

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

89/85

1 ex

وزارة التعليم و البحث العلمي

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

Génie - Civil



**PROJET DE FIN D'ÉTUDES**

**SUJET**

**GARE MARITIME**

**DE BEJAIA**

Proposé par :  
" EDIL "

Étudié par :  
ATMANE Mohamed  
DEKKAL Ramdane

Dirigé par :  
TZVETROUA

PROMOTION :  
JUN 1985

## DEDICACES

je dedie ce modeste travail

A ma mère

A ma tante

A ma grande mère.

DEKKAL - Ramdane.

je dedie ce modeste travail

A mon père

A ma mère

A mes frères, sœurs, et à toute ma famille.

A mes Amis (es)

Mohamed - Atmane.

## Remerciements

Nous tenons à remercier vivement

Madame tzevroua VANIA "ingénieur EDIL"

Madame GUIGOVA notre promotrice.

Pour nous avoir guidé dans notre travail et illuminé  
par leurs précieux conseils.

Nos remerciements sont aussi à tous les enseignants qui  
ont contribué à notre formation.

Nos respects aux membres du jury qui nous font l'Honneur  
d'apprécier ce modeste travail et à l'Honorable  
assistance qui sera présente

Atmane - Mohamed.

DEKKAL - Ramdane.



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

# INTRODUCTION



## Presentation de l'ouvrage :

Dans le cadre de la réalisation d'une gare maritime, qui sera implantée à Bedjaia classé par le R.P.A "zone II" il nous a été confié l'étude et le calcul des éléments résistants à cette gare est composée de deux parties A et B Symétriques ; l'étude de la partie A a été faite ce Bloc est constitué de 3 sous blocs séparés par des joints de dilatation.

- A<sub>1</sub> Comporte 5 portiques longitudinaux et 3 portiques transversaux.
- A<sub>2</sub> " 7 portiques longitudinaux et 5 portiques transversaux.
- A<sub>3</sub> Comporte 6 portiques longitudinaux et 5 portiques transversaux.

Les planchers seront constitués par des corps creux et une Dalle de compression (25+4) reposant sur des poutrelles l'ossature du bâtiment est composée de poutres, de poteaux, poteaux formant ainsi de portiques longitudinaux et transversaux.

La contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma}_s = 0,8$  bars.

Nous adoptons pour les fondations sur Radier général.

Hauteur totale du bâtiment 18,40 m.

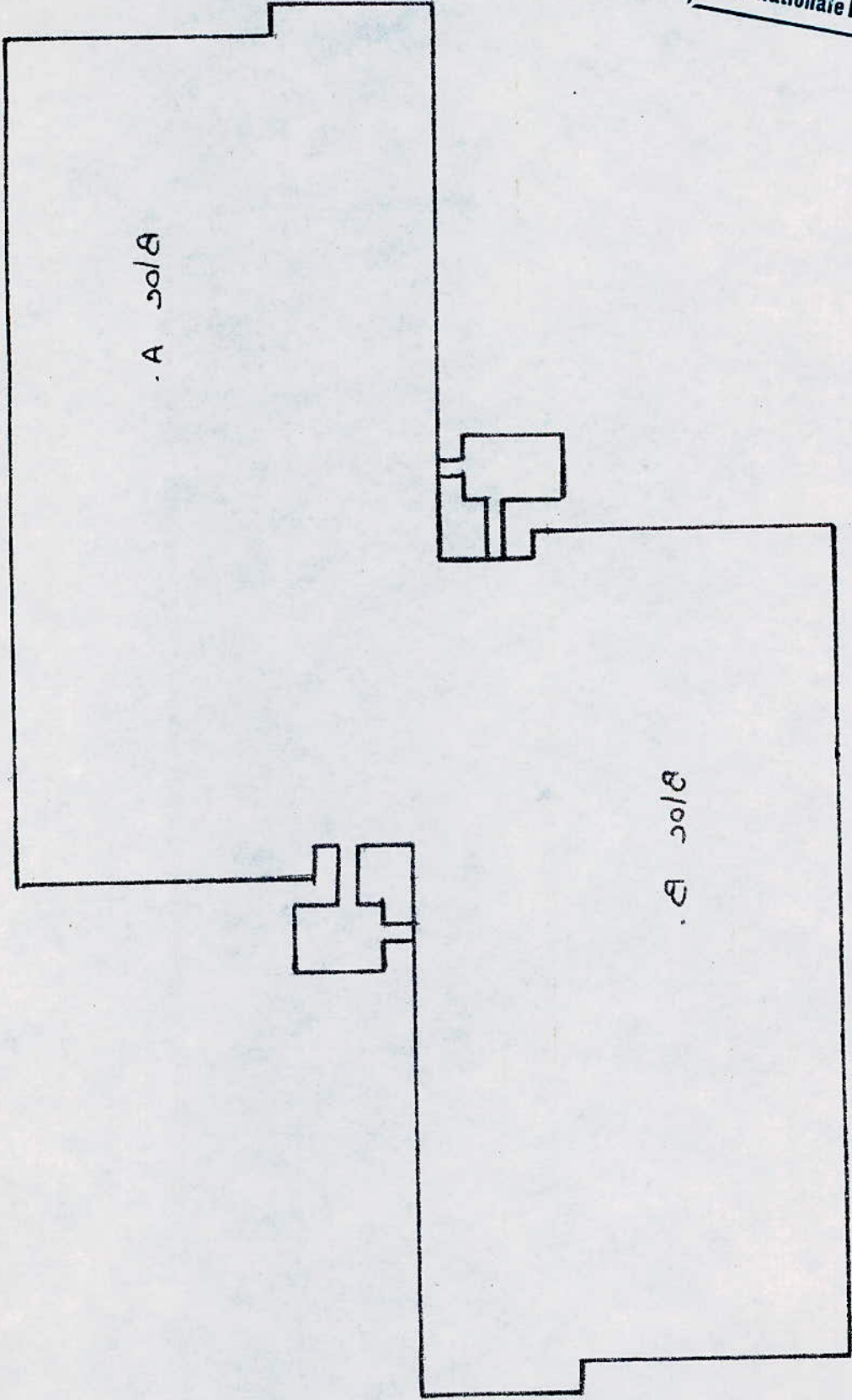
Bloc A Longueur 58,5 m. Largeur 24 m.

Hauteur de l'acrotère 1,20 m du Bloc A<sub>1</sub>

Hauteur de l'acrotère 0,60 m du Bloc A<sub>2</sub>.

la structure de notre bâtiment est constituée d'un rez de chaussée et de 5 étages.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique





Béton

- béton dosé à 350 kg de ciment C.P.A 325 avec contrôle allemand
  - Résistance nominale de compression à 28 jrs:  $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$
  - Résistance nominale de traction à 28 jrs  $\sigma'_{28} = 23,2 \text{ bars}$
- Ces trois données vont nous permettre de calculer les contraintes admissibles:

\* Contraintes de compression admissibles (CBA 68 art 9-4)

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = \rho'_b \sigma'_{28} : \rho'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \Rightarrow \bar{\sigma}'_{b_0} = 68,5 \text{ Kg/cm}^2$$

\* flexion simple

$$\bar{\sigma}'_b = 135 \text{ Kg/cm}^2$$

\* contrainte de traction de référence de béton:

$$\bar{\sigma}_b = \rho_b \sigma'_{28} = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{28} \text{ avec } \theta = 0,018 + \frac{2,1}{270} = 0,0258$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars}$$

Acier

on utilisera deux catégories d'acier

- Acier doux : Nuance FE 24 ( $\sigma_{em} = 2350 \text{ bars}$ )

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{em} = 1600 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous } SP_1$$

$$= 2400 \text{ " sous } SP_2$$

- Acier à haute adhérence: (H.A)

$$\text{nuance FE 40 avec } \sigma_{em} = \begin{cases} 4120 \text{ bars } (\phi \leq 20 \text{ mm}) \\ 3920 \text{ bars } (\phi > 20 \text{ mm}) \end{cases}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous } SP_1$$

$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous } SP_2$$

\* Contrainte de traction imposée par la condition de non fissuration du béton (BA 68 art 49)

La contrainte minimale de la contrainte des armatures est limitée à la plus grande des valeurs suivantes:

$$\bar{\sigma}_a = \min \left( \frac{2}{3} \sigma_{em}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right) \text{ avec :}$$

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} \text{ et } \sigma_2 = 2,4 \sqrt{K \cdot \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b}$$

$\bar{\sigma}_b$  - (bars)

$\phi$  - (mm)

$\sigma_1, \sigma_2$  - (bars)



$\sigma_1$ : contrainte due à la fissuration systématique

$\sigma_2$ : contrainte due à la fissuration accidentelle.

$\eta$ : coef. de fissuration  $\eta = 1$  pour les ronds lisses  
 $\eta = 1,6$  pour les aciers H.A.

$\phi$ : Diamètre de la plus grosse barre tendue (mm).

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

A: section totale des barres tendues (mm).

$B_f$  section d'enrobage des barres tendues.

K: coefficient dépendant de la situation de l'ouvrage.

$K = 1,6 \cdot 10^6$  fissuration peu nuisible.

$K = 10^6$  ouvrage exposé aux intempéries

$K = 0,5 \cdot 10^6$  (fissurations très préjudiciables).

### Tableau récapitulatif:

Béton	$\bar{\sigma}_{b0}$ (bars)	$\bar{\sigma}_b'$ (bars)	$\bar{\sigma}_b$ (bars)
SP <sub>1</sub>	67,5	135	5,8
SP <sub>2</sub>	101,2	202,5	8,7

acier	doux: $\bar{\sigma}_a$	H.A. $\bar{\sigma}_a$
SP <sub>1</sub>	1600	2800
SP <sub>2</sub>	2400	4200

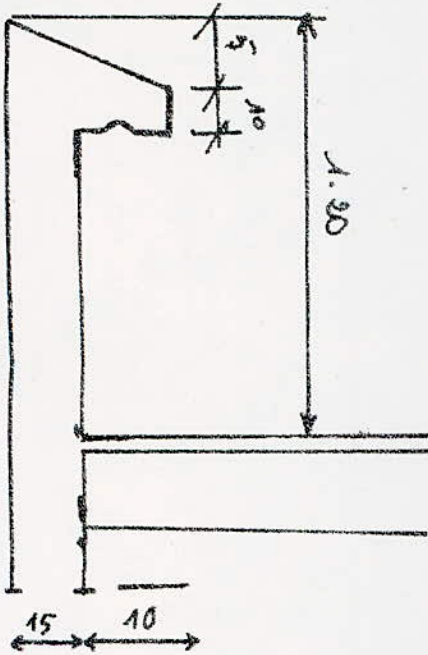
en kg/cm<sup>2</sup>.

**CALCUL**

**DES**

**ELEMENTS**

# L'ACROTÈRE



L'acrotère sera calculée comme une console (encastrée sur le plancher terrasse). La section la plus dangereuse est celle de l'encastrement.

Soit  $G$  : son poids propre  
 $S$  : surcharge due à la main courante appliquée horizontalement  
 $S = 100 \text{ kg/ml}$

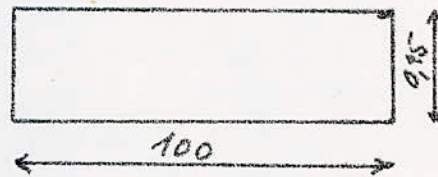
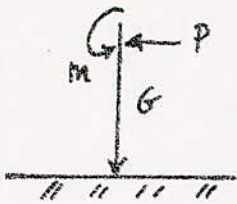
$$G = 2,5 \times 0,15 \times 1,20 = 0,45 \text{ t/ml}$$

$$S = 0,1 \text{ t/ml}$$

L'effort tranchant  $T = 1,2 \times 100 = 120 \text{ Kg}$

le calcul se fait par ml.  $M = 1,20 \times 0,1 \times 1,2 = 0,144 \text{ tm/ml}$

Schema Statique



L'effort normal

$$N = G = 0,45 \text{ t/ml} \Rightarrow e_0 = \frac{M}{N} = 32 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{ht}{6} = \frac{120}{6} = 20 \text{ cm}$$

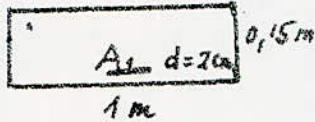
$e_0 > e_1 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée. La détermination des armatures se fera par la méthode du moment fictif en flexion simple, puis on se rapporte à la flexion composée.

$$d = \frac{ht}{2} - d = 0,055 \text{ m.}$$

$$M_f = M + Nf' \quad (\text{Moment / aux aciers tendus})$$

$$= 144 + 450 \times 0,055 = 168,7 \text{ Kg m}$$





Acier  $F_{tE} 40$  ( $\phi \leq 20 \text{ mm}$ )  
 $\bar{\sigma}_b' = 137 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$   
 $h = 13 \text{ cm}$   
 $b = 100 \text{ cm}$

d'où, par la méthode de

P. Charon :

$$\mu = \frac{n M_f}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 168,75 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,00534$$

$$k = 136$$

$$\varepsilon = 0,9669$$

La Contrainte de Compression dans le béton

$$\bar{\sigma}_b' \frac{15}{n} \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{136} = 20,6 \text{ Kg/cm} < 137 \text{ Kg/cm}^2$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

Section d'armatures tendues

$$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \varepsilon k} = \frac{168,75 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9669 \times 13} = 0,48 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,48 - \frac{450}{2800} = 0,32 \text{ cm}^2$$

Cette section est très faible, on adoptera une section minimale imposée par la condition de non fragilité (Art 52 CCB A 68)

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

On prend 5 T6/ml  $\rightarrow A = 1,41 \text{ cm}^2$

Conformément aux règles CCB A 68 Art. 57.33

$$e \leq \min(3 h t, 33) = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$



Vérification de la fissuration

$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{0,98}{2 \cdot 10^6} = 3,52 \cdot 10^{-3}$$

$$k = 10^6 \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\phi = 6 \text{ mm}$$

$$\eta = 1,6 \text{ (H.A.)}$$

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 100 \bar{w}_f} = 10^6 \times \frac{1,6}{6} \frac{3,52 \cdot 10^{-3}}{1 + 3,52 \cdot 10^{-2}} = 925 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,2 \sqrt{k \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 3044 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \leq \max(\sigma_1, \sigma_2) \text{ pas de risque de fissuration}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} \Rightarrow$$

$$120 - \frac{144 \cdot 10^2}{11,37} < 0$$

$$\text{avec } z = \frac{7}{8} h = 11,37$$

$$M = -144 \text{ Kg/m}$$

Aucune vérification des armatures inférieures et leur encrage n'est indispensable, car les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

Vérification au Seisme

Les poteaux sont soumis à des sollicitations horizontales de directions quelconque, agissant seules.

$$F_H = G \cdot W \quad G = \text{Coefficient local uniforme donné par la formule :}$$

$$G = 0,20 + 0,10 \alpha \quad \text{avec } \alpha = 1,5$$

$$G = 0,35 \quad W = 450 \text{ Kg}$$

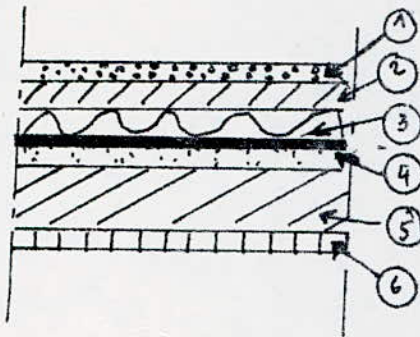
$$F_H = 0,35 \times 450 = 157,5 \text{ Kg}$$

$$F_H \approx 1,2 P \Rightarrow \text{donc il reprendra } F_H$$



# CHARGES ET SURCHARGES

## Plancher terrasse:



① = gravillons (4cm) : 1800x2004	72
② = multicouches	10
③ = chape (3cm) 2000x0,3	60
④ = isolation thermique	10
⑤ = forme de pente 2000x0,06	120
⑥ . Hourdis (cups creux béton + table (25+4))	390
⑦ . enduits + plâtre (1,5)	21
Charges permanentes	$G = 683 \text{ kg/m}^2$

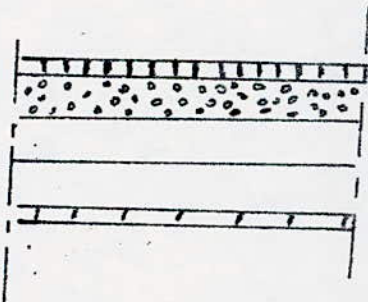
Surcharges d'exploitation  
(terrasse inaccessible)  $P = 100 \text{ kg/m}^2$

## L'ACROTÈRE

épaisseur ..... 15cm  
 Hauteur ..... 1,20 m  
 largeur .....

$G = 450 \text{ kg}$   
 $P = 100 \text{ kg/m}^2$  (force horizontale..)

## Plancher courant



Carrelage (2cm)	44
Mortier de pose	80
Corps creux + table (25+4)	390
isolation phonique	10
enduits + plâtre	21
cloisons	$245 \text{ kg/m}^2$
	75

Charges permanentes  $G = 620 \text{ kg/m}^2$

$P = 400 \text{ kg/m}^2$

## Remplissage.

- murs extérieurs
- murs intérieurs

Briques creuses de 15cm (+ 2cm vide d'air)	210
Briques creuses de 10cm	133
enduits	46
	$389 \text{ kg/m}^2$

Briques creuses 10cm + enduit  $175 \text{ kg/m}^2$

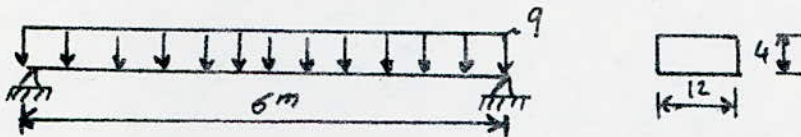


## Calcul des poutrelles.

le plancher qu'on utilise sera à corps creux (25+4)  
 Ces poutrelles seront prefabriquées, elles sont calculées  
 sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre (G+1,2P)  
 les poutrelles seront disposées dans le sens de la  
 petite portée, ceci pour réduire la flèche.  
 le calcul des poutrelles se fera en deux étapes :

1<sup>re</sup> étape :

avant le coulage du béton (table de compression),  
 la poutrelle est considérée comme simplement appuyée,  
 elle est soumise à son poids propre, à celui du hourdis, et  
 à la surcharge due à l'ouvrier.



Poids propre de la poutrelle  
 Poids du corps creux  
 Surcharge due à la main d'oeuvre majeure

$$0,13 \times 0,04 \times 2500 = 12 \text{ kg/ml}$$

$$0,65 \times 110 = 71,5$$

$$0,65 \times 100 \times 1,2 = 78$$

$$q = 161,5 \text{ kg/ml}$$

le moment maximum en travée  $M_0 = \frac{qL^2}{8} = 740 \text{ Kg.m}$

effort tranchant maximum  $T = \frac{qL}{2} = 483 \text{ Kg.}$

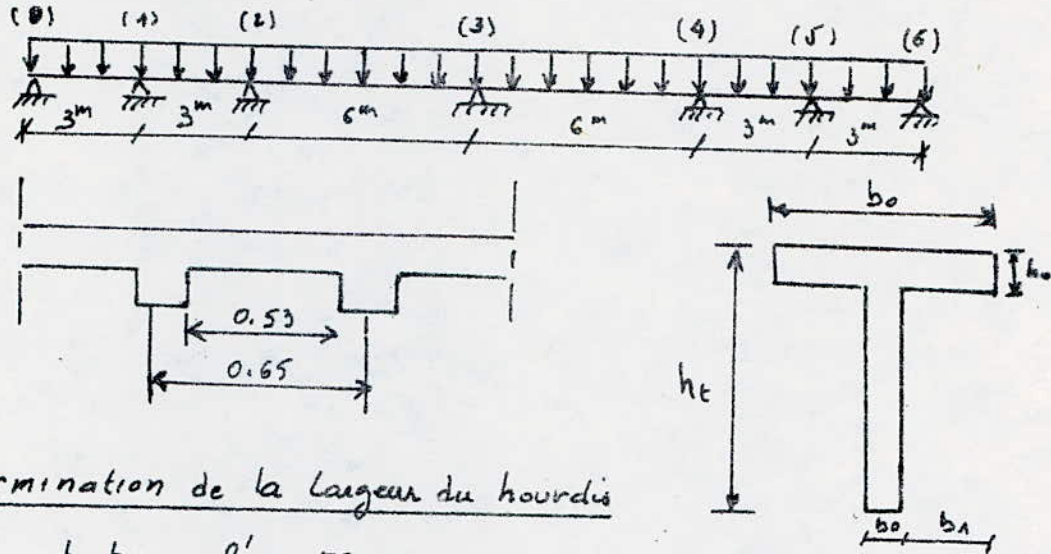
Determination des armatures :  $\eta = \frac{15 M_0}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 740}{2800 \cdot 12 \cdot 2^2} = 8,25$

$$\Rightarrow \left. \begin{array}{l} K = 0,6 \\ \epsilon = 0,6795 \end{array} \right\} \Rightarrow \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2800}{0,6} = 4666 \gg \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ Kg/cm}^2$$

les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de faible hauteur  
 de la poutrelle, ces armatures ne pourront pas être placées  
 ou prévues alors un échaffaudage destinés à aider les  
 poutrelles à supporter les charges et surcharge avant le  
 coulage du béton.

