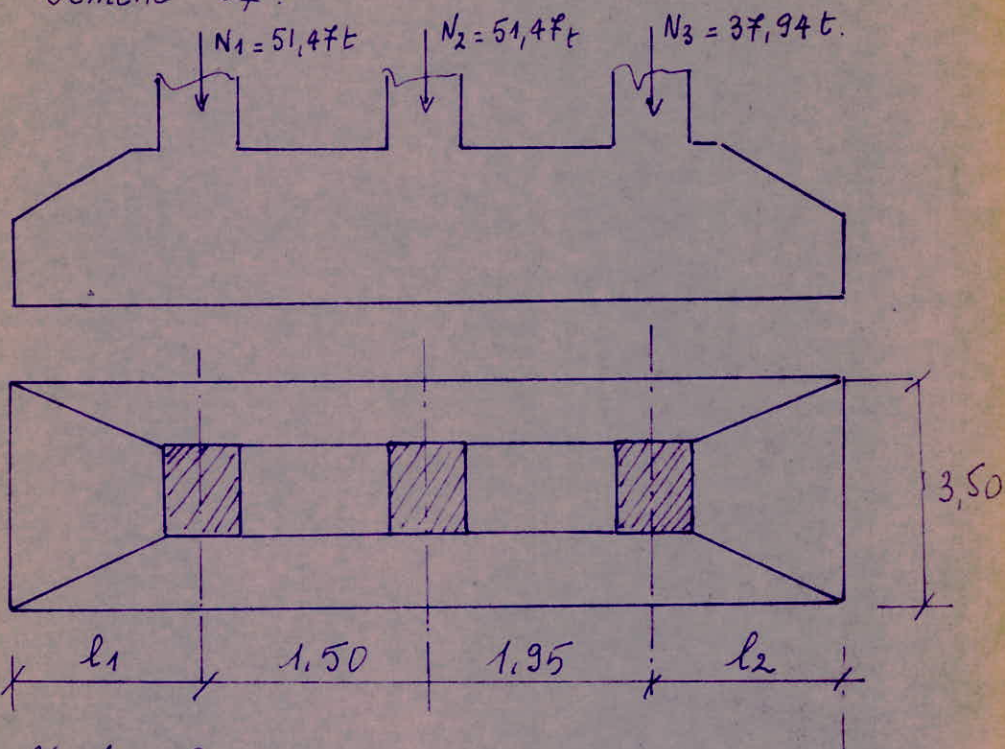




On étudiera notre semelle en 2 parties :

1<sup>ère</sup> partie :  $S_7$  (semelle continue sous 3 poteaux)  
 2<sup>ème</sup> partie :  $SF_3$  (semelle filante sous Vile  $(V_3)$ .)

1. Semelle  $S_7$  :



Resultante  $R$  :

$$R = \sum N_i = 51,47 + 51,47 + 37,94 = 140,88$$

Calcul de l'excentricité  $e$  de  $R$  à l'axe Vertical.

$$\sum M / y_y = 0 \Rightarrow N_3 \cdot 1,725 - N_2(0,225) - N_1 \cdot 1,725 = R e$$

$$e = \frac{37,94 \cdot 1,725 - 51,47(1,95)}{140,88} = -0,247 \text{ m}$$

$$e = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{on a : } l_1 - l_2 = 0,25$$

Condition de résistance :  $\sigma_s = \frac{N_T}{S} \leq 1,5$

$$\frac{140,88 \cdot 10^3}{350(l_1 + l_2 + 345)} \leq 1,5$$



d'où :  $l_1 + l_2 + 345 \geq \frac{140880}{500 \cdot 1,5}$

$l_1 + l_2 \geq 124,6 \text{ cm.}$

on prend  $l_1 + l_2 = 175$  }  $l_1 = 100 \text{ cm}$   
 et  $l_1 - l_2 = 25$  }  $l_2 = 75 \text{ cm.}$

\* hauteur totale :

$h_t \geq \left( \frac{L}{6} \div \frac{L}{9} \right) = (86,57)$        $h_t = 75 \text{ cm}$   
 $h = 70 \text{ cm.}$

\* épaisseur de la semelle :

$h_1 \approx \left( \frac{h_t}{2}, \frac{h_t}{3} \right) = (35, 23,3)$        $h_1 = 25 \text{ cm.}$

\* Poids de la semelle :

$G_s = \left[ (A h_1 + \frac{(A+a)(h_t - h_1)}{2}) \right] \cdot 2,5$

$G_s = \left[ 2 \times 0,25 + \frac{(2+0,3)(0,4)}{2} \right] \cdot 5,2 \cdot 2,5 = 12,48 \text{ t}$