2<sup>ème</sup> étape

• schéma statique:



Détermination de la largeur du hourdis

•  $b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \frac{l'}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm.}$

•  $b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{600}{10} = 60 \text{ cm.}$

•  $b_1 \leq (6 \div 8) h_0 = (24 \div 32) \text{ cm}$  ou prend  $b_1 = 24 \text{ cm} \Rightarrow$

$b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm.}$

Plancher courant:

$G = 620 \text{ kg/m}^2$

surcharge:  $1,2 \times 400 = 480$

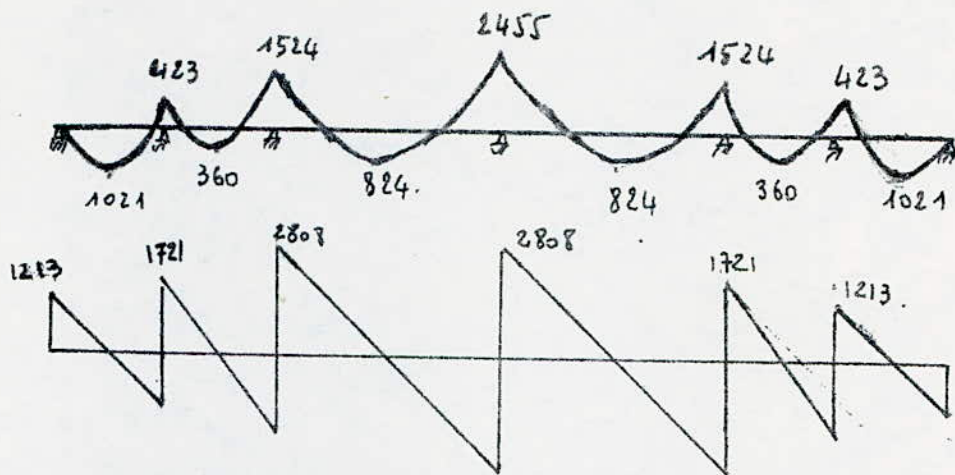
$q' = 1100 \text{ kg/m}^2.$

Soit:  $q = 0,65 \cdot 1100 = 715 \text{ kg/ml.}$

Détermination des moments fléchissants, et des efforts tranchants:

Appuis	0	1	2	3	4	5	6				
M appuis	0	-423,5	+423,5	-4524	+1524	-2455	+2455	-1524	+423,5	-423,5	0
M travées		1021	360,4	824,8	824,8	360,4	1021				
T appuis		1213	1721,6	2808	2808	1721,6	1213				





Nous avons utilisé la méthode de Gross pour les poutres continues où nous avons fait un exposé dans l'étude des poutres :

Calcul des armatures longitudinales :

$$M_E = M_{\max} (\text{en travée}) = 1021 \text{ kg.m.}$$

$$M_a = M_{\max} (\text{aux appuis}) = 2455 \text{ kg.m.}$$

$$b = 60 \text{ cm.}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm.}$$

$$h = 27 \text{ cm.}$$

$$d = d' = 2 \text{ cm.}$$

$$l_x = 6 \text{ m.}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_m = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

la travée à considérer est la travée dont le moment est le plus grand - le calcul se fera par la méthode de Pierre Chamon.

$$\lambda = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1021 \cdot 10^2}{2800 \cdot 60 \cdot (27)^2} = 0,0125$$

$$\Rightarrow K = 85.$$

$$\alpha = 0,15.$$

$$\epsilon = 0,950$$

$$\bar{w} = 0,088$$

$$\Rightarrow y = \alpha h = 0,15 \cdot 27 = 4 \text{ cm.}$$

l'axe neutre tombe dans la table de compression; l'étude sera

faite pour une section rectangulaire (60x24)

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{85} = 33 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow$$

les armatures comprimées ne sont pas mesurées.

• les armatures tendues se déterminent à partir

de la formule suivante:  $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{1021 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,95 \cdot 27} = 1,42 \text{ cm}^2$



on choisit 2T10 avec  $A = 1,57 \text{ cm}^2$ .

à l'appui :

$$M_a^{\text{max}} = 2455 \text{ kg.m} \Rightarrow \mu = \frac{15 \cdot 2455 \cdot 10^2}{2800 \cdot 12 \cdot 27} = 0,150$$

$$\Rightarrow \begin{cases} k = 18,8 \\ \alpha = 0,44 \\ \varepsilon = 0,851 \end{cases} \Rightarrow y = \alpha h = 11,8 > 4 \Rightarrow \text{section en T.}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{18,8} = 148 > 137 \Rightarrow$$

les armatures comprimées sont nécessaires

$$K_1 = \frac{15(h-d')}{\frac{\sigma'_a}{\sigma_a} h + d'} = \frac{15(27-2)}{27+2} = 12,93$$

$$K_2 = \frac{15}{n} \frac{\sigma_a}{\sigma'_b} = \frac{2800}{137} = 20,43.$$

$K_{\text{max}} = 20,43 \Rightarrow$  on tire les valeurs de  $\alpha, \mu, \varepsilon$  dans les abaque de P. Charon :

$$\alpha = 0,43$$

$$\mu = 0,1815$$

$$\varepsilon = 0,8592$$

$$\Rightarrow M_1 = \mu \sigma'_b b_0 h^2 = 0,1815 \times 137 \times 12 \cdot (27)^2 = 2177 \text{ kg.m.}$$

$$\text{et } M_2 = M - M_1 = 280 \text{ kg.m.}$$

$$\Rightarrow A' = \frac{280 \cdot 20}{25 \sigma'_a} \quad \text{et } \sigma'_a = \frac{15(y-d')}{y} \sigma'_b = 1692 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{d'où } A' = 0,66 \text{ cm}^2.$$

$$\text{et } A = \frac{M_1}{\sigma_a \varepsilon h} + \frac{M_2}{\sigma_a (h-d)} = 3,92 \text{ cm}^2$$

les armatures tendues  $A = 3,92 \text{ cm}^2$  — 5HA.10.

on adoptera les sections d'armatures suivantes :

\* Armatures comprimées : on augmente la section d'armatures trouvée précédemment en travée, et on la laisse filer le long de la poutelle ; la section d'appui sera ainsi dotée d'armatures comprimées.

\* Armatures tendues : on adoptera 5HA.10 ( $A = 3,92 \text{ cm}^2$ ).

## Verification des Contraintes

- en travée :  $A = 1,57 \text{ cm}^2$   $\rightarrow$   $\left. \begin{array}{l} \bar{\omega} = \frac{100 A}{bh} = 0,0969 \\ \Rightarrow K = 81 \\ \varepsilon = 0,9479. \end{array} \right\}$

d'où  $\sigma_a = \frac{M}{\sigma \varepsilon h} = \frac{1021 \cdot 10^2}{1,57 \cdot 0,9479 \cdot 27} = 2540 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

- sur appuis:

$A' = 1,57 \text{ cm}^2$        $h = 27 \text{ cm}$   
 $A = 3,92 \text{ cm}^2$        $M = 2455 \text{ kg.m}$   
 $b_0 = 12 \text{ cm}$

Calcul du moment statique / axe neutre  $= 0 \Rightarrow$

$$\frac{1}{2} y^2 b_0 + n A' (y - d') - n A (h - y) = 0$$

$$\frac{1}{2} y^2 b_0 + n (A + A') y - n (A' d' + A h) = 0 \Rightarrow y = 11 \text{ cm} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow I = \frac{M}{K} = \frac{1}{3} b_0 y^3 + n A' (y - d')^2 + n A (y - h)^2 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow K = \frac{M}{I} = \frac{2455 \cdot 10^2}{22284,3} = 11,016 \text{ d'où}$$

$$\sigma_b' = K y = 121 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_b'$$

$$\sigma_a' = n K (y - d') = 15 \cdot 11 \cdot (11 - 2) = 1485 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a'$$

$$\sigma_a = n K (h - y) = 15 \cdot 11 \cdot (27 - 11) = 2640 < 2800 = \bar{\sigma}_a$$

\* Condition de non fragilité du béton: (B.A 68 Art 52)

- en travée :  $A > 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}} b h = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} 60 \cdot 27 = 1,54$  (Vérifiée)

- sur appui :  $A > 0,69 \cdot \frac{5,8}{4200} 12 \cdot 27 = 0,30$  (Vérifiée)

\* Vérification à la fissuration:

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} \Rightarrow \text{en travée : } \bar{\omega}_f = \frac{1,57}{12 \cdot 4} = 0,0327$$



$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 1,5 \cdot 10^6 \frac{1,6}{10} \frac{0,0327}{1 + 0,0327} = 5914 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta \bar{\sigma}_s}{\phi}} = 2,4 \sqrt{1,5 \cdot 10^6 \frac{1,6}{10} 5,8} = 2831 \text{ bars} = 2831 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\Rightarrow \sigma_a = \min(\bar{\sigma}_a, \max(\sigma_1, \sigma_2)) = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

pas de risque de fissuration :

sur appuis :

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{3,92}{60 \cdot 4} = 0,0163.$$

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 3491 \text{ kg/cm}^2 \quad (k = 1,5 \cdot 10^6) \quad (\text{fissuration peu nuisible}).$$

$$\sigma_a = \min(\bar{\sigma}_a, \sigma_1, \sigma_2) = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifié :}$$

Vérification de la flèche :

$$1) \frac{ht}{l} = \frac{29}{600} = 0,048 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \text{Vérifié.}$$

$$2) \bar{\omega}_0 = \frac{A}{b_0 h} \leq \frac{35}{600} = 0,0085 \Rightarrow 0,0048 \leq 0,0085 \quad \text{Vérifié.}$$

$$3) \frac{ht}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow M_0 = \frac{5l^2}{8} = 3217 \text{ kg.m.}$$

0,048 > 0,021. Les 3 conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche est inutile.

Vérification de l'adhérence :

$$\bar{\tau}_d \leq \bar{\tau}_d$$

$$\psi = 1,5 \text{ (H.A)}$$

$$\bar{\sigma}_s = 5,9.$$

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_s = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_d = \frac{T_{\max}}{n a_s} = \frac{2808}{2 \cdot \frac{6}{8}} = 12,61 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$$

Vérifié



### Calcul des armatures transversales: (B.A 68 Art 25)

les armatures transversales sont calculées avec  $T_{\max}$ , elles sont gardées pour toutes les poutrelles; nous utilisons des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne pour cela, on fait la vérification suivante:

$$\tau_b \leq 3.5 \bar{\sigma}_b \text{ si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\tau_b \leq \left(4.5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b \text{ si } \bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{b0}$$

$\tau_b$  étant la contrainte de cisaillement maximale:

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot z} \quad T_{\max} = 2808 \text{ kg}$$

$$b_0 = 12$$

$$z = \frac{2}{8} h = 23.62 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{2808}{12 \cdot 23.62} = 9.90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a b_0 h^2} = \frac{15 \cdot 2455 \cdot 10^3}{2800 (2.27)^2} \cdot 0, 150 = 19,8$$

$$\text{d'où } \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}'_{b0}}{k} = \frac{2800}{18,8} = 149 \text{ kg/cm}^2 > 67,8 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}'_{b0} \Rightarrow$$

$$\bar{\sigma}_b = \left(4.5 - \frac{149}{67,8}\right) 9,9 = 13,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \tau_b = 9,9 < \bar{\tau}_b = 13,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié.}$$

on choisit des cadres verticaux  $\phi_6$  ( $A_f = 0,56 \text{ cm}^2$ ).

écartement des armatures transversales:

$$e = \frac{A_f \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{\max}} = \frac{0,56 \cdot 23.62 \cdot 1952,5}{2808} = 9.19 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_{cr} = 0,813 \cdot 24200 = 1952,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{at} = \max\left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) = 0,813$$

Cet écartement ne doit pas dépasser l'écartement admissible donné par le C.C.B.A 68 Art 52.

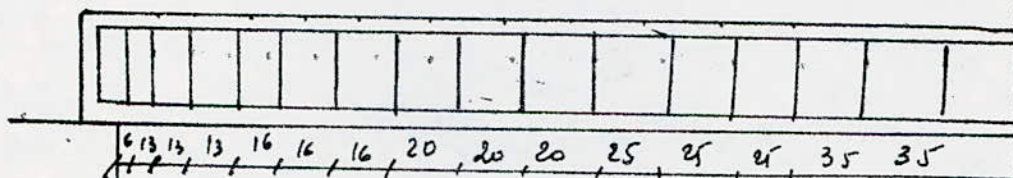
$$\bar{e} = \max(e_1, e_2)$$

$$e_1 = 0,2h = 0,2 \cdot 27 = 5,4 \text{ cm}$$

$$e_2 = \left(1 - \frac{0,3 \cdot 27}{\sigma_b}\right) h = 13,4 \text{ cm}$$

on prend  $e = 12 \text{ cm}$ . le premier plan d'armatures transversales sera placé à une distance de l'appui égale à  $\frac{e}{2} = 6 \text{ cm}$ . on conserve sur l'appui le premier écartement calculé. Pour les autres plans d'armatures, ils seront disposés conformément à la règle de Caquot. La demi portée est  $\frac{600}{2} = 300 \text{ cm}$

on prend :  $6 + 3 \cdot 13 + 3 \cdot 16 + 3 \cdot 20 + 3 \cdot 25 + 2 \cdot 35$



maillage de la table de compression:

Elle sera armée par un treillis soudé (quadrillage) (20x20/cm de  $\phi 6$  soit 5  $\phi 6$  / ml  $\Rightarrow A = 1,41 \text{ cm}^2$ .

$$A_{L \text{ new}} \geq 43 \frac{lx}{\sigma_s} = 43 \cdot \frac{65}{4200} = 0,527 \text{ cm}^2 < A$$

$$A_{II} = \frac{A + A_{L \text{ new}}}{2} < A \quad \text{on prend } A_{L \text{ new}} = A_{II}$$



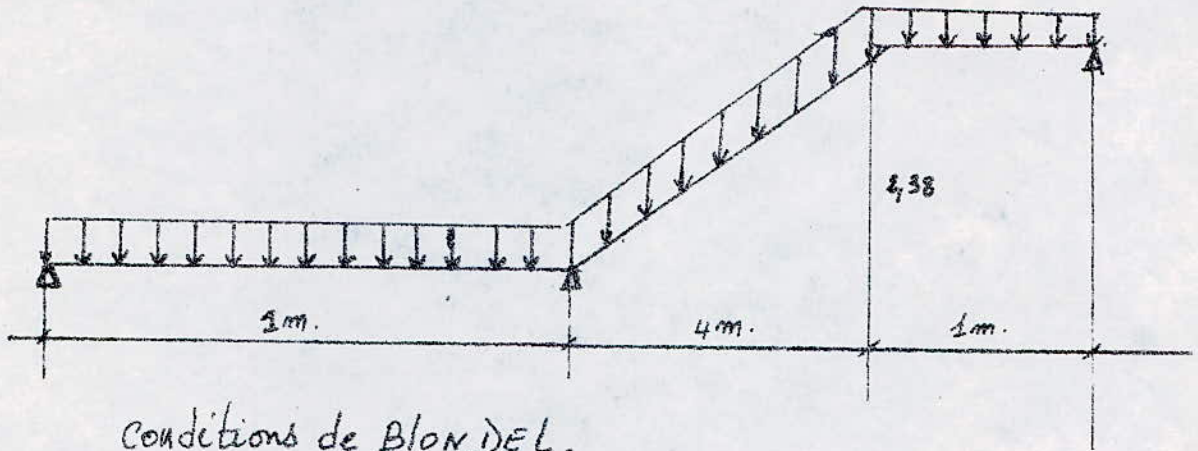
# LES ESCALIERS

I schéma.

Largeur d'une marche  $\frac{400}{14} \approx 28,57 \text{ cm}$ .

Hauteur d'une marche  $\frac{238}{14} \approx 17 \text{ cm}$ .

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{28} \Rightarrow \alpha = 31,26^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,85.$$



Conditions de BLONDEL.

$$\begin{cases} g > h \\ g \leq 2h + g \leq 66 \end{cases}$$

$$\left. \begin{matrix} g = 28 \\ h = 17 \end{matrix} \right\} g > h$$

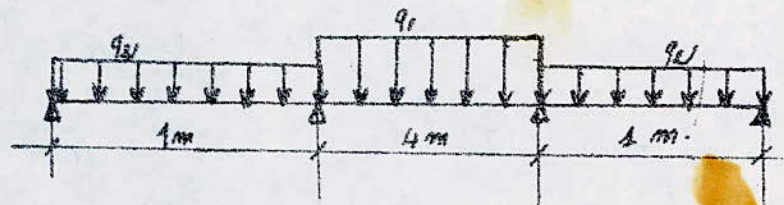
$$59 \text{ cm} < 62 \text{ cm} < 66 \text{ cm}$$

Donc les conditions de Blondel sont vérifiées.