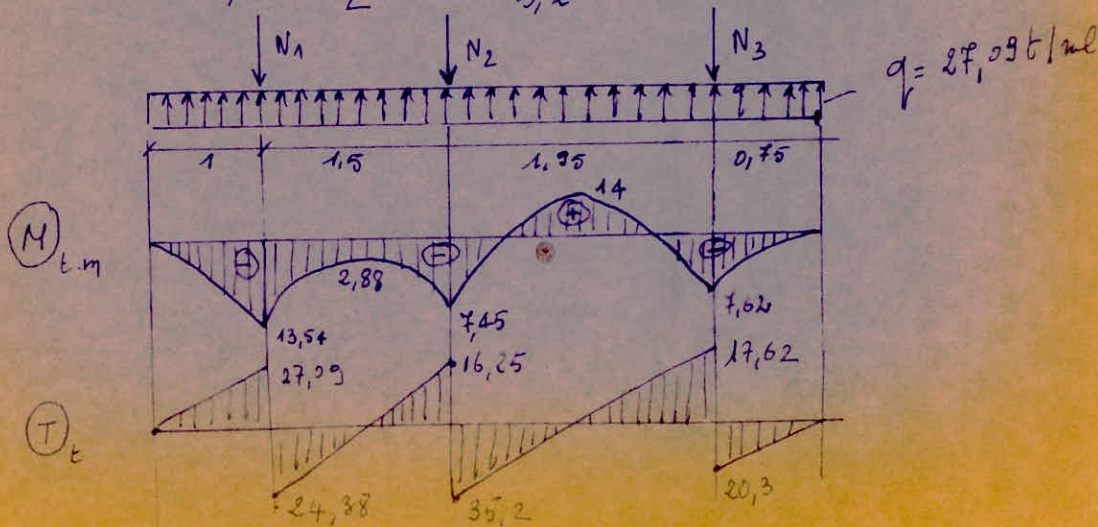
Verification des Contraintes :

$\bar{\sigma}_s = \frac{N_T + G_s}{S} = \frac{140880 + 12480}{200 \cdot 520} = 1,47 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_s < \bar{\sigma}_s (1,5 \text{ Kg/cm}^2)$

Determination des efforts :

$q = \frac{N_T}{L} = \frac{140,88}{5,2} = 27,09 \text{ t/ml.}$





Calcul des Armatures:

en appuis :  $M_a = 13,54 \text{ t.m.}$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 13,54 \cdot 10^5}{4200 \cdot 50 \cdot 55^2} = 0,0319$$

$$\varepsilon = 0,9231$$

$$K = 50 \quad \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4200}{50} = 84 \text{ kg/cm}^2 < 103,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{13,54 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9231 \cdot 55} \quad (A' = 0)$$

$$A = 6,35 \text{ cm}^2$$

On prendra : 7 T12 (7,96 cm<sup>2</sup>)

en travée :  $M_t = 14 \text{ t.m.}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 14 \cdot 10^5}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1400000}{4200 \cdot 50 \cdot 55^2} = 0,0330$$

$$\varepsilon = 0,9219$$

$$K = 49 \quad (\bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_b)$$

$$A' = 0$$

$$A = \frac{14 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9219 \cdot 55} = 6,57 \text{ cm}^2$$

On prendra : 4 T16 (8,04 cm<sup>2</sup>)

Transversalement:

$$q = \frac{\sum N_i}{AL} = \frac{140,88}{2 \cdot 5,2} = 13,54 \text{ t/ml}$$

$$M = q \frac{l^2}{(2)} = 13,54 \cdot \frac{(0,85)^2}{(2)} = 4,89 \text{ t.m.}$$

$$\mu = 0,0115$$

$$A = 2,22 \text{ cm}^2$$

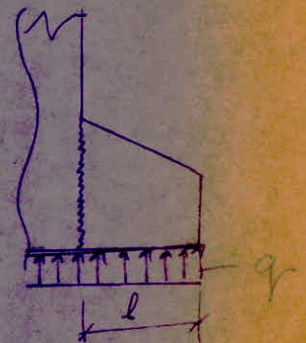
on prendra : A = 8 T12 = (9,05 cm<sup>2</sup>)

Armatures transversales:

Cadres + étriers avec  $t = 12 \text{ cm.}$

( $\phi 10$ )

Remarque: On a fait une majoration pour les armatures à cause de l'effet de la jonction des 2 semelles.