CHARGES ET SURCHARGES: le calcul se fera par mètre d'embranchement et par mètre de projection horizontale:

$$q_1 = 1485,29 \text{ Kg/ml.}$$

$$q_2 = 774 \text{ Kg/ml.}$$





Redimensionnement des Poutres et des Poutrelles.

$$L = 4 + 1 + 1 = 6 \text{ m.} \quad L/30 \leq e \leq L/20$$

$$e = 25 \text{ cm.} \quad 20 \leq e \leq 30$$

Etage couzant: Poutrelles Poids propre  $\frac{2500 \times 0,25}{0,85} = 735,29$   
Poids propre  $735,29 \text{ kg/ml.}$

$$\text{Poids des marches } \frac{2200 \times 0,25}{0,85}$$

$$\frac{2200 \times 0,17 \times 1 \times 0,28}{2 \times 0,28} = 187 \text{ kg/ml.}$$

$$\begin{aligned} \text{Enduit ciment (1,5 cm)} & 2000 \times 0,015 = 30 \text{ kg/ml} \\ \text{granito (carrelage) (1,5 cm)} & = 33 \text{ kg/ml} \\ \text{Enduit plâtre (1 cm)} & = 20 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

$$\text{Surcharges majorées } = 1,2P = 1,2 \times 400 = 480 \text{ kg/ml.}$$

ce qui donne  $q_1 = 1485,29 \text{ kg/ml.}$

$$\begin{aligned} \text{Poutre:} & \text{ Poids propre } 2500 \times 0,08 \times 1 = \frac{400}{2} = 200 \text{ kg/ml} \\ & \text{granito (1,5 cm)} = 33 \text{ kg/ml} \\ & \text{Sable (1,5 cm)} = 24 \text{ kg/ml} \\ & \text{Matier (1,5 cm)} = 20 \text{ kg/ml} \\ & \text{Enduit plâtre (1 cm)} = 17 \text{ kg/ml} \\ & \text{Surcharge (1,2P)} \quad 1,2 \times 400 = 480 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

ce qui donne  $q_2 = 774 \text{ kg/ml.}$

$$\begin{aligned} \text{Reactions: } \sum M/B = 0 & \quad 2R = q_2 \times 1 + q_1 \times 4 + q_2 \times 1. \\ \sum Y_i = 0 & \quad 2R = 2q_2 \times 1 + q_1 \times 4 = 1485,29 \times 4 + 774 \times 2 \\ & \quad R_A = R_B = \frac{7489,16}{2} = 3744,58 \text{ kg.} \end{aligned}$$

$$R_A = R_B = 3744,58 \text{ kg.}$$

Calcul des moments maximum.  $T=0 \Rightarrow M_0 = M_{\text{max.}}$

$$T = R_A - q_2 a - q_1 (x-a) \Rightarrow x = \frac{R_A - q_2 \cdot a}{q_1} + a.$$

$$q_2 = 774 \text{ Kg/ml.}$$

$$q_1 = 1485,29 \text{ Kg/ml.}$$

$$x = \frac{3744,58 - 774}{1485,29} + 1 = 3,02 \text{ m.}$$

$$M_b = R_A \cdot x - q_2 \cdot a \left(x - \frac{a}{2}\right) - q_1 \left(x - a\right)^2 \frac{1}{2}$$

$$M_{\text{max}} = 11308,63 - 1950,48 - 4716,09$$

$$M_{\text{max}} = 4642,06 \text{ Kg. m. l.}$$

on prend le moment sur Appuis par mètre des Barres Constructives.  $M_{\text{AP}} = 0,2 M_{\text{max}} \approx 928,412 \text{ Kg/ml.}$

Ferraillage: Il se fera par la méthode de pieu charon.

en travée  $M = 4642,06 \text{ Kg/ml.}$

sur Appuis  $M_{\text{AP}} = 0,2 M_{\text{max}} = 928,412 \text{ Kg/ml}$

$$h_t = 25 \text{ cm} \quad h = 23 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm.} \quad \mu = \frac{15 \times M}{\sigma_a b h^2} = 0,00313$$

$$\mu = 0,00313 \rightarrow \begin{cases} k = 180 \\ \alpha = 0,0769 \\ E = 0,9744 \\ \mu = 0,0374 \\ \bar{\omega} = 0,0214 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a E h} = \frac{4642,06 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9744 \cdot 23}$$

$$A = 7,397 \text{ cm}^2$$

Pour éviter la fissuration  $\phi \leq e/10 = 2,5 \text{ cm}$  on prend des  $\phi 14$  on prend 5T14.  $\rightarrow A_{\text{eff}} = 7,69 \text{ cm}^2$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{180} = 1,55 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

les Armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

sur Appuis:  $\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = 0,0094 \Rightarrow \begin{cases} \bar{\omega} = 0,0658 \\ k = 99,5 \\ \alpha = 0,1310 \\ E = 0,9563 \\ \mu = 0,0626 \end{cases} \quad \begin{cases} \sigma_b = \frac{2800}{99,5} = 28,14 \\ \bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$

Pas d'armatures comprimées.  $A = \frac{M}{\sigma_a E h} = \frac{(928,412) \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9563 \cdot 23} = 15 \text{ cm}^2$

Vérifications des contraintes:  $\bar{\omega}_1 = \frac{100 \cdot A_1}{b \cdot h} = 0,4 \quad \begin{cases} E = 0,9027 \\ k = 36,4 \end{cases}$

$$\sigma_a = \frac{M}{A E h} = 2422,35$$

$$\sigma_a = 2422,35 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 = \bar{\sigma}_a$$



Verifications des Contraintes : En travée  $A = 7,69 \text{ cm}^2$  et  $M = 4642,06 \text{ Kg.m}$   
 Aux Appuis  $A = 2,51 \text{ cm}^2$  et  $M = 928,412 \text{ Kg.m}$ .

$$\bar{\omega}_1 = \frac{100 \cdot A_1}{b \cdot h} = \frac{100 (7,69)}{100 (23)} = 0,334 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9058 \\ k = 4,94 \end{cases}$$

$$\bar{\omega}_2 = \frac{100 \cdot A_2}{b \cdot h} = \frac{100 (2,51)}{100 (23)} = 0,1091 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9551 \\ k = 7,6 \end{cases}$$

$$\sigma_{a1} = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{4642,06 \cdot 10^2}{7,69 \cdot (0,9058) \cdot 23} = 2884,76 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_{a1} > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2.$$

on sera obligé d'augmenter la section d'acier on prend  $9,23 \text{ cm}^2$

$$\bar{\omega}_1 = \frac{100 \cdot A_1}{b \cdot h} = \frac{100 (9,23)}{100 (23)} = 0,4 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9027 \\ k = 36,4 \end{cases} \quad \sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = 2422,35 \text{ Kg/cm}^2.$$

La condition de contrainte est vérifiée.

$$\sigma_{a2} = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = 1701,61 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_{a2} < \bar{\sigma}_a \text{ Vérifié aussi.}$$

Conditions de non fragilité :  $A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 (100) (23) \frac{519}{4200}$

$A = 2,229 \text{ cm}^2$  ceci est vérifié aussi bien à l'Appui  
 qu'en travée.

Conditions de la flèche : Article (61.21. CCBA 68).

$$\frac{A}{b \cdot h} = \frac{7,69}{100 \cdot 23} = 0,00334 < \frac{43}{4120} = 0,0104 \text{ ceci est vérifié.}$$

Aciers transversaux : contrainte de cisaillement maximale.

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{3744,58}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 23} = 1,86 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\tau_b < 1,15 \bar{\tau}_b \text{ vérifié.}$$

les armatures transversales ne sont pas nécessaires mais nous disposons des Aciers transversaux Constructifs.

Verification de l'effort tranchant :  $T + \frac{M}{z} = 3744,88 + \frac{928,412}{7/8 \cdot 23} = 3790,71$

$$T = 3790,71 \text{ Kg.}$$

$$A \cdot \bar{\sigma}_a = 2800 (2,51) = 7028 \text{ Kg.} \quad T = 3790,71 < A \bar{\sigma}_a \text{ Vérifié.}$$

Verification à la fissuration :  $\sigma_1 = \frac{k \cdot m \cdot \hat{\omega}_f}{\phi (1 + 100 \bar{\omega}_f)}$   $k = 1,5 \cdot 10^6$   
 $m = 1,6$

$$\hat{\omega}_f = \frac{A}{100 \cdot 4} = \frac{7,69}{100 \cdot 4} = 0,0192 \quad \sigma_1 = 3221,4 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot m \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 16 \cdot 519}{12}} \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ max } \sigma_1 \text{ vérifié.}$$

**CALCUL**

**S'ISMICILIE**



2<sup>o</sup>) type d'Escalier.

le calcul est identique au premier type d'Escalier

Dans ce type d'escalier on aura  $q_1 = 1485,29 \text{ kg/ml}$ .

$$q_2 = 774 \text{ kg/ml}$$

le ferrailage se fera par la méthode de pierre CHARON

on aura 2 moments maximum =  $M_1 = 274,61 \text{ kg.m}$

$M_2 = 1015,64 \text{ kg.m}$   
 $M_1$  à l'Appui et  $M_2$  en travée.

$$\mu = \frac{15.M}{\bar{\sigma}_a b.h^2} = \frac{1015,6.(15)}{2800.(100)23^2} = 0,0120 \quad \left\{ \begin{array}{l} K = 9515 \\ E = 0,9548 \end{array} \right.$$

Section d'Acier  $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = 1,65 \text{ cm}^2$  4T8  $\rightarrow 2,01 \text{ cm}^2$ .

$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{9515} = 29,31$   $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$  les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (Pas d'armatures comprimées).

Verifications de contraintes  $\sigma$ .  $A = 2,01 \text{ cm}^2$   $M = 1015,64$ .

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A.E.h} = 2312,06 \quad \bar{\omega}_1 = \frac{100.A_1}{b.h} = 0,0873 \quad E = 0,9502 \quad K = 85,5$$

$$\bar{\sigma}_a < 2800 = \bar{\sigma}_a \text{ (verifiée)}$$

conditions de non fragilité  $A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{em}} = 0,69.100.23 \frac{5,9}{420} = 2,3 \text{ cm}^2$

Aciers transversaux : contrainte de cisaillement maximale  
 $\tau_b = \frac{T_{max}}{b.z} = \frac{3226,54.10^3}{100.7/8.23} = 1,6 \text{ kg/cm}^2$   $1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$

verification de l'effort tranchant  $\tau_b < 1,15 \bar{\sigma}_b$  Verifié  
 $T = \frac{M}{\bar{\sigma}_a} = 3226,54 + \frac{1015}{7/8.23} = 3276,9$   
 $\bar{\sigma}_a = 2800 (3,01) = 8428 \text{ kg/cm}^2$

verification à la fissuration  $\phi = 8$   $\sigma_1 = \frac{K.M}{\phi} \frac{\bar{\omega}_1}{1+10\bar{\omega}_1}$   $\phi = 8$   
 $\bar{\omega}_1 = \frac{A}{100.4} = \frac{3,01}{100.4} = \frac{3,01}{400} = 0,0075$   $\frac{\bar{\omega}_1}{1+10\bar{\omega}_1}$   $\frac{\phi}{K} = 1,5.10^6$   
 $\eta = 1,6$

$$\sigma_1 = \frac{15.10^6}{8} \cdot \frac{1,6.0,0075}{1+0,075} = 2093 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2) \text{ Verifiée}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K.M\bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{15.10^6.1,6.5,9}{8}} = 3192,99 \text{ kg/cm}^2$$



# ETUDE AU SEISME

## EFFETS des seismes:

Les secousses sismiques imposent aux Constructions des accélérations particulières pouvant atteindre l'ordre de la pesanteur. Les effets résultants s'exercent au plan de l'axe quelconque. on peut concevoir deux (2) Composantes Verticale et Horizontale, caractérisées par la valeur de l'accélération horizontale du mouvement sismique et on admet qu'elles s'adressent aux masses même de la Construction. Pour notre calcul, on considère que les forces horizontales s'appliquent au niveau de chaque plancher.

## Recommandations de conception générale des bâtiments:

- Requise autant que possible la hauteur des bâtiments et surtout le rapport de cette hauteur à la largeur.
- Eviter les grandes ouvertures.
- Eviter les éléments de construction mal liés à l'ossature.
- Eviter les ensembles mal équilibrés.

Et établir les fondations profondes et largement chaînées afin de contrebalancer les effets de soulèvements.

- Prévoir dans la mesure du possible un mur. port-rigide qui assure la construction dans le sol.

Pour la superstructure, il faut abaisser le plus possible le C. d. G. de la construction et réaliser des modèles rigides:

- Dans les poteaux, les recouvrements des armures en alternate brèves et il faut les réaliser comme Crochets.
- Pour les ouvertures, il faut prévoir des surcadrements armés liés à l'ossature.

Mode de calcul: ce mode de calcul substitue aux effets dynamiques réels des sollicitations sismiques éphémères en considérant un système de forces fictives dont les effets seraient équivalents à ceux de l'action sismique.

- D'un système de forces fictives est le résultat de la combinaison
- D'un système de forces élémentaires Horizontales  $S_H$ .
- D'un système de forces élémentaires Verticales  $S_V$ .

Verticales  $S_V$  les sollicitations sismiques horizontales sont de direction quelconque, cependant les règles permettent la simplification dans deux directions rectangulaires conjuguées (une horizontale et transversale), ce qui permet de concevoir le bâtiment en tant que tel. à base rectangulaire à rigidité uniforme, et présente de plus une symétrie par rapport à l'axe longitudinal. Nous étudierons donc les particularités longitudinale et transversale les plus défavorables.



Système de forces horizontales. Le système  $S_H$  est composé de forces élémentaires horizontales toutes parallèles et de même sens, mais de direction quelconque. Ces forces s'exercent au C.d.g des éléments de construction; l'intensité de la force horizontale agissant sur un élément donne dans une direction quelconque:

$$F = W \cdot G_x \quad \text{avec} \quad G_x = \alpha \beta \delta S.$$

$$W = G + \frac{P}{S}$$

$G_x$  est un coefficient sismique qui est défini comme étant le produit de quatre autres coefficients  $\alpha, \beta, \delta, S$ .

$\alpha$ : Coefficient d'intensité: Il dépend de l'intensité nominale pour laquelle est demandée la protection de la construction. Par l'our note las, Bougie est une zone sismique les règles P.S & 9 nous donnent  $\alpha = 1$ .

$\beta$ : Coefficient de réponse. Ce coefficient dépend de la période  $T$  de mode fondamental d'oscillation de la structure; il est donné par la formule  $\beta = \frac{2.060}{\sqrt{T}}$  avec  $T = 0.09 \frac{H}{\sqrt{L_x}}$

$H$ : Hauteur du bâtiment.

$L_x$ : Longueur du patique considéré.

$\delta$ : Coefficient de distribution: il dépend de la structure et varie entre à l'intérieur de cette dernière le comportement de la masse à laquelle il se rapporte.

Pour les bâtiments composés d'étages semblablement identiques et à des poids et de hauteurs semblablement égaux, le coefficient applicable au plancher de rang  $r$  à compter de la base sera  $\delta_r = \frac{r}{\sum_{i=1}^n n_i}$  avec  $n_i$  étant le nbr de planche

$S$ : Coefficient de fondation: il tient compte des conséquences du type de fondations adoptées par le comportement de l'ouvrage pour cet cas; note bâtiment est élève sur un terrain de constance moyenne  $S = 1.15$

$W$ : Poids des charges et surcharges de l'élément soumis à l'action sismique.

Système de forces Verticales.



### Système de Forces Verticales :

Ce système  $S_V$  est aussi composé de forces élémentaires verticales qui peuvent être ascendantes ou descendantes ; elles s'exercent au c.d.g des éléments de construction.

L'intensité de la force verticales agissant sur un élément donne est

$$F = \pm N G_V \quad \text{avec} \quad G_V = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} G_H.$$

$G_V$  est le coefficient sismique vertical ; il est égal au plus grand des coefficients sismiques horizontaux trouvés pour un élément éventuellement dérivé par  $\sqrt{\alpha}$  si  $\alpha > 1,00$   $G_H = \max(G_1, G_2)$

### TORSION D'ENSEMBLE :

Si la longueur d'un bâtiment excède deux fois et demie sa largeur. C'est à dire si le rapport  $\eta = \frac{L}{H} > 2,5$  ; il convient de vérifier la stabilité de la structure vis à vis de la torsion. Dans notre cas :

$$L_V = 27 \text{ m}$$

$$L_H = 24 \text{ m}$$

$$\eta = \frac{27}{24} = 1,125$$

$$\eta < 2,5$$

vous ne tenons pas compte dans nos calculs de l'effet de la torsion.



## Portique longitudinal : I, I BLOC B.

## CHARGES Permanentes

## NIVEAU terrasse.

- Acrotère  $[0,6 \times 0,1 + (0,6 \times 0,6)] \times 6 \times 2500 \times 21 = 12,6t.$
- Plancher  $[24 \times 6 \times 593] = 85,392t.$
- Poutres longitudinales  $(0,25 \times 0,46) \times 24 \times 2500 = 6,9t.$
- Poutrelles  $0,25 \times 0,12 \times 6 \times 2500 \times 37 = 16,650t.$
- Poutres transversales  $(0,25 \times 0,46) \times 6 \times 2500 \times 5 = 8,625t.$
- surcharge : terrasse inaccessible  $P = 100kg/m^2$

$$P = (6 \times 24) \times 100 = 14,4t. \text{ d'où}$$

$$W = G + \frac{P}{5} = 130,167 + \frac{14,4}{5} = 133,047t.$$

## NIVEAU courant.

## CHARGES permanentes :

- Plancher  $[24 \times 6 \times 530] = 76,320t.$
- Poutre longitudinal  $(0,25 \times 0,46) \times 24 \times 2500 = 6,9t.$
- Poutre transversales  $(0,25 \times 0,46) \times 6 \times 2500 \times 5 = 8,625t.$
- Poutrelles  $0,25 \times 0,12 \times 6 \times 2500 \times 37 = 16,650t.$
- poteaux  $(0,9 \times 0,25 \times 5,78) \times 5 = 6,502t.$
- Murs  $389 \times 5,78 \times 6 \times 2 = 26,881t.$
- surcharges  $(24 \times 6) \times 400 = 57,60t.$

$$P = (24 \times 6) \times 400 = 57,60t.$$

$$\text{d'où } W = G + \frac{P}{5} = 156,378t.$$

## Portique transversal : II, II

## NIVEAU terrasse

- Acrotère  $[0,6 \times 0,1 + 0,6 \times 0,6] \times 6 \times 2500 \times 21 = 12,6t.$
- Plancher  $(6 \times 27) \times 593 = 96,066t.$
- Poutre longitudinal  $(0,25 \times 0,46) \times 14 \times 2500 = 7,76t.$
- Poutrelles  $(0,25 \times 0,12 \times 27) \times 2500 \times 18 = 38,475t.$
- Poutre transversale  $(0,25 \times 0,46) \times 6 \times 2500 \times 7 = 12,025t.$

$$G = 166,976t.$$

- surcharge : terrasse inaccessible  $P = 100kg/m^2$

$$P = (6 \times 27) \times 100 = 162t$$

$$W = G + \frac{P}{5} = 170,24t.$$



NIVEAU courant: CHARGES PERMANENTES.

- Plancher (27x6 x 500) = 85,86 t.
- Poutre longitudinale (0,25 x 0,41) x 27 x 2500 = 7,765 t.
- Poutrelles (0,25 x 0,12 x 29) x 2500 x 18 = 38,475 t.
- Poutres transversales 0,25 x 0,46 x 27 x 2500 = 12,075 t.
- poteaux (0,4 x 0,25) x 5,78 x 7 = 9,103 t.
- Murs 389 x 5,78 x 6 x 2 = 26,58 t.
- Durcharges P = 27 x 6 x 400 = 64,8 t.

$$W = G + \frac{P}{5} = 193,21 \text{ Kg.}$$

- Coefficient d'Intensité  $\alpha = 1$  (P.S 69).
- Coefficient de Repose  $\beta$ .

$$\left. \begin{array}{l} H = 17,28 \text{ m} \\ L_y = 27 \text{ m} \\ L_z = 24 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} H = 17,28 \text{ m} \\ L_{xL} = 24 \text{ m} \\ L_{yT} = 24 \text{ m} \end{array} \right.$$

Dans le sens longitudinal  $T_L = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L_{xL}}} = 0,09 \frac{17,28}{\sqrt{24}} = 0,3175$

Dans le sens transversal

$$T_T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L_{yT}}} = 0,09 \frac{17,28}{\sqrt{27}} = 0,2995$$

Longitudinal

$$\beta_L = \frac{0,065}{\sqrt{T_L}} = 0,09521$$

transversal

$$\beta_T = \frac{0,065}{\sqrt{T_T}} = 0,0973$$

Coefficient de distribution: Par application de la formule précédente on obtient le tableau des valeurs suivantes.

$$\gamma_i = \frac{3i}{2n+1}$$

Pong (R)	1 (R.D.C)	2	3	4.
$\gamma_i$	0,4295	0,257	1,235	1,714

Coefficient de Fonction P.S 69  $\delta = 1,15$



Coefficient sismique  $\sigma_x$ :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_L &= \alpha \cdot B_L \cdot \gamma_r \cdot S \\ \sigma_T &= \alpha \cdot B_T \cdot \gamma_r \cdot S \end{aligned} \right\} \text{Horizontaux.}$$

Pour notre cas  $\alpha=1$  donc  $\sigma_y = \max(\sigma_L, \sigma_T)$  Vertical nous resumerons dans un tableau de tous ces coefficients en fonction de l'etage considéré:

$$\begin{aligned} \alpha_L &= 1 \times 0,0952 \times 1,15 \times \gamma_r & \alpha_L &= 0,10948 \gamma_r \\ \alpha_T &= 1 \times 0,0973 \times 1,15 \times \gamma_r & \alpha_T &= 0,118 \gamma_r. \end{aligned}$$

Ces différents coefficients sont donnés dans un tableau:

NIVEAU.	$\sigma_L$	$\sigma_T$	$\sigma_V$
4	0,1406	0,1436	0,1436
3	0,1876	0,1916	0,1916
2	0,0938	0,0958	0,0958
1	0,0469	0,0479	0,0479

- TABLEAU Donnant les Forces sismiques Horizontales:

	Niveau terrasse	133,047	$F_H = 62 \cdot W$
Portique longitudinal	3 <sup>er</sup>	133,047	24,96
	2 <sup>o</sup> s	156,378	21,98
	1 <sup>er</sup>	156,378	14,67
	R.D.C	156,378	7,334
Portique transversal	Niveau terrasse	170,22	32,62
	2 <sup>o</sup> r	193,21	27,744
	1 <sup>er</sup>	193,21	18,52
	R.D.C	193,21	9,254

## Forces sismiques verticales:

	N.V.	W(H)	$F_v = G \cdot W(H)$	$F_v / (H \cdot d)$
Portique. Longitudinal	3 <sup>o</sup> .	133,047	25,49	1,062
	2 <sup>o</sup> .	156,378	29,45	0,935
	1 <sup>o</sup> .	156,378	14,98	0,6242
	R.D.C.	156,378	7,490	0,312
Portique transversal.	3 <sup>o</sup> .	170,216	32,613	1,207
	2 <sup>o</sup> .	193,21	27,744	1,1027
	1 <sup>o</sup> .	193,21	13,514	0,685
	R.D.C.	193,21	3,2547	0,3427

CALCUL DES COEFFICIENTS D'APRÈS LE R.P.A.