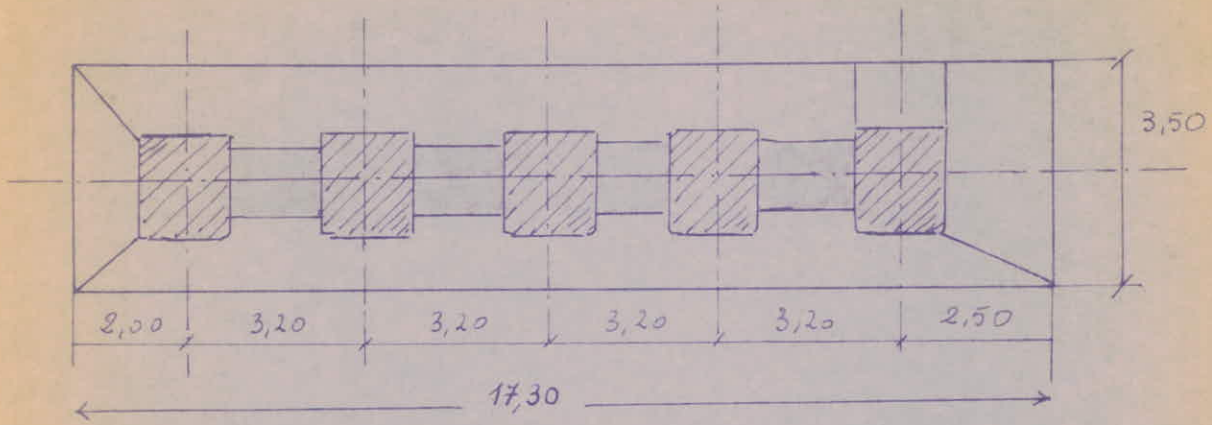




Semelle SF<sub>3</sub>:

$$M = 2051 \text{ t.m.}$$

$$N = 353,74 \text{ t.m.}$$



I. Dimensionnement:

$$B \geq \frac{N}{\sigma_s \cdot L} = \frac{353740}{2 \cdot 1730} = 102,23 \text{ cm.}$$

On prendra:  $B = 350 \text{ cm.}$

$$\bullet \text{ } h_t \geq \frac{B - b}{4} + 5 = \frac{350 - 30}{4} + 5 = 80.$$

$$h_t = 85 \text{ cm.}$$

$$\bullet \text{ } h_1 \approx \left( \frac{h_t}{2}, \frac{h_t}{3} \right) = (42,5, 28,33) = 35 \text{ cm.}$$

poids de la semelle:  $G_s$ .

$$G_s = \left( 3,5 \cdot 0,35 + \frac{(3+0,3)(0,85-0,35)}{2} \right) \cdot 17,3 \cdot 2,5$$

$$G_s = 138,66 \text{ t}$$

$$N_T = N + G_s = 353,74 + 138,66$$

Poids du voile au dessus du sol:

$$P_v = 0,15 \times 12,8 \times 0,75 \times 2,5 = 3,6 \text{ t.}$$

Poids total max:

$$N_{T \text{ max}} = 353,74 + 138,66 + 3,6 = 496 \text{ t}$$



### II<sub>1</sub>. Verification à la Stabilité

Le C.T.C recommande de Verifier :

$$e \leq \frac{L}{4}$$

$$\text{avec } e = \frac{M}{N} = \frac{2051}{496} = 4,13 \text{ m.}$$

$$\frac{L}{4} = \frac{17,3}{4} = 4,32 \text{ m.}$$

La stabilité est Verifiée.

### II<sub>2</sub>. Verification des Contraintes :

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} = \frac{N}{S} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{496000}{1730,350} \left( 1 + 6 \cdot \frac{4,13}{17,3} \right)$$

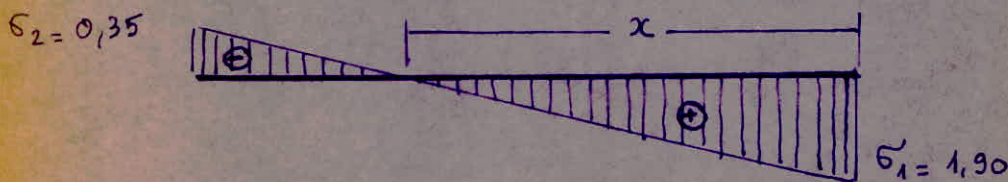
$$\sigma_2 = \sigma_{\min} = \frac{N}{S} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{496000}{1730,350} \left( 1 - 6 \cdot \frac{4,13}{17,3} \right)$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 1,90 \text{ Kg/cm}^2. \\ \sigma_2 = -0,354 \text{ Kg/cm}^2. \end{cases}$$