D'APRÈS LE R.P.A LA VALEUR DE LA FORCE SISMIQUE:

$V = A \cdot D \cdot B \cdot Q \cdot W$   
 CALCUL DES COEFFICIENTS A, D, B, Q.  
 Valeur de A groupe d'usage 2 } D'après le  
 Zone 2 } tableau A=0,15  
 Valeur d'amplification dynamique moyen D.

D'après le graphe  $T < 0,5$  donc on aura  $D = 2,0$ .  
 Facteur de comportement de la structure B.  
 Type de structure : Structure portique autoportante  $B = \frac{1}{4}$ .

Facteur de Qualité Q:  $Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$ .

Contrôle de la qualité des matériaux  $P_k = 0,1$ .  
 " " de la construction  $P_k = 0,1$ .

$$Q = 1 + 0,1 + 0,1 = 1 + 0,2 = 1,2$$

$$ADBQ = 0,15 \times 2 \times \frac{1}{4} \times 1,2 = 0,09$$

CALCUL DES EFFETS SISMIQUES D'APRÈS LE R.P.A  
 Sous forme de tableau.



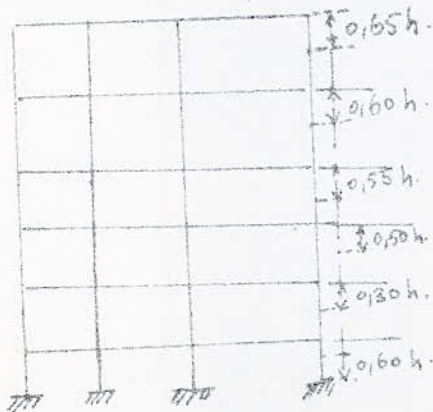
TABLEAU Donnant les efforts sismiques d'après le R.P.A.

	Niv	$\sigma$	W <sub>ij</sub>	F = G <sub>s</sub>
Portique Longitudinal	terrasse	0,09	133,047	11,97
	2 <sup>o</sup>	0,09	156,378	14,074
	1 <sup>o</sup>	0,09	156,378	14,074
	R.D.E	0,09	156,378	14,074
Portique transversal	terrasse	0,09	170,216	15,319
	2 <sup>o</sup>	0,09	193,21	15,319
	1 <sup>o</sup>	0,09	193,21	15,319
	R.D.E	0,09	193,21	15,319

Efforts dans les portiques: METHODE utilisée METHODE DE BOWMAN.

Exposé de la méthode de Bowman:  
Le calcul des efforts dans les portiques pour les forces horizontales sera fait par la méthode de Bowman.  
Cette méthode permet d'obtenir des résultats très voisins de ceux obtenus en utilisant des méthodes exactes:

L'effort tranchant total, à chacun des niveaux, se partage proportionnellement aux inerties des poteaux; les points d'inflexion (points où les poteaux sont articulés) dans les poteaux de hauteur  $h$  se situent: - Au dernier niveau, à  $0,65h$  de la partie supérieure du poteau - A l'avant dernier niveau à  $0,60h$  de la partie supérieure du poteau, au niveau immédiatement au dessous à  $0,55h$  de la partie supérieure du poteau:



- A tous les niveaux (autres) sauf au 1<sup>er</sup> Niveau, à  $0,50h$ .
- Au 1<sup>er</sup> Niveau, à  $0,60h$  à partir de la base du poteau.

**HYPOTHÈSES DE CALCUL :** Dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur, et où les raideurs (rapport de l'inertie) à la longueur des différents travées des poutres poteaux du plancher parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux sont toutes supérieures au cinquième ( $1/5^{em}$ ) 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 des dits poteaux ; les moments d'inertie des poteaux de rive, étant toutefois affectés du coeff 0,8.
- que les poteaux des étages courants, sont en castrés au niveau de chacun des planchers et articulés aux hauteurs introduites ci dessus.

Compte tenu de ces Hypothèses, nous pouvons écrire

$$F = F_1 + F_2 + F_3 + F_4. \text{ Pour 1 seul Niveau:}$$

Les forces  $F_i$  ayant les valeurs suivantes :  $F_1 = \frac{F \cdot 0,8 \cdot I_1}{0,8I_1 + I_2 + I_3 + 0,8I_4}$

$$F_2 = \frac{F I_2}{0,8I_1 + I_2 + I_3 + 0,8I_4} \text{ de même pour } F_3 \text{ et } F_4.$$

les moments dans les traverses sont respectivement pour le Nœud de la file 1 :  $F_1 \alpha h$  dans la file 1 et  $F_4 \alpha h$  dans la file 4.

Pour le Nœud de la file 2  $F_2 \alpha h \frac{I_g l_g}{I_d l_d + I_g l_g}$  à gauche de et  $F_2 \alpha h \frac{I_d l_d}{I_d l_d + I_g l_g}$  à droite du Nœud 2 (Nœud 2).

même Principe pour  $F_3$  que pour  $F_2$ . Nous avons ici,

$I_g$  : Inertie de la traverse de gauche.

$I_d$  : Inertie de la traverse de droite

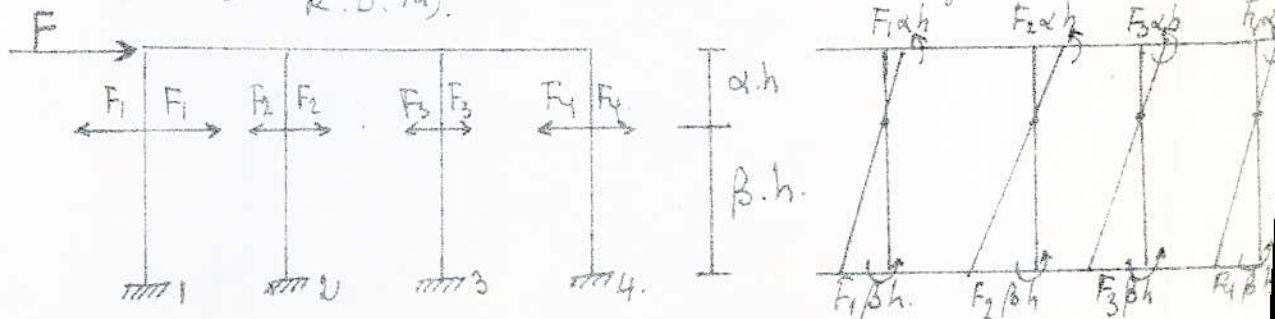
$l_d$  : portée libre de la traverse de droite

$l_g$  : portée libre de la traverse de gauche.

$h$  : Hauteur entre faces supérieures de (2) planchers

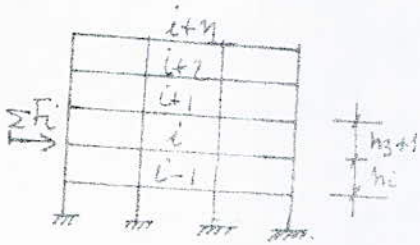
consécutifs. Nous poserons  $\frac{I_d}{l_d} = K_d$   $\frac{I_g}{l_g} = K_g$

(Raideurs des poutres en R.D.M).





Dans le cas de poteaux juxtaposés, au niveau du plancher de rang  $i$ ,

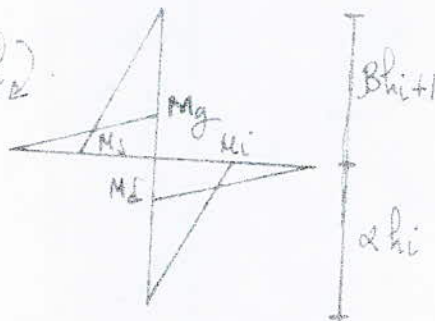


$$\Sigma F_i = F_i + F_{i+1} + F_{i+2} + \dots + F_{i+n}$$

À l'étage de rang  $i+1$ , nous savons que l'effort  $\Sigma F_{i+1}$  est en pied des poteaux supportant le plancher de rang  $i+1$ , des moments calculés conformément à ce qui a été exposé précédemment:

on opère de même en ce qui concerne l'effort  $\Sigma F_i$  ce qui nous permet de déterminer les moments en tête des poteaux supportant l'étage de rang  $i$ . Au droit d'un nœud, il sera possible de calculer les moments dans les traverses aboutissant à ce nœud. En fonction des moments  $M_s$  et  $M_i$  obtenus respectivement pour le poteau supérieur et le poteau inférieur convergents à ce nœud on écrit:

sens positif  $\rightarrow$



$$M_g = - (M_s + M_i) \frac{K_g}{K_g + K_d}$$

$$M_d = - (M_s + M_i) \frac{K_d}{K_g + K_d}$$

Pour 1 Nœud Intermédiaire et  $M_g$  ou bien  $M_d$  égal à  $-(M_s + M_i)$  pour 1 Nœud de libre:

Pour les traverses égales, l'inertie constante, on a évidemment  $-\frac{M_s + M_i}{2}$  à droite et à gauche d'un nœud intermédiaire:  
 2 Les moments ainsi déterminés dans les poteaux et les traverses doivent venir s'ajouter aux moments déjà obtenus par application des charges et surcharges sur la structure: avec les moments résultants, on fera une vérification à la flexion composée dans les 2 cas suivants:

1. flexion + charges permanentes + surcharges.
2. flexion + charges permanentes.

à noter que le cas 2 est le plus défavorable pour la stabilité générale de l'ouvrage.



Résultats donnés par cette méthode pour notre poutre longitudinale.  
Moments en tête et à la base des poteaux:

en tête  $M_i = F \alpha h$ .

à la base  $M_s = F \beta h$ .

Les résultats sont sous forme de tableau:

NIVEAU	$\alpha h$ (m)	$M_i = M_{ic}$	$M_{i2} = \frac{M_{i1} \beta_2}{\beta_1 + \beta_2}$	$\beta h$ (m)	$M_s = \frac{M_{i1} \beta_1}{\beta_1 + \beta_2}$	$M_s = \frac{M_{i1} \beta_1}{\beta_1 + \beta_2}$
IV	3,757	16,305	20,381	2,023	8,779	10,974
III	3,468	13,258	16,334	2,312	8,838	10,889
II	3,179	8,1064	10,134	2,601	6,632	8,291
I	0,6	0,765	0,956	0,9	1,1475	1,4346

Moments dans les poutres ont la même inertie (section 26x45)

$$I_g = I_d = I = \frac{25 \times 46^3}{12} = 20,278 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$K_1 = \frac{I}{l_1} \quad K_2 = \frac{I}{l_2} \quad l_1 = l_2 = 6 \text{ m.}$$

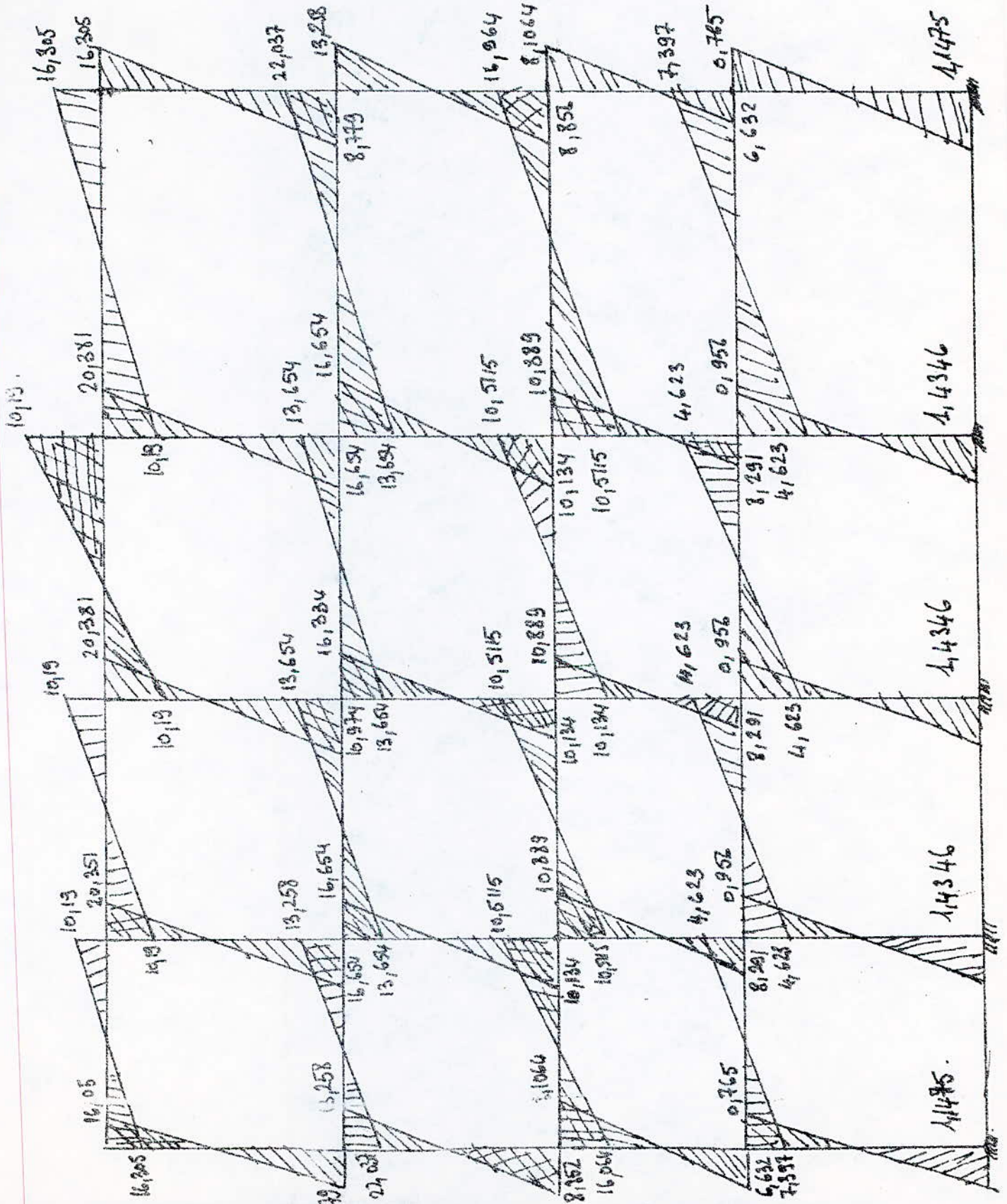
$$M_g = -(M_s + M_i) d_g \quad (1) \quad M_d = -(M_s + M_i) d_d \quad (2) \quad d_g = \frac{K_2}{K_1 + K_2}$$

$d_d$  et  $d_g$  sont des coefficients de transmission.

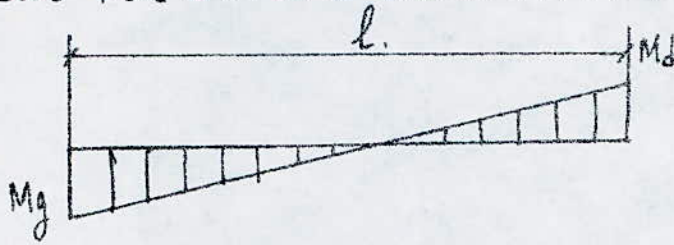
TABLEAU récapitulatif des moments pour les charges horizontales:  $d_g = \frac{K_2}{K_1 + K_2}$

NIVEAU	Nœuds	$M_g$ (t.m)	$M_d$ (t.m)	$M_i$ (t.m)	$M_s$ (t.m)
IV	1	0	16,305	16,305	0
	5	16,305	0	16,023	0
	2 et 4	10,1905	10,1905	20,381	0
	3	10,1905	10,1905	20,381	0
III	1	0	22,037	13,258	8,779
	5	22,037	0	13,258	8,779
	2 et 4	13,654	13,654	16,334	10,974
	3	13,654	13,654	16,334	10,974
II	1	0	16,964	8,1064	8,856
	5	16,964	0	8,1064	8,856
	2 et 4	10,5115	10,5115	10,839	10,134
	3	10,5115	10,5115	10,839	10,134
I	1	0	7,397	0,765	6,632
	5	7,397	0	0,765	6,632
	2 et 4	4,62	4,62	0,856	8,291
	3	4,62	4,62	0,856	8,291





CALCUL DES EFFORTS tranchants : sous  $\vec{S}_H$



L'Equation des moments est lineaire:

$$ax + b = Mx.$$

$$x = 0 \rightarrow M_0 = b = M_g.$$

$$x = l \rightarrow M_l = al + b = -M_d.$$

D'où  $a = -\frac{M_g + M_d}{l}$  et Donc  $T = \frac{dM}{dx} = a = -\frac{M_g + M_d}{l}$

sous  $\vec{S}_H$



TABLEAU Donnant les efforts tranchants sous  $\vec{S}_H$

Niveau	travée	l (m)	$M_g$	$M_d$	$T$ sous $\vec{S}_H$
IV	1	6m	16,305	10,19	4,415
IV	2	6m	10,19	10,19	3,396
IV	3	6m	10,19	10,19	3,396
IV	4	6m	10,19	16,305	4,415
III	1	6m	22,037	13,654	5,948
III	2	6m	13,654	13,654	4,557
III	3	6m	13,654	13,654	4,557
III	4	6m	13,654	22,037	5,948
II	1	6m	16,064	10,515	4,429
II	2	6m	10,515	10,515	3,50
II	3	6m	10,515	10,515	3,50
II	4	6m	10,515	16,964	4,429
I	1	6m	7,397	4,623	2,003
I	2	6m	4,623	4,623	1,541
I	3	6m	4,623	4,623	1,541
I	4	6m	4,623	7,397	2,003



## Portique Longitudinal Bloc A:

La Méthode utilisée pour Déterminer Ces Forces Sismiques Horizontales et Verticales est la même que pour l'étude du Portique longitudinal Bloc B.

I) Coefficients Sismiques :

NIVEAU	$G_L$	$G_T$	$G_V$
7	0,133	0,1163	0,133
6	0,114	0,10997	0,114
5	0,1005	0,10831	0,1005
4	0,1076	0,10664	0,1076
3	0,057	0,10498	0,057
2	0,038	0,10332	0,038
1 (R.D.C)	0,019	0,10166	0,019

II) Forces Sismiques Horizontales:

	NIVEAU	$W(F)$	$F_H = G_L \cdot W(F)$
	7 (terrasse)	101,502	13,499
Portique	6	139,80	15,937
Longitudinal	5	139,80	13,281
	4	139,80	10,624
	3	139,80	7,968
	2	139,80	5,312
	1 (R.D.C)	139,80	2,656
	NIVEAU	$W(F)$	$F_H = G_T \cdot W(F)$
Portique	7 terrasse	133,047	15,473
transversal	6	156,378	15,59
	5	156,378	12,995
	4	156,378	10,383
	3	156,378	7,787
	2	156,378	5,191
	1	156,378	2,595



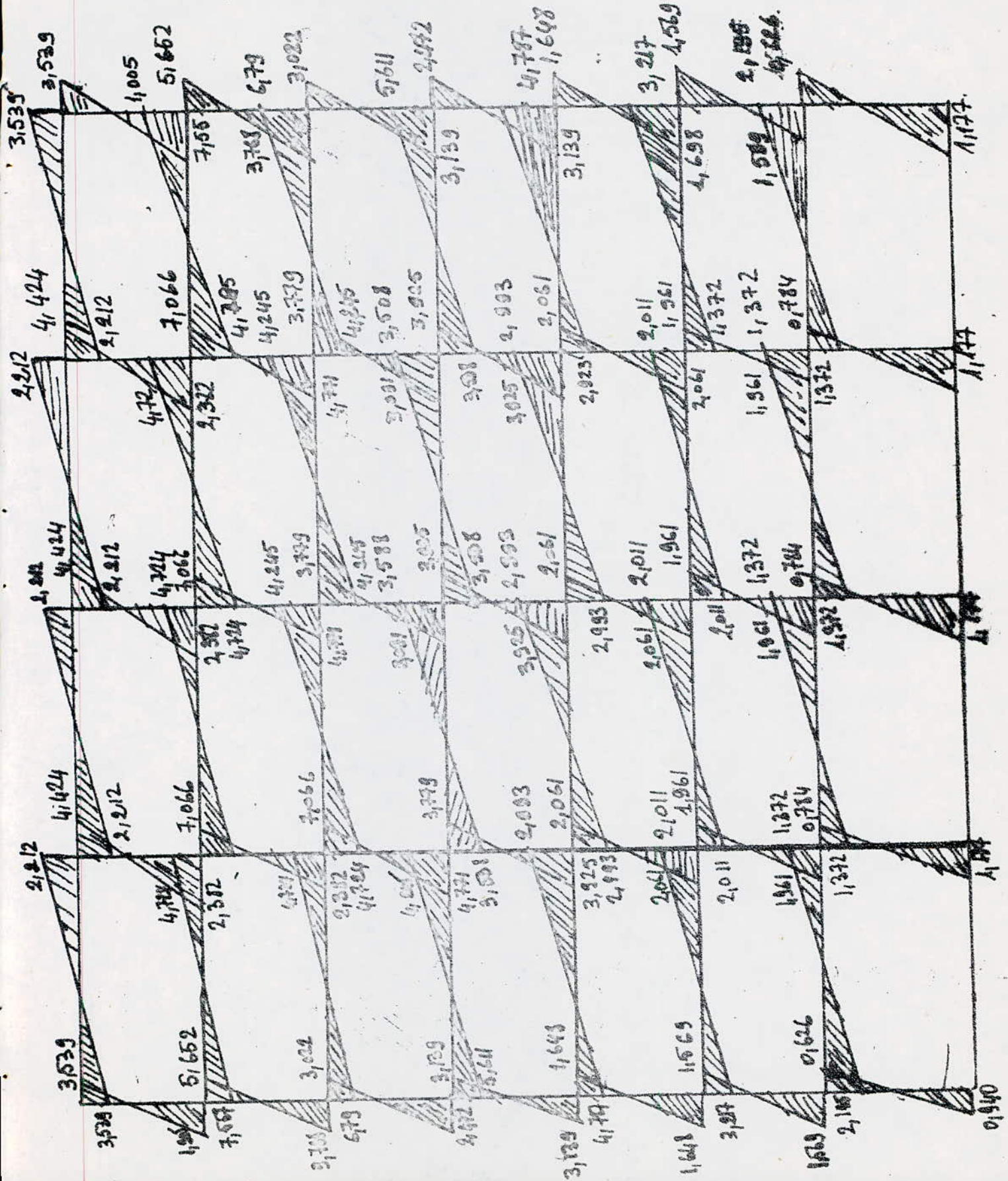
III) Forces biomiques Verticales:

Portique Longitudinal	Niveau	W(t)	Fv = Gv(Wt)	Fv (t/m)
	7	101,502	13,495	0,562
6	139,87	15,937	0,644	
5	139,80	13,281	0,553	
4	139,80	10,624	0,442	
3	139,80	7,968	0,332	
2	139,80	5,312	0,221	
M.R.D.C	139,80	2,656	0,110	
Portique transversal	Niveau	W(t)	Fv = Gv(Wt)	Fv (t/m)
	70	133,047	17,695	1,966
	60	156,378	17,827	1,98
	50	156,378	14,855	1,65
	40	156,378	11,884	1,320
	30	156,378	9,313	0,990
	20	156,378	5,942	0,660
	M.R.D.C	156,378	2,971	0,330

IV) Moments sous les charges Horizontales par la Methode de Bowman:

Niv	Niveau	M <sub>g</sub> (t.m)	M <sub>l</sub> (t.m)	M <sub>i</sub> (t.m)	M <sub>s</sub> (t.m)	Niv	Niveau	M <sub>g</sub> (t.m)	M <sub>l</sub> (t.m)	M <sub>i</sub> (t.m)	M <sub>s</sub> (t.m)	
7	1	0	3,539	3,539	0	4	2 et 4	3,508	3,508	3,925	3,091	
	5	3,539	0	3,539	0		3	3,508	3,508	3,925	3,091	
	2 et 4	2,212	2,212	4,424	0		3	1	0	4,787	1,648	3,139
	3	2,212	2,212	4,424	0			5	4,787	0	1,648	3,139
6	1	0	7,557	5,652	1,905	2 et 4		2,993	2,993	2,061	3,925	
	5	7,557	0	5,652	1,905	3		2,993	2,993	2,061	3,925	
	2 et 4	4,724	4,724	7,066	2,382	2	1	0	3,217	1,569	1,648	
	3	4,724	4,724	7,066	2,382		5	2,195	0	1,565	1,648	
5	1	0	6,79	3,022	3,768		2 et 4	2,011	2,011	1,961	2,061	
	5	6,79	0	3,022	3,768		3	2,011	2,011	1,961	2,061	
	2 et 4	4,245	4,245	3,779	4,711	1 (R.D.C)	1	0	2,195	0,626	1,569	
	3	4,245	4,245	3,779	4,711		5	2,195	0	0,626	1,569	
4	1	0	5,611	3,139	2,472		2 et 4	1,372	1,372	0,7847	1,961	
	5	5,611	0	3,139	2,472		3	1,372	1,372	0,7847	1,961	







calcul des efforts tranchants  $\tau$  sous SH : l'équation des  $m_j$  est

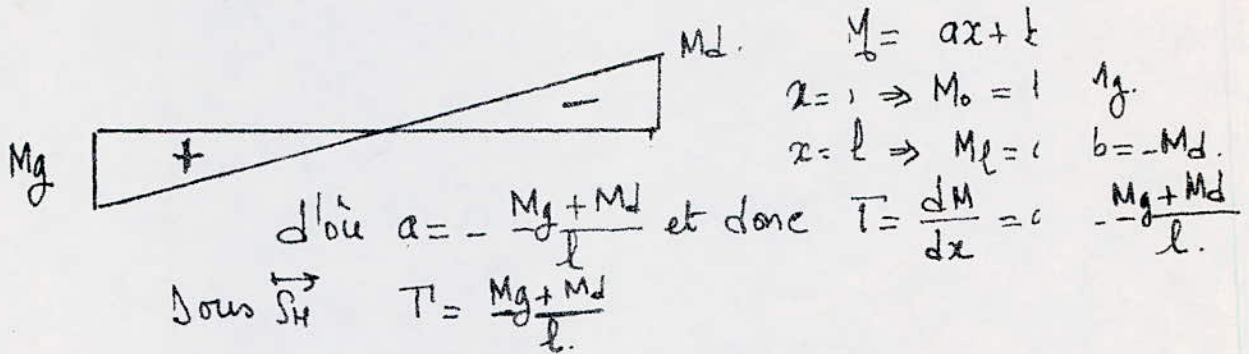


TABLEAU Donnant les efforts tranchants  $\tau$  sous SH :

NIVEAU	tracé	(l) m	$M_g$	$M_d$	T	
7	1	6	3,539	2,212	0,9	15
	2	6	2,212	2,212	0,7	7
	3	6	2,212	2,212	0,7	7
	4	6	2,212	3,539	0,9	8
6	1	6	7,537	4,724	2,0	6
	2	6	4,724	4,724	1,5	7
	3	6	4,724	4,724	1,5	4
	4	6	4,724	7,537	2,0	6
5	1	6	6,79	4,245	1,8	9
	2	6	4,245	4,245	1,4	5
	3	6	4,245	4,245	1,4	5
	4	6	4,245	6,79	1,8	9
4	1	6	5,611	3,588	1,8	9
	2	6	3,588	3,588	1,1	9
	3	6	3,588	3,588	1,1	9
	4	6	3,588	5,611	1,5	9
3	1	6	4,787	2,993	1,2	6
	2	6	2,993	2,993	0,9	1
	3	6	2,993	2,993	0,9	1
	4	6	2,993	4,787	1,2	6
2	1	6	3,217	2,011	0,8	1
	2	6	2,011	2,011	0,6	1
	3	6	2,011	2,011	0,6	1
	4	6	2,011	3,217	0,8	1
1	1	6	2,195	1,372	0,5	1
	2	6	1,372	1,372	0,4	1
	3	6	1,372	1,372	0,4	1
	4	6	1,372	2,195	0,5	1

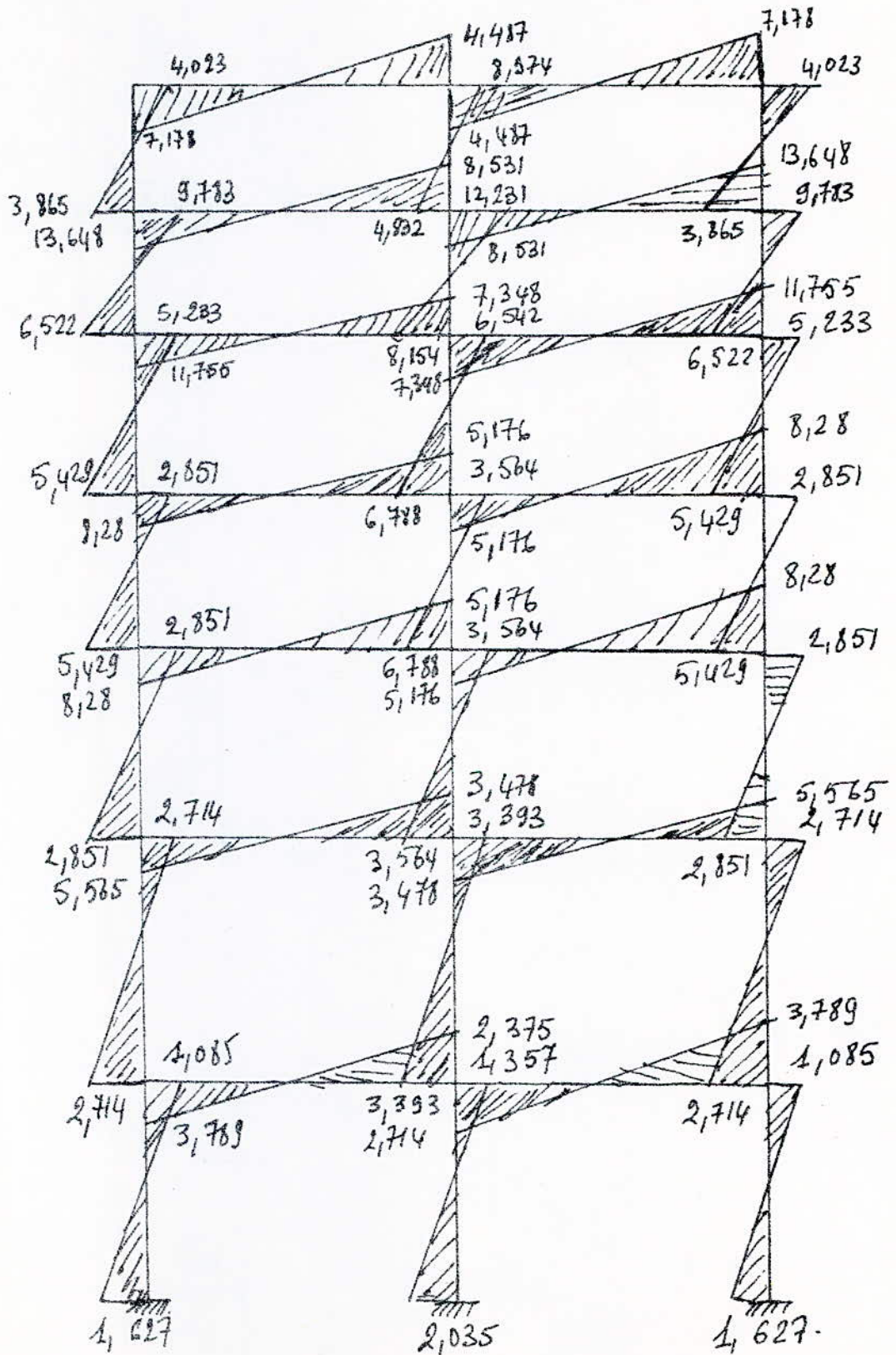


du portique transversal Bloc A.

La Méthode utilisée est toujours la Méthode de Cowman pour les effets Horizontaux:

Les moments sous les charges Horizontales sont mis dans le tableau ci-dessus.

Niveau	Nœuds	$M_g$	$M_d$	$M_i$	$K_s$
7	1	0	7,178	4,023	0
	3	7,178	0	4,023	0
	2	4,487	4,487	8,974	0
6	1	0	13,648	9,783	3,865
	3	13,648	0	9,783	3,865
	2	8,13	8,131	12,831	4,832
5	1	0	14,755	5,233	6,522
	3	14,755	0	5,233	6,522
	2	7,348	7,348	6,542	8,154
4	1	0	8,28	2,851	5,429
	3	8,28	0	2,851	5,429
	2	5,176	5,176	3,564	6,788
3	1	0	8,28	2,851	5,429
	3	8,28	0	2,851	5,429
	2	5,176	5,176	3,564	6,788
2	1	0	5,565	2,714	2,851
	3	5,565	0	2,714	2,851
	2	3,478	3,478	3,393	3,564
1	1	0	3,799	1,085	2,714
	3	3,799	0	1,085	2,714
	2	2,375	2,375	1,375	3,393





CALCUL DES EFFORTS tranchants sous  $\vec{SH}$ :



$M_d$  L'équation des moments est linéaire

$$M = ax + b$$

$$x = 0 \Rightarrow M_0 = b = M_g$$

$$x = l \Rightarrow M_l = al + b = -M_d$$

$$\text{d'où } a = \frac{M_g + M_d}{l} \quad T = \frac{dM}{dx} = a$$

$$a = - \frac{M_g + M_d}{l} \quad T = \frac{M_g + M_d}{l}$$

TABLEAU Donnant les efforts tranchants sous  $\vec{SH}$ :

Niveau	tranch	l (m)	$M_g$	$M_d$	T (tonnes)
VII	1	4,5m	7,178	4,487	2,592
	2	4,5m	4,487	7,178	2,59
VI	1	4,5m	13,65	8,53	4,926
	2	4,5m	8,531	13,648	4,928
V	1	4,5m	11,755	7,348	4,245
	2	4,5m	7,348	11,755	4,245
IV	1	4,5m	8,28	5,176	2,990
	2	4,5m	5,177	8,28	2,990
III	1	4,5m	8,28	5,17	2,99
	2	4,5m	5,17	8,28	2,99
II	1	4,5m	5,56	3,48	2,009
	2	4,5m	3,478	5,565	2,009
I	1	4,5m	3,789	2,375	1,369
	2	4,5m	2,375	3,789	1,369

## EXPOSÉ DE LA METHODE DE CAQUOT.

Introduction: le calcul des portiques sous les charges Verticales sera fait par la méthode de CAQUOT (Exposé en Annexe du BA 68) les portiques de notre structure reçoivent les charges et surcharges suivantes:

- Poids propre des poteaux et poutres Constituant le portique
- Poids propre des planchers qu'ils supportent
- surcharges permanentes par les planchers:
- surcharges sismiques: (Verticales).

Pour chaque élément, la sollicitation à prendre en compte sera la plus défavorable de la combinaison des sollicitations suivantes.

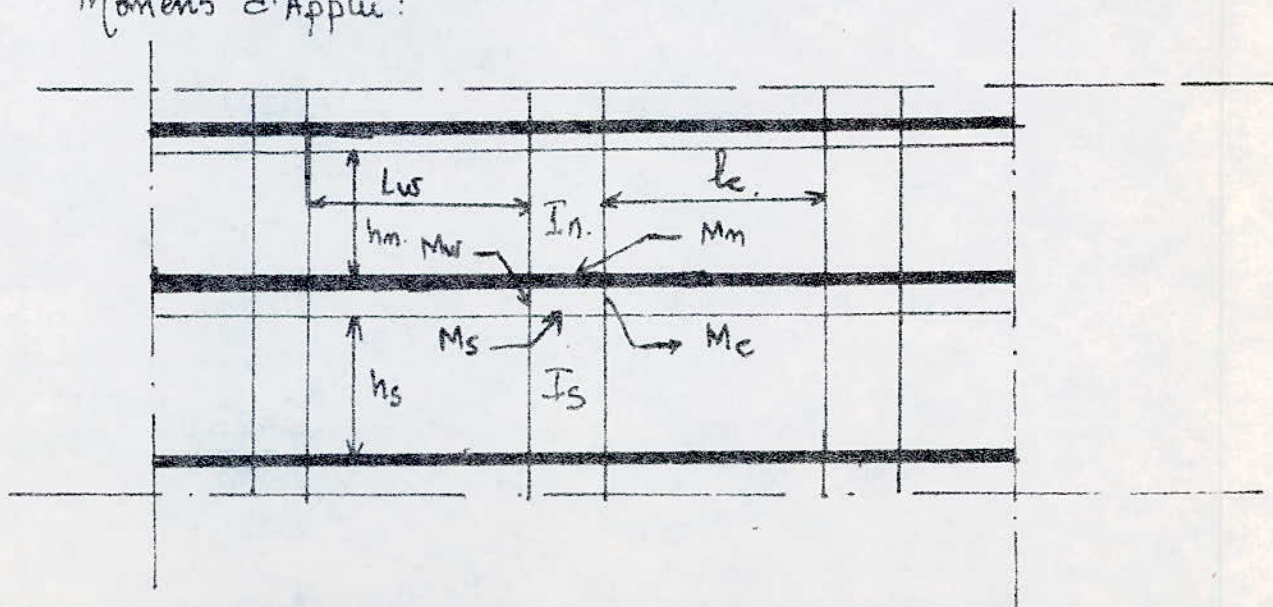
- sollicitations normale due aux charges et surcharges
- sollicitations d'origine sismique:

Domaine d'Application:

Cette méthode s'applique essentiellement à des éléments de planchers constitués de nervures et de poutres associées à des Hourdis.