$$\sigma_{\max} < \bar{\sigma}_s = 2 \text{ Kg/cm}^2.$$

### III FERRAILLAGE :

#### 1. Diagramme des Contraintes :

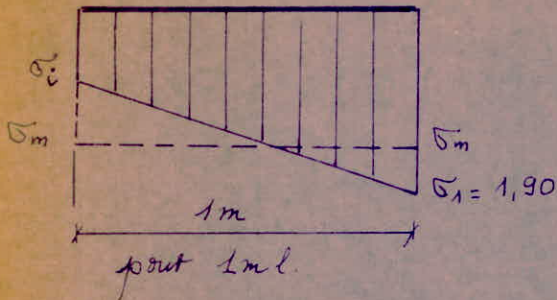


Le ferrailage se fait suivant la méthode des Courbes pour cela on considère la bande extrême la plus sollicitée.



calcul de la Contrainte Moyenne:

calcul de  $x$ :



$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \frac{x}{L-x}$$

$$x = \frac{\sigma_1 \cdot L}{\sigma_1 + \sigma_2}$$

$$x = \frac{1,9 \cdot 17,3}{1,9 + 0,35} = 14,6 \text{ m.}$$

$$\frac{\sigma_i}{\sigma_1} = \frac{x-1}{x} \rightarrow \sigma_i = \left(1 - \frac{1}{x}\right) \sigma_1$$

$$\sigma_i = \left(1 - \frac{1}{14,6}\right) \cdot 1,9 = 1,77 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_i}{2} = \frac{1,77 + 1,9}{2} = 1,835 \text{ Kg/cm}^2$$

Charge uniformement repartie:

$$q_f = \sigma_m \cdot 1 \text{ m.} = 18,35 \text{ t/ml.}$$

partie sous voile:

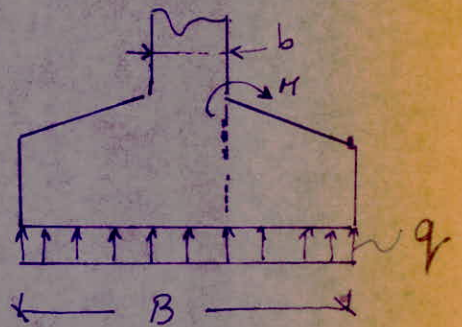
à l'encastrement on a:

$$M = \frac{q l^2}{2}$$

avec  $l = \frac{B-b}{2}$

$$l = \frac{3,5 - 0,35}{2} = 1,575 \text{ m.}$$

$$M = 18,35 \cdot \frac{(1,575)^2}{2} = 22,75 \text{ t.m.}$$



$$A = \frac{M}{f \cdot \sigma_a} = \frac{2275000}{4200 \cdot 80 \cdot \frac{7}{8}} = 7,73 \text{ cm}^2$$

Soit 5 T16 /ml avec  $e = 20 \text{ cm.}$

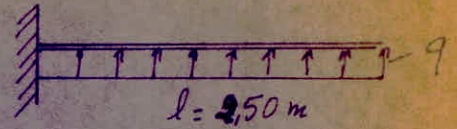


Rebres Exteriores en Consolas.

$$q_r = 18,35 \text{ t/ml}$$

$$M = q_r \cdot \frac{l^2}{2} = 18,35 \cdot \frac{(2,5)^2}{2}$$

$$M = 57,34 \text{ t.m.}$$



$$j = \frac{f}{8} \cdot h$$

$$h = 80 \text{ cm.}$$

$$\bar{\sigma}_a = 4200.$$

$$A = \frac{M}{j \bar{\sigma}_a} = \frac{5734000}{\frac{f}{8} \cdot 80 \cdot 4200} = 19,5 \text{ cm}^2$$

Chix:  $\nabla T20 / \text{ml}$  ( $e = 15 \text{ cm}$ )  
( $21,89 \text{ cm}^2$ )

Armatore transversales:

$$A_t : 6 T14 / \text{ml.} \quad (9,23 \text{ cm}^2)$$



## ... BIBLIOGRAPHIE ...

- \* - Le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé, théorie et applications. (Pierre Charon). Edition Eyrolles.
- \* - Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé (Règles C.C.B.A.68), collection UTI Edition Eyrolles.
- \* - Les fondations G.A. Leonard (DUNOD).
- \* - Règles parasismiques 1969 et annexes D.T.U., Edition Eyrolles. (Règles P.S 1969).
- \* - Complément C.T.C. (R.P.A).
- \* - Cours et travaux dirigés des modules (béton III); (R.D.M. III)
- \* - ctBide mémoire béton armé.
- \* - ctBide mémoire (RDM).