La méthode exposée ci-après concerne uniquement les poutres solidaires des poteaux qui les supportent. Les moments d'inertie des poteaux sont supposés constants ou néglige les déplacements horizontaux relatifs des planchers:

Moments d'Appui:





on évalue les moments de continuité agissant dans les sections des nus d'un Appui (considérés comme section d'angleuse) sur les éléments qui se rencontrent en formant un Noeud en ne tenant compte que des charges des travées encadrant l'Appui considéré et de la résistance des tronçons inférieur et supérieur des poteaux aboutissant au Noeud considéré :

on détache de chaque côté des Noeuds, des travées fictives  $l'_w$  et  $l'_e$  ; on détache de même au dessus et au dessous de chaque noeud des tronçons fictifs de poteaux, de hauteur  $h'_m$  et  $h'_s$  ;  $h'_m$  et  $h'_s$  ont les valeurs suivantes :

$h'_m = 0,9 h_m$  si le Noeud considéré appartient à l'avant d'un plancher :

$h'_m = 0,8 h_m$  dans tous les autres cas :

$h'_s = h_s$  si les poteaux sont articulés aux fondations :

$h'_s = 0,8 h_s$  dans tous les autres cas :

TRAVÉES INTERMÉDIAIRES : les longueurs des travées fictives  $l'_w$  et  $l'_e$  sont égales à  $l'_w = 0,8 l_w$  et  $l'_e = 0,8 l_e$  :

la poutre étant supposée avoir dans chaque travée une section constante, on adopte aussi les notations suivantes :

$q_w$  = charge uniformément répartie sur la travée de gauche ( $q_e$  sur celle de droite) ;

$q_w$  = charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à la distance  $q_w$  du Nu de l'Appui

( $Q_e$  et  $Q_e$  pour l'Appui de droite, on pose

$$M'_w = \frac{q_w l_w}{8,5} + l'_w \sum K_w Q_w \quad M'_e = \frac{q_e \cdot l_e^2}{8,5} + l'_e \sum k_e Q_e$$

les valeurs de  $k_w$  et  $k_e$  sont données par l'échelle fonctionnelle de règles CEBA 68 page 14 en fonction des rapports  $q_w/l_w$  pour  $k_w$  et  $q_e/l_e$  pour  $k_e$  ; on pose encore :

$$K_w = \frac{I_w}{l_w} ; K_e = \frac{I_e}{l_e} ; K_s = \frac{I_s}{h'_s} ; K_n = \frac{I_n}{h'_n}$$

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



es moments dans les sections d'angousses (nus de Appuis) sont en valeur absolue

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

Au Nud de l'Appui dans la travée de gauche

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

travée de droite

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

Au nu inférieur des poutres dans le poteau inférieur

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

Au nu supérieur du plancher dans le poteau supérieur

Pour les traverses, 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 deux valeurs absolues  $M'_e$  ou  $M'_w$ .  
la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé :

TRAVÉES DE RIVE (sans consoles) . . Nud de Rive :

$$M_{e1} = M'_{e1} \left(1 - \frac{K_{e1}}{D_1}\right) \quad M_{s1} = M'_{e1} \left(\frac{K_{s1}}{D_1}\right)$$

$$M_{m1} = M'_{e1} \left(\frac{K_{m1}}{D_1}\right)$$

Nud voisin du nud de rive :  
on prend  $\chi_2 = 1$ ,  $\chi_2$  avec  $0 < \chi_2 < 1$

$$\chi_1 = 0,8 \quad \text{pour } K_{s1} + K_{m1} \geq 1,5 K_{e1}$$

$$\chi_1 = 1 - \frac{K_{s1} + K_{m1}}{1,5 K_{e1}} \quad \text{pour } K_{s1} + K_{m1} < 1,5 K_{e1}$$

Moments en TRAVÉE DES POUTRES :

Pour déterminer les moments en travée, on trace la courbe de moments de la travée complète de portée  $l$  et  $(Nm/l')$  avec les charges permanentes puis avec les charges permanentes et les surcharges : on prend comme ligne de fermeture.

Pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appui minimaux, en valeur absolue.

et pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appui maximaux, en valeur absolue.

Dans chaque cas de charge, en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres :



Efforts tranchants dans les poutres :

Dans notre cas (plusieurs travées) les efforts tranchants d'appui sont calculés par la méthode générale applicable aux Poutres continues, en faisant état des moments de continuité déterminés plus haut :

A partir des efforts tranchants d'appui, on trace le Diagramme de efforts tranchants en trace pour les charges permanentes et pour les surcharges en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres :

Moments dans les poteaux :

on admet que les points de moment nul dans les poteaux se trouvent à  $h/3$  au-dessus du plancher et à  $h/3$  au-dessous du nu inférieur des poutres.

- Efforts TRANCHANTS Dans LES POTEAUX :
- Efforts Normaux Dans LES Poutres :

Par simplification, on ne fait pas état, dans les calculs de efforts tranchants dans les poteaux, ni des efforts normaux dans les poutres :

**EFFORTS'**

**DANS'**

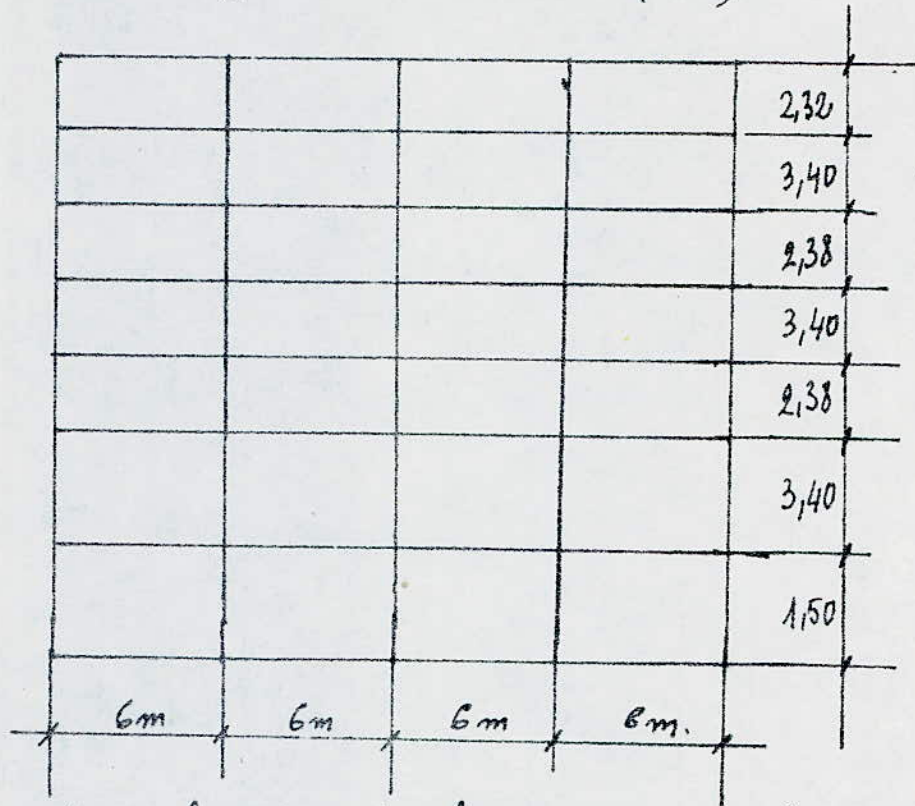
**LES'**

**PORTIQUES'**



# PORTIQUE LONGITUDINAL

## CHARGES VERTICALES (METHODE DE CAQUOT).



Les CHARGES et surcharges verticales agissant sur le portique.  
sont résumées (en t/m<sup>2</sup>) dans le tableau suivant!

NIVEAU	G	P	S
VII	0,139	0,45	0,562
VI	5,481	1,8	0,664
V	5,481	1,8	0,553
IV	5,481	1,8	0,442
III	5,481	1,8	0,332
II	5,481	1,8	0,221
I	5,481	1,8	0,110







Moments sous Gr.
------------------

	Nœuds	$q_w$	$q_e$	$M_w^i$	$M_e^i$	$M_w^f$	$M_e^f$	$M_m$	$M_s$
VII	1	—	4,139	—	11,22	—	7,465	0	7,476
	2	4,139	4,139	11,22	11,22	11,22	11,22	0	0
	3	4,139	4,139	11,22	11,22	11,22	11,22	0	0
	4	4,139	4,139	11,22	11,22	11,22	11,22	0	0
	5	4,139	—	11,22	—	7,465	—	0	0
VI	1	—	5,481	—	14,856	—	11,26	6,40	4,88
	2	5,48	5,48	14,856	14,856	14,856	14,856	0	0
	3	5,481	5,481	14,856	14,856	14,856	14,856	0	0
	4	5,481	5,481	14,856	14,856	14,856	14,856	0	0
	5	5,481	—	14,856	—	11,26	—	0	0
V	1	—	5,481	—	14,856	—	11,26	6,40	4,89
	2	5,481	5,481	14,856	14,856	14,856	14,856	0	0
	3	5,481	5,481	14,856	14,856	14,856	14,856	0	0
	4	5,481	5,481	14,856	14,856	14,856	14,856	0	0
	5	5,481	—	14,856	—	11,26	—	0	0
IV	1	5,481	5,481	—	14,856	14,856	11,26	6,40	4,893
	2	5,481	5,481	14,856	14,856	14,856	14,856	0	0
	3	5,481	5,48	14,856	14,856	14,856	14,856	0	0
	4	5,481	5,481	14,856	14,856	14,856	14,856	0	0
	5	5,481	—	14,856	—	11,26	—	0	0
III	1	—	5,481	—	14,856	—	11,26	6,40	4,89
	2	5,481	5,481	14,856	14,856	14,856	14,856	0	0
	3	5,481	5,481	14,856	14,856	14,856	14,856	0	0
	4	5,481	5,481	14,856	14,856	14,856	14,856	0	0
	5	5,481	—	14,856	—	11,26	—	0	0
II	1	—	5,481	—	14,85	—	11,26	6,40	4,89
	2	5,481	5,481	14,85	14,85	14,85	14,85	0	0
	3	5,481	5,481	14,85	14,85	14,85	14,85	0	0
	4	5,481	5,481	14,85	14,85	14,85	14,85	0	0
	5	5,481	—	14,85	—	11,26	—	0	0
I	1	—	5,481	—	14,856	—	12,585	11,09	5,582
	2	5,481	5,481	14,856	14,856	14,856	14,856	0	0
	3	5,481	5,481	14,85	14,856	14,856	14,856	0	0
	4	5,481	5,481	14,85	14,85	14,856	14,856	0	0
	5	5,481	—	14,85	—	12,585	—	0	0



## Moments sous P

NIVEAU	Niveau	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>m</sub>	M <sub>s</sub>
VII	1	/	0,45	/	1,22	/	0,811	0	0,813
	2	0,45	0,45	1,22	1,22	1,22	1,22	0	0
	3	0,45	0,45	1,22	1,22	1,22	1,22	0	0
	4	0,45	0,45	1,22	1,22	1,22	1,22	0	0
	5	0,45	/	1,22	/	0,811	/	0	0
VI	1	/	1,8	/	4,87	/	3,69	2,089	1,603
	2	1,8	1,8	4,87	4,87	4,87	4,87	0	0
	3	1,8	1,8	4,87	4,87	4,87	4,87	0	0
	4	1,8	1,8	4,87	4,87	4,87	4,87	0	0
	5	1,8	/	4,87	/	3,69	/	0	0
V	1	/	1,8	/	4,87	/	3,69	2,089	1,603
	2	1,8	1,8	4,87	4,87	4,87	4,87	0	0
	3	1,8	1,8	4,87	4,87	4,87	4,87	0	0
	4	1,8	1,8	4,87	4,87	4,87	4,87	0	0
	5	1,8	/	4,87	/	3,69	/	0	0
IV	1	/	1,8	/	4,87	/	3,69	2,089	1,603
	2	1,8	1,8	4,87	4,87	4,87	4,87	0	0
	3	1,8	1,8	4,87	4,87	4,87	4,87	0	0
	4	1,8	1,8	4,87	4,87	4,87	4,87	0	0
	5	1,8	/	4,87	/	3,69	/	0	0
III	1	/	1,8	/	4,87	/	3,69	2,089	1,603
	2	1,8	1,8	4,87	4,87	4,87	4,87	0	0
	3	1,8	1,8	4,87	4,87	4,87	4,87	0	0
	4	1,8	1,8	4,87	4,87	4,87	4,87	0	0
	5	1,8	/	4,87	/	3,69	/	0	0
II	1	/	1,8	/	4,87	/	3,69	2,089	1,603
	2	1,8	1,8	4,87	4,87	4,87	4,87	0	0
	3	1,8	1,8	4,87	4,87	4,87	4,87	0	0
	4	1,8	1,8	4,87	4,87	4,87	4,87	0	0
	5	1,8	/	4,87	/	3,69	/	0	0
I	1	/	1,8	/	4,87	/	3,69	2,089	1,603
	2	1,8	1,8	4,87	4,87	4,87	4,87	0	0
	3	1,8	1,8	4,87	4,87	4,87	4,87	0	0
	4	1,8	1,8	4,87	4,87	4,87	4,87	0	0
	5	1,8	/	4,87	/	3,69	/	0	0



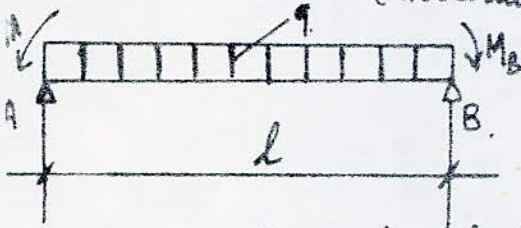
Moments about SV ↗

Member	Node	$q_w$	$q_e$	$M_w^i$	$M_e^i$	$M_w$	$M_e$	$M_m$	$M_s$
I	1	/	0,562	/	1,523	/	1,013	0	1,014
	2	0,562	0,562	1,523	1,523	1,523	1,523	0	0
	3	0,562	0,562	1,523	1,523	1,523	1,523	0	0
	4	0,562	0,562	1,523	1,523	1,523	1,523	0	0
	5	0,562	/	1,523	/	1,013	/	0	0
II	1	/	0,664	/	1,799	/	1,363	0,771	0,592
	2	0,664	0,664	1,799	1,799	1,799	1,799	0	0
	3	0,664	0,664	1,799	1,799	1,799	1,799	0	0
	4	0,664	0,664	1,799	1,799	1,799	1,799	0	0
	5	0,664	/	1,799	/	1,363	/	0	0
III	1	/	0,553	/	1,498	/	1,135	0,493	0,704
	2	0,553	0,553	1,498	1,498	1,498	1,498	0	0
	3	0,553	0,553	1,498	1,498	1,498	1,498	0	0
	4	0,553	0,553	1,498	1,498	1,498	1,498	0	0
	5	0,553	/	1,498	/	1,135	/	0	0
IV	1	/	0,442	/	1,198	/	0,916	0,56	0,56
	2	0,442	0,442	1,198	1,198	1,198	1,198	0	0
	3	0,442	0,442	1,198	1,198	1,198	1,198	0	0
	4	0,442	0,442	1,198	1,198	1,198	1,198	0	0
	5	0,442	/	1,198	/	1,198	/	0	0
V	1	/	0,332	/	0,902	/	0,69	0,287	0,421
	2	0,332	0,332	0,902	0,902	0,902	0,902	0	0
	3	0,332	0,332	0,902	0,902	0,902	0,902	0	0
	4	0,332	0,332	0,902	0,902	0,902	0,902	0	0
	5	0,332	/	0,902	/	0,69	/	0	0
VI	1	/	0,291	/	0,599	/	0,458	0,279	0,191
	2	0,291	0,291	0,599	0,599	0,599	0,599	0	0
	3	0,291	0,291	0,599	0,599	0,599	0,599	0	0
	4	0,291	0,291	0,599	0,599	0,599	0,599	0	0
	5	0,291	/	0,599	/	0,458	/	0	0
VII	1	/	0,110	/	0,298	/	0,252	0,140	0,112
	2	0,110	0,110	0,298	0,298	0,298	0,298	0	0
	3	0,110	0,110	0,298	0,298	0,298	0,298	0	0
	4	0,110	0,110	0,298	0,298	0,298	0,298	0	0
	5	0,110	/	0,298	/	0,298	/	0	0



## EFFORTS - TRANCHANTS SOUS G

Méthode DE calcul: on détermine l'expression de l'effort tranchant en considérant les traves indépendantes avec les moments de continuité et la charge  $q$ .



$$\sum M/B = RA \cdot l - Me + Mw - \frac{q \cdot l^2}{2} = 0$$

D'où l'expression de l'effort tranchant

$$T=0 \Rightarrow \frac{q \cdot l}{2} - q \cdot x + \frac{Me - Mw}{l} = 0 \Rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{l \cdot Me - Mw}{q \cdot l}$$

Dans le calcul des efforts tranchants des efforts tranchants, on ne tient pas compte des effets normaux dans les poutres.  
efforts tranchants dans les poteaux:  
efforts tranchants aux Appuis:  $x=0 \rightarrow T = \frac{Me - Mw}{l} + \frac{q \cdot l}{2}$   
 $x=l \rightarrow T = \frac{Me - Mw}{l} - \frac{q \cdot l}{2}$

NIVEAU	travé	l(m)	q(H/m)	Me(kN)	Mw	T <sub>x=0</sub>	T <sub>x=l</sub>
VII	1-2	6m	4,139	11,22	7,465	13,042	-11,791
	2-3	6m	4,139	11,22	11,22	12,417	-12,417
	3-4	6m	4,139	11,22	11,22	12,417	-12,417
	4-5	6m	4,139	7,465	11,22	11,791	-13,042
VI	1-2	6m	5,481	14,856	11,26	17,042	-15,843
	2-3	6m	5,481	14,856	14,856	16,443	-16,443
	3-4	6m	5,481	14,856	14,856	16,443	-16,443
	4-5	6m	5,481	11,26	14,856	15,843	-17,042
V	1-2	6m	5,481	14,856	11,26	17,042	-15,843
	2-3	6m	5,481	14,856	14,856	16,443	-16,443
	3-4	6m	5,481	14,856	14,856	16,443	-16,443
	4-5	6m	5,481	11,26	14,856	15,843	-17,042
IV	1-2	6m	5,481	14,856	11,26	17,042	-15,843
	2-3	6m	5,481	14,856	14,856	16,443	-16,443
	3-4	6m	5,481	14,856	14,856	16,443	-16,443
	4-5	6m	5,481	11,26	14,856	15,843	-17,042
III	1-2	6m	5,481	14,856	11,26	17,042	-15,843
	2-3	6m	5,481	14,856	14,856	16,443	-16,443
	3-4	6m	5,481	14,856	14,856	16,443	-16,443
	4-5	6m	5,481	11,26	14,856	15,843	-17,042
II	1-2	6m	5,481	14,856	11,26	17,042	-15,843
	2-3	6m	5,481	14,856	14,856	16,443	-16,443
	3-4	6m	5,481	14,856	14,856	16,443	-16,443
	4-5	6m	5,481	11,26	14,856	15,843	-17,042
I	1-2	6m	5,481	14,856	12,585	16,820	-15,843
	2-3	6m	5,481	14,856	14,856	16,443	-16,443
	3-4	6m	5,481	14,856	14,856	16,443	-16,443
	4-5	6m	5,481	12,585	14,856	16,065	-17,042



## EFFORTS tranchants sous P.

Niveau	TRAVERSE	l(m)	q(t/m)	M <sub>el</sub> (t.m)	M <sub>w</sub>	T(x=0)	T(x=l)
II	1-2	6m	0,45	1,22	0,811	1,406	-1,28
	2-3		0,45	1,22	1,22	1,35	-1,35
	3-4		0,45	1,22	1,22	1,35	-1,35
	4-5		0,45	0,811	1,22	1,281	-1,418
I	1-2		1,8	4,87	3,69	5,59	-5,20
	2-3		1,8	4,87	4,87	5,40	-5,40
	3-4			4,87	4,87	5,40	-5,40
	4-5			3,69	4,87	5,20	-5,59
I	1-2			4,87	3,69	5,59	-5,20
	2-3			4,87	4,87	5,40	-5,40
	3-4			4,87	4,87	5,40	-5,40
	4-5			3,69	4,87	5,20	-5,59
I	1-2			4,87	3,69	5,59	-5,20
	2-3			4,87	4,87	5,40	-5,40
	3-4			4,87	4,87	5,40	-5,40
	4-5			3,69	4,87	5,20	-5,59
III	1-2			4,87	3,69	5,59	-5,20
	2-3			4,87	4,87	5,40	-5,40
	3-4			4,87	4,87	5,40	-5,40
	4-5			3,69	4,87	5,20	-5,59
I	1-2			4,87	3,69	5,59	-5,20
	2-3			4,87	4,87	5,40	-5,40
	3-4			4,87	4,87	5,40	-5,40
	4-5			3,69	4,87	5,20	-5,59
I	1-2			4,87	3,69	5,59	-5,20
	2-3			4,87	4,87	5,40	-5,40
	3-4			4,87	4,87	5,40	-5,40
	4-5			3,69	4,87	5,20	-5,59



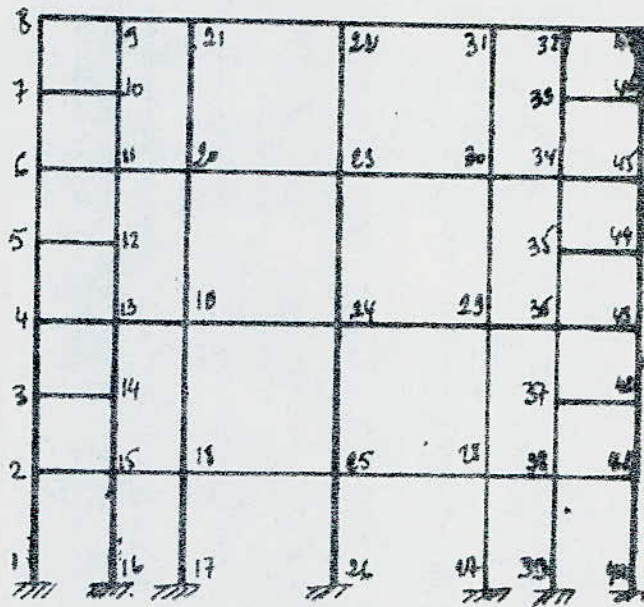
EFFORTS tranchants sous  $S_v$ 

Niveau	TRANCHE	$l$ (m)	$q$ (t/m)	$M_e$	$M_w$	$T(x=0)$	$T(x=l)$
VII	1-2	6m	0,562	1,523	1,013	1,771	-1,601
	2-3	6m	0,562	1,523	1,523	1,686	-1,686
	3-4	6m	0,562	1,523	1,523	1,686	-1,686
	4-5	6m	0,562	1,013	1,523	1,176	-2,196
VI	1-2	11	0,664	1,799	1,363	2,064	-2,919
	2-3	11	0,664	1,799	1,799	1,992	-1,992
	3-4	11	0,664	1,799	1,799	1,992	-1,992
	4-5	11	0,664	1,363	1,799	1,919	-2,428
V	1-2	11	0,553	1,498	1,135	1,719	-1,598
	2-3	11	0,553	1,498	1,498	1,652	-1,659
	3-4	11	0,553	1,498	1,498	1,659	-1,659
	4-5	11	0,553	1,135	1,498	1,598	-2,022
IV	1-2	11	0,442	1,198	0,916	1,373	-1,879
	2-3	11	0,442	1,198	1,198	1,326	-1,326
	3-4	11	0,442	1,198	1,198	1,326	-1,326
	4-5	11	0,442	0,916	1,198	1,326	-1,608
III	1-2	11	0,332	0,902	0,69	1,03	-0,960
	2-3	11	0,332	0,902	0,902	0,996	-0,996
	3-4	11	0,332	0,902	0,902	0,996	-0,996
	4-5	11	0,332	0,69	0,902	0,96	-1,031
II	1-2	11	0,221	0,599	0,458	0,682	-0,639
	2-3	11	0,221	0,599	0,599	0,663	-0,663
	3-4	11	0,221	0,599	0,599	0,663	-0,663
	4-5	11	0,221	0,458	0,599	0,639	-0,704
I	1-2	11	0,110	0,298	0,252	0,337	-0,330
	2-3	11	0,110	0,298	0,298	0,33	-0,330
	3-4	11	0,110	0,298	0,298	0,33	-0,330
	4-5	11	0,110	0,298	0,298	0,284	-0,376



# PORTIQUE TRANSVERSAL Bloc B

## ISHEMA DU PORTIQUE



Pour cette structure la méthode de Bowman n'est pas applicable pour les effets horizontaux et de même la méthode de Caquot pour les effets verticaux, la méthode qui sera utilisée pour la détermination des effets horizontaux ainsi bien que verticaux sera la méthode de KANNY

Méthode de KANNY qui sera présentée dans la page suivante :

Pour appliquer cette méthode il faut d'abord calculer quelques coefficients qui tiennent compte des rigidités des poteaux et des poutres et la différence de hauteur des poteaux.

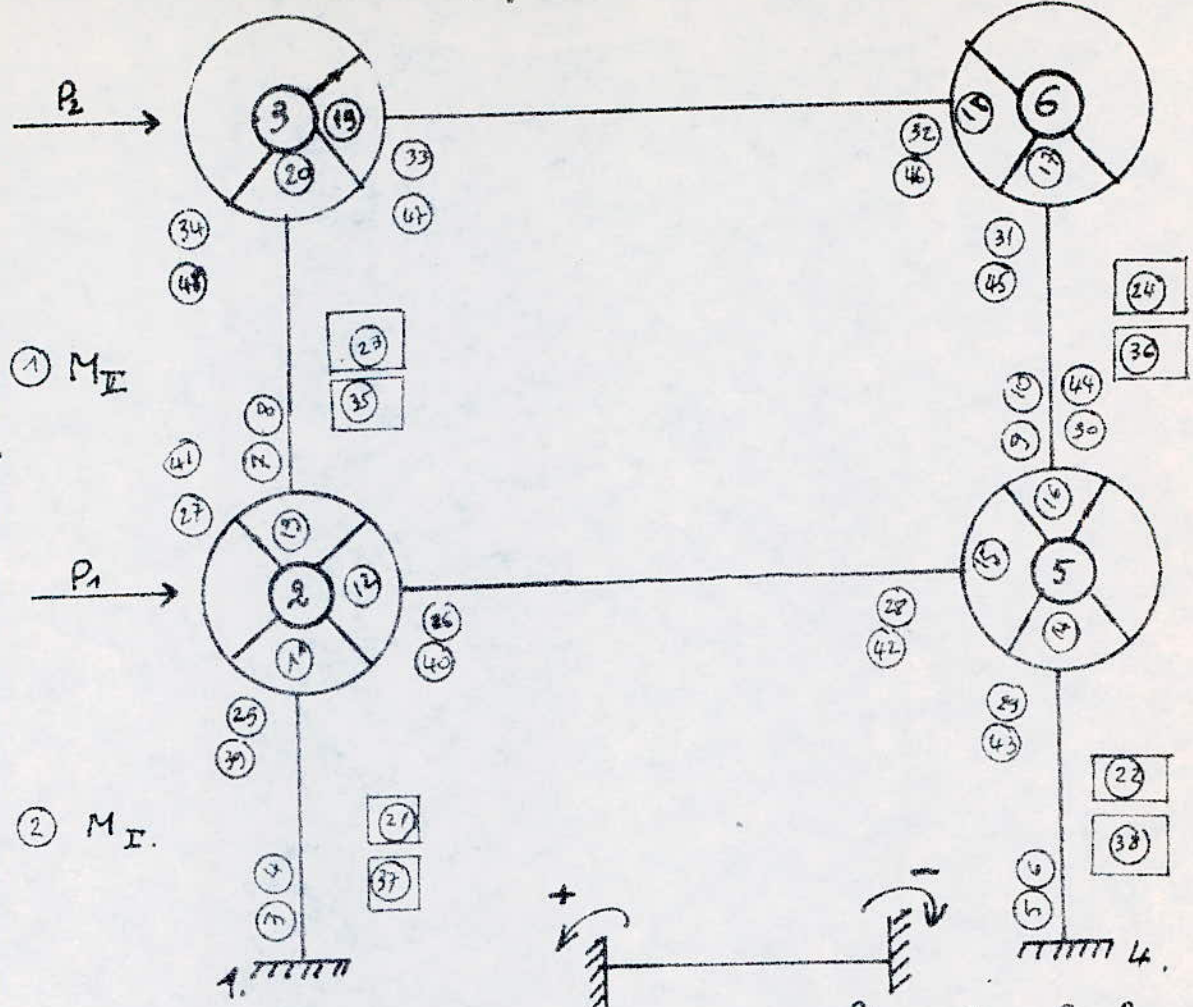
$$\text{1er coeff } \gamma_{n-1} = \frac{K_{n-1}}{2 \sum K_{n-1}}$$

$$\alpha = \frac{h_c}{h_{n-1}}$$

$$\text{2-1 coeff } \beta = \frac{\alpha K_{n-1}}{2/3 \sum \alpha^2 K_{n-1}}$$

$h_{n-1}$ : plus petite hauteur des poteaux.  
 $K = \frac{I}{L}$ : rigidité du poteau

Methode Kani sous les charges horizontales

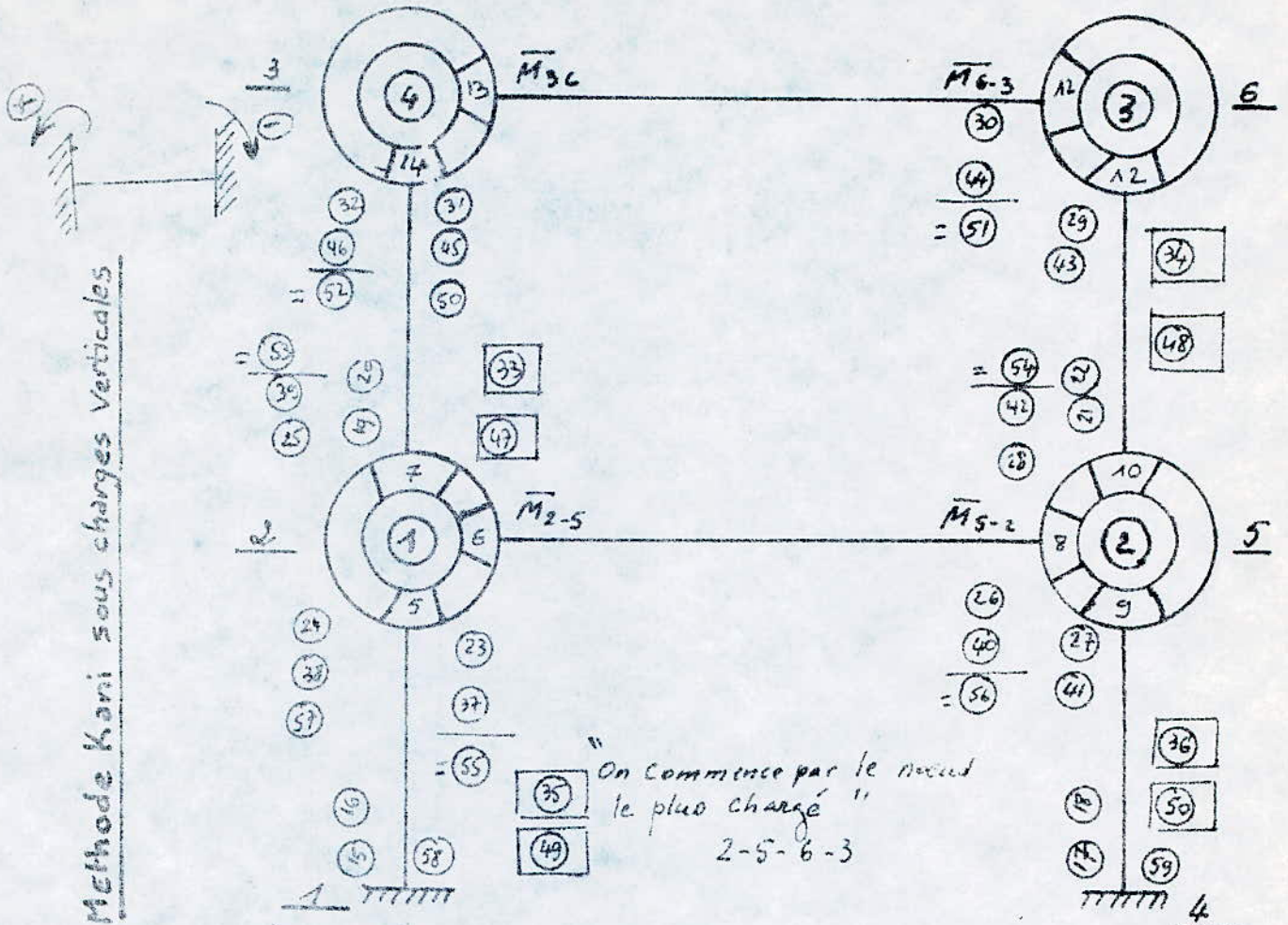


- Si la portique est symétrique on prend  $T_E = \frac{P_2}{2}$  ;  $T_2 = \frac{P_1 + P_2}{2}$ . Dans le cas où l'on prend la moitié.
- Si on prend tout le portique :  $T_2 = P_2$  ;  $T_1 = P_1 + P_2$

$\textcircled{1} = \frac{T_2 \cdot h_c}{3} = M_E$	$\textcircled{21} = \textcircled{2} \times \textcircled{3}$	$\textcircled{35} = [\textcircled{32} + \textcircled{23} + \textcircled{27}] \times \textcircled{17}$
$\textcircled{2} = \frac{T_1 \cdot h_c}{3} = M_E$	$\textcircled{22} = \textcircled{2} \times \textcircled{5}$	$\textcircled{34} = [\textcircled{32} + \textcircled{23} + \textcircled{27}] \times \textcircled{20}$
$\textcircled{3} = -\sum_{s=2} M_{2-s}$	$\textcircled{23} = \textcircled{1} \times \textcircled{7}$	$\textcircled{35} = [\textcircled{34} + \textcircled{31} + \textcircled{24} + \textcircled{30} - \textcircled{1}] \times \textcircled{7}$
$\textcircled{4} = \alpha_{1,2}$	$\textcircled{24} = \textcircled{1} \times \textcircled{9}$	$\textcircled{36} = [\textcircled{11} + \textcircled{11} + \textcircled{11} + \textcircled{11} + \textcircled{11}] \times \textcircled{9}$
$\textcircled{5} = -\sum_{s=5} M_{4-s}$	$\textcircled{25} = [\textcircled{21} + \textcircled{23}] \times \textcircled{14}$	$\textcircled{37} = [\textcircled{25} + \textcircled{29} + \textcircled{40}] \times \textcircled{3}$
$\textcircled{6} = \alpha_{4,5}$	$\textcircled{26} = [\textcircled{21} + \textcircled{23}] \times \textcircled{12}$	$\textcircled{38} = [\textcircled{11} + \textcircled{11} + \textcircled{11}] \times \textcircled{5}$
$\textcircled{7} = -\sum_{s=3} M_{2-s}$	$\textcircled{27} = [\textcircled{21} + \textcircled{23}] \times \textcircled{13}$	$\textcircled{39} = [\textcircled{35} + \textcircled{31} + \textcircled{29} + \textcircled{34}] \times \textcircled{14}$
$\textcircled{8} = \alpha_{2,3}$	$\textcircled{28} = [\textcircled{22} + \textcircled{24} + \textcircled{26}] \times \textcircled{15}$	$\textcircled{40} = [\textcircled{11} + \textcircled{11} + \textcircled{11} + \textcircled{11}] \times \textcircled{12}$
$\textcircled{9} = -\sum_{s=6} M_{5-s}$	$\textcircled{29} = [\textcircled{22} + \textcircled{24} + \textcircled{26}] \times \textcircled{17}$	$\textcircled{41} = [\textcircled{11} + \textcircled{11} + \textcircled{11} + \textcircled{11}] \times \textcircled{13}$ etc...
$\textcircled{10} = \alpha_{5,6}$	$\textcircled{30} = [\textcircled{22} + \textcircled{24} + \textcircled{26}] \times \textcircled{16}$	
	$\textcircled{31} = [\textcircled{21} + \textcircled{30}] \times \textcircled{14}$	
	$\textcircled{32} = [\textcircled{21} + \textcircled{30}] \times \textcircled{18}$	



Methode Kani sous charges Verticales



"On commence par le nœud le plus chargé"  
2-5-6-3

- ①  $\bar{M}_{2-5}$
- ②  $\bar{M}_{5-2}$
- ③  $\bar{M}_{6-3}$
- ④  $\bar{M}_{3-6}$
- ⑤  $-M_{2-1}$
- ⑥  $-M_{2-5}$
- ⑦  $-M_{6-3}$
- ⑧  $-M_{5-2}$
- ⑨  $-M_{5-4}$
- ⑩  $-M_{5-6}$
- ⑪  $-M_{6-5}$
- ⑫  $-M_{6-3}$
- ⑬  $-M_{3-6}$
- ⑭  $-M_{3-2}$
- ⑮  $-\sum_{1-2}$
- ⑯  $\alpha_{1-2}$
- ⑰  $-\sum_{6-5}$
- ⑱  $\alpha_{6-5}$
- ⑲  $-\sum_{2-3}$
- ⑳  $\alpha_{2-3}$
- ㉑  $-\sum_{5-6}$
- ㉒  $\alpha_{5-6}$

⑲ = ① × ⑥ =  $|M_{2-5}|$     ⑳ = ① × ⑤ =  $|M_{2-1}|$     ㉑ = ① × ⑦ =  $|M_{2-3}|$     ㉒ = ⑧ [② + ⑬] =  $M'_{5-2}$   
 ㉓ = ③ [② + ⑬] =  $|M'_{5-6}|$     ㉔ = ⑩ [② + ⑬] =  $|M'_{5-6}|$     ㉕ = ⑪ [③ + ⑫] =  $|M'_{6-5}|$   
 ㉖ = ⑬ [③ + ⑫] =  $|M'_{6-3}|$     ㉗ = ⑭ [④ + ⑮ + ⑯] =  $|M'_{3-6}|$     ㉘ = ⑰ [④ + ⑮ + ⑯] =  $M_{3-6}$   
 ㉙ =  $M'''_{3-2} = M'''_{2-3} = [⑳ + ㉑ + ㉒ + ㉓] ⑲ = \sum M'_{ET} / |-\sum_{2-3}|$   
 ㉚ =  $M'''_{5-6} = M'''_{6-5} = [㉔ + ㉕ + ㉖] (㉑ + ㉒) ㉑ = \sum M'_{ET} / |-\sum_{5-6}|$

$$\textcircled{35} = M_{1-2}''' = M_{2-1}''' = \left[ \textcircled{24} + \textcircled{27} \right] \textcircled{15} = \sum M'_{ET} / - \xi_{1-2} /$$

$$\textcircled{36} = M_{4-5}''' = M_{5-4}''' = \left[ \textcircled{24} + \textcircled{27} \times \textcircled{13} \right] \textcircled{17} = \sum M'_{ET} \cdot / - \xi_{4-5} /$$

$$\textcircled{37} = \left[ \textcircled{1} + \textcircled{32} + \textcircled{26} + \textcircled{35} + \textcircled{33} \right] \textcircled{6} = M_{2-5}''$$

$$\textcircled{42} = \left[ \textcircled{2} + \textcircled{37} + \textcircled{29} + \textcircled{34} + \textcircled{32} \right] \textcircled{10} = M_{5-6}''$$

$$\textcircled{38} = \left[ \textcircled{1} + \textcircled{32} + \textcircled{26} + \textcircled{35} + \textcircled{33} \right] \textcircled{5} = M_{2-1}''$$

$$\textcircled{43} = \left[ \textcircled{3} + \textcircled{31} + \textcircled{47} + \textcircled{34} \right] \textcircled{11} = M_{6-5}''$$

$$\textcircled{39} = \left[ \textcircled{1} + \textcircled{32} + \textcircled{26} + \textcircled{35} + \textcircled{33} \right] \textcircled{7} = M_{2-3}''$$

$$\textcircled{44} = \left[ \textcircled{3} + \textcircled{31} + \textcircled{42} + \textcircled{37} \right] \textcircled{12} = M_{6-3}''$$

$$\textcircled{40} = \left[ \textcircled{2} + \textcircled{37} + \textcircled{29} + \textcircled{34} + \textcircled{36} \right] \textcircled{8} = M_{5-2}''$$

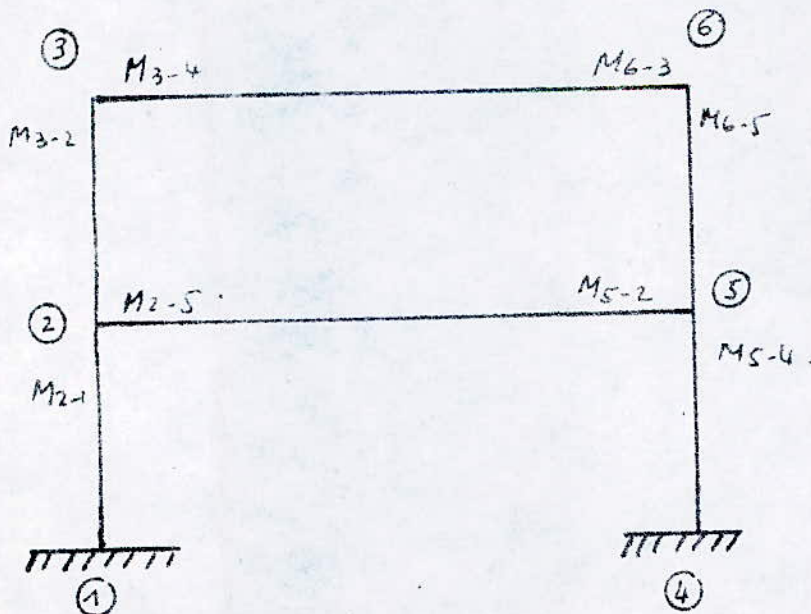
$$\textcircled{45} = \left[ \textcircled{4} + \textcircled{44} + \textcircled{37} + \textcircled{33} \right] \textcircled{14} = M_{3-6}''$$

$$\textcircled{41} = \left[ \textcircled{2} + \textcircled{37} + \textcircled{29} + \textcircled{34} + \textcircled{36} \right] \textcircled{9} = M_{5-4}''$$

$$\textcircled{46} = \left[ \begin{matrix} \swarrow \\ \searrow \end{matrix} \right] \cdot \textcircled{14} = M_{3-2}''$$

$$\textcircled{47} = \left[ \textcircled{37} + \textcircled{40} + \textcircled{43} + \textcircled{47} \right] \textcircled{19}$$

$$\textcircled{48} = \left[ \textcircled{37} + \textcircled{46} + \textcircled{42} + \textcircled{42} \right] \textcircled{21}$$



les moments definitifs

$$M_{3-6} = (2 \times \textcircled{47}) + \textcircled{46}$$

$$M_{3-2} = (2 \times \textcircled{48}) + \textcircled{35} + \textcircled{41}$$

$$M_{2-3} = (2 \times \textcircled{41}) + \textcircled{35} + \textcircled{48}$$

$$M_{2-5} = (2 \times \textcircled{40}) + \textcircled{42}$$

$$M_{2-1} = (2 \times \textcircled{39}) + \textcircled{37}$$







## Determination du Coefficient $\gamma$

etage	Poteaux	$h_{ni}$	$h_c$	$\alpha$	$K_{ni}$	$\alpha K_{ni}$	$\alpha^2 K_{ni}$	$\frac{2}{3} \sum \alpha^2 K_{ni}$	$\gamma$
I <sub>a</sub>	1-2	15	15	1	0.351	0.351	0.351		0.375
	16-15	15	15	1	0.351	0.351	0.351		0.375
	7-18	15	15	1	0.351	0.351	0.351		0.375
	25-26	15	15	1	0.351	0.351	0.351		0.375
$\sum \alpha^2 K_{ni} = 1.404 \Rightarrow 1.5$									
I <sub>b</sub>	2-3	34	34	1	0.796	0.796	0.796		0.75
	14-15	34	34	1	0.796	0.796	0.796		0.75
$\sum = 1.592 \quad 1.06 \quad 1.06 \quad \sum = 1.5$									
II <sub>a</sub>	4	23.8	23.8	1	1.792	1.792	1.792		0.62
	14-1	23.8	23.8	1	1.792	1.792	1.792		0.62
	18-19	57.8	23.8	0.411	2.952	1.213	0.498		0.172
	25-24	57.8	23.8	0.411	1.476	0.606	0.249		0.086
$\sum = 4.331 \quad 2.887 \quad \sum = 1.5$									
II <sub>b</sub>	4-5	34	34	1	0.796	0.796	0.796		0.75
	13-12	34	34	1	0.796	0.796	0.796		0.75
$\sum = 1.592 \quad 1.06 \quad 1.5$									
III <sub>a</sub>	5-6	23.8	23.8	1	1.792	1.792	1.792		0.62
	12-11	23.8	23.8	1	1.792	1.792	1.792		0.62
	19-20	57.8	23.8	0.411	2.952	1.213	0.498		0.172
	24-23	57.8	23.8	0.411	1.476	0.606	0.249		0.086
$\sum = 4.31 \quad 1.06 \quad 1.5$									
III <sub>b</sub>	6-7	34	34	1	0.796	0.796	0.796		0.75
	11-10	34	34	1	0.796	0.796	0.796		0.75
$\sum = 1.592 \quad 1.06 \quad 1.5$									
IV	7-8	23.2	23.2	1	1.838	1.838	1.838		0.623
	10-9	23.2	23.2	1	1.838	1.838	1.838		0.623
	20-21	57.2	23.2	0.411	2.952	1.213	0.498		0.086
	23-22	57.2	23.2	0.411	1.494	0.6128	0.251		0.086
$2.950 \quad 1.5$									

$h_c$  : p. file hauteur (dm)

$$\alpha = \frac{h_c}{h_{ni}}$$

$$\gamma = \frac{\sum \alpha K_{ni}}{\sum \alpha^2 K_{ni}}$$

$$K_{ni} = \frac{H}{2}$$



DIAGRAMME DES MOMENTS SOUS LES CHARGES  
HORIZONTALES.

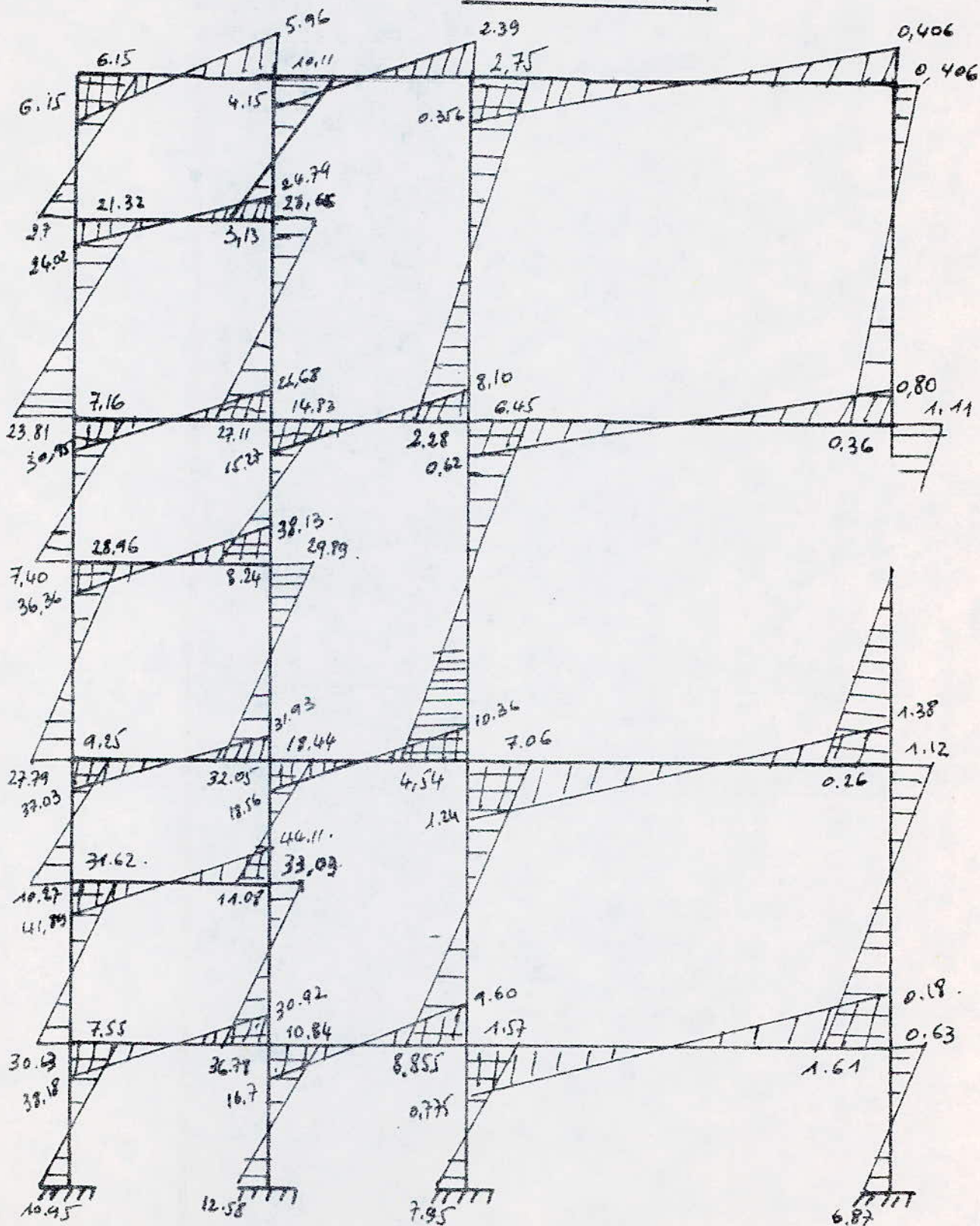
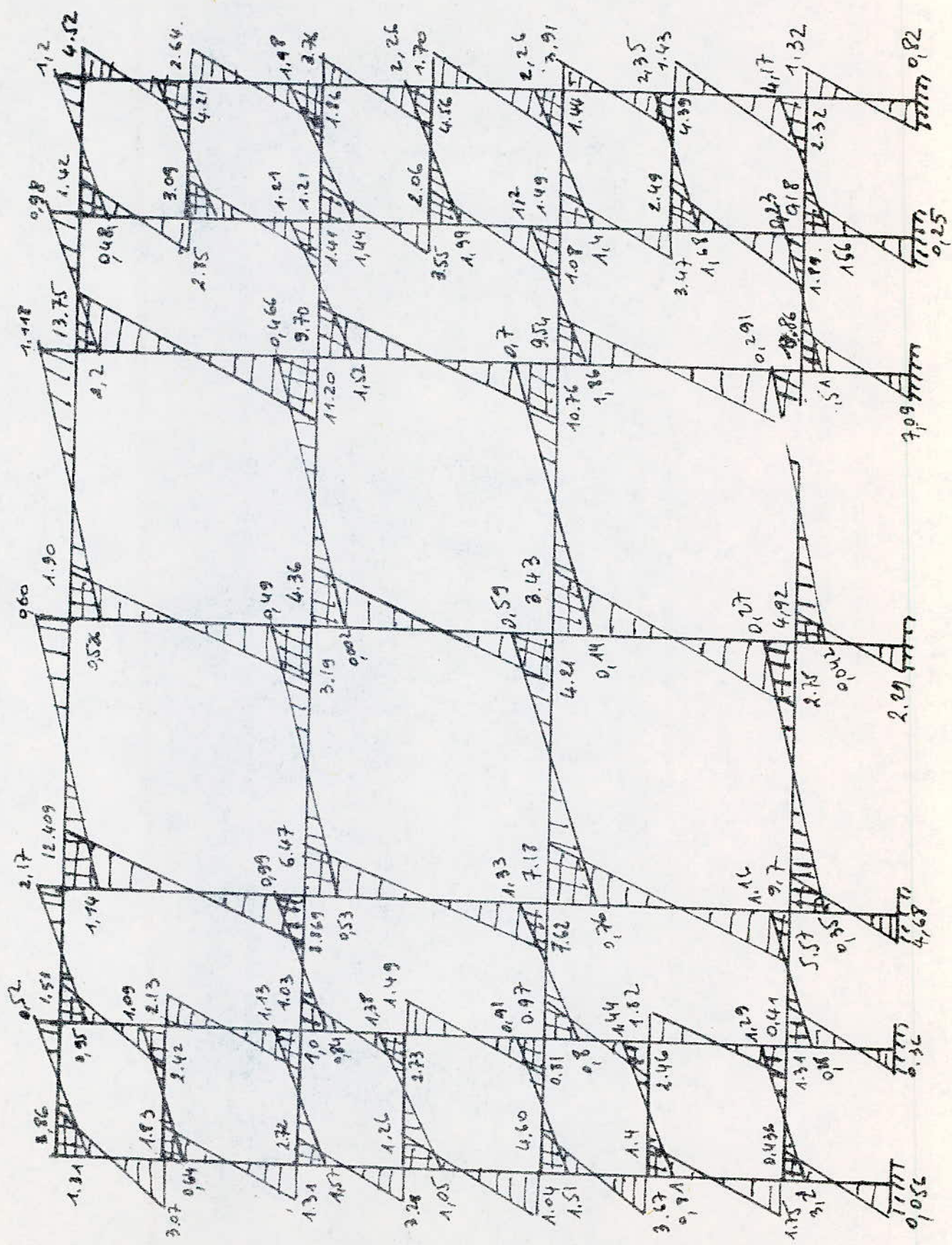


DIAGRAMME DES MOMENTS SOUS LES CHARGES VERTICALES





**( COMBINATIONS**

**DES**

**EFFORTS**

## COMBINAISONS DES EFFORTS

Combinaisons DES efforts: Dans la justification de calcul relatives à l'équilibre statique à la résistance et à la stabilité de forme, on prend en compte les sollicitations dites sollicitations totales pondérées, définies ci dessous:

(G): sollicitations due à la charge permanente.

(P): sollicitations dues aux surcharges d'exploitation y compris leurs majorations dynamiques éventuelles.

(V): sollicitations dues aux surcharges climatiques normales.

(W): sollicitations dues aux surcharges climatiques extrêmes.

T: la sollicitation due aux effets de la température et au retrait.

SI: sollicitation due aux séismes: Pour le feuillage des Pontes et des poteaux, on considère successivement les sollicitations totales pondérées du 1er genre et celles du 2nd genre définies ci apres.

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

$$S'_1 = (G) + (P) + (V) + (T).$$

Sollicitations totales pondérées du second genre:

$$S_2 = (G) + 1,5(P) + 1,5(V) + (T).$$

$$S'_2 = (G) + (P) + 0,8(W) + (T)$$

$$S''_2 = (G) + (P) + (T) + SI.$$

Dans notre cas, on ne prendra pas en compte les effets dus à la température et au retrait, du fait que notre bâtiment ne dépasse pas 25m.

Les effets du Vent ne seront pas non plus pris en compte car notre bâtiment est de hauteur faible (20m). La sollicitation développée par les surcharges sismiques et les surcharges d'exploitation est prépondérante devant celle du vent.

Compte tenu de ces considérations on prendra comme sollicitations pondérées du 1er genre  $[S_1 = G + 1,2P]$  et comme sollicitation totale pondérée du 2<sup>o</sup> genre:  $S_2 = G + P + SI$  les séismes horizontal et vertical seront considérés séparément car on suppose qu'ils n'agissent jamais simultanément.



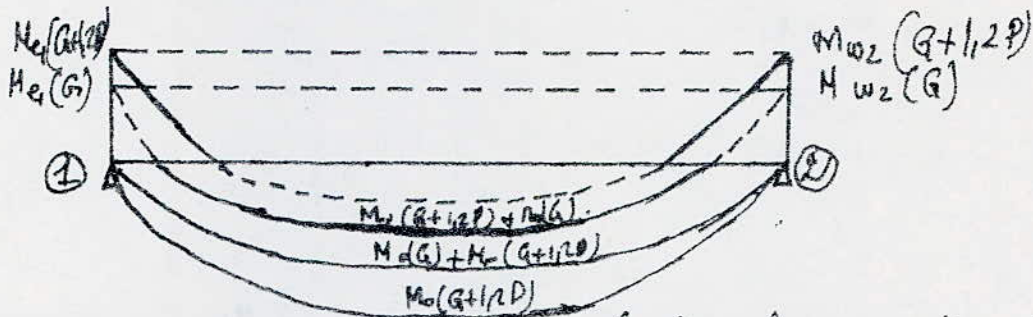
La sollicitation sismique horizontale sera combinée avec seulement le  $\frac{1}{5}$  des surcharges d'exploitation alors que pour la sollicitation sismique verticale on considère la totalité des surcharges d'exploitation. Les effets défavorables sont donc donnés par la plus défavorable des combinaisons suivantes:

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

$$S_2 = G + P/5 + S_{1H}$$

$$S_3 = G + P + S_{1V}$$

Moments en travée : Moments en travée  
Exemple de calcul de moment en travée :



ou se propose par exemple de calculer les moments en travée sous ( $S_1 = G + 1,2P$ ). on calculera d'abord le moment isostatique  $M_o$  sous  $S_1$  et le moment en travée est donné par :

$$M_t = M_o(S_1) - \frac{M_e(G) + M_{wz}(G)}{2}$$

le moment en Appui sera  $M_{ap} = M(G) + M(1,2P)$ .

Tous nos calculs (pour les 2 portiques) seront conduits selon cette base et seront présentés sous forme de tableaux :



Moments EN travée :

NIVEAU	travée	$M_e + M_w$			$G + 1/2 P$			$G + P/5 + S_{14}$			$G + P + S_{iv}$			$G + P + S_{iv}$			$G + \frac{P}{5} + S_{1H}$		
		q	No	Me	q	No	Me	q	No	Me	q	No	Me	q	No	Me	q	No	Me
VI	1-2	9,242	9,342	9,342	4,679	21,05	11,708	4,679	19,03	9,168	4,791	21,55	12,208	4,791	21,55	12,208	4,791	21,55	12,208
	2-3	11,22	11,22	11,22	4,679	21,05	9,168	4,679	19,03	7,81	4,791	21,55	10,33	4,791	21,55	10,33	4,791	21,55	12
	3-4	9,112	11,22	11,22	4,679	21,05	9,168	4,679	19,03	7,81	4,791	21,55	10,33	4,791	21,55	10,33	4,791	21,55	12
	4-5	9,242	9,242	9,242	4,679	21,05	11,708	4,679	19,03	9,168	4,791	21,55	12,208	4,791	21,55	12,208	4,791	21,55	13,837
VII	1-2	13,008	13,008	13,008	7,641	34,38	21,32	5,841	26,28	13,22	6,505	29,27	16,82	6,505	29,27	16,82	6,505	29,27	20,89
	2-3	14,88	14,88	14,88	7,641	34,38	19,52	5,841	26,28	11,424	6,505	29,27	14,544	6,505	29,27	14,544	6,505	29,27	20,89
	3-4	14,88	14,88	14,88	7,641	34,38	19,52	5,841	26,28	11,424	6,505	29,27	14,544	6,505	29,27	14,544	6,505	29,27	22,69
	4-5	13,008	13,008	13,008	7,641	34,38	21,32	5,841	26,28	13,22	6,505	29,27	16,82	6,505	29,27	16,82	6,505	29,27	16,21
I	1-2	13,008	13,008	13,008	7,641	34,38	21,32	5,841	26,28	13,22	6,304	28,793	16,21	6,304	28,793	16,21	6,304	28,793	16,21
	2-3	14,88	14,88	14,88	7,641	34,38	19,52	5,841	26,28	11,424	6,304	28,793	14,41	6,304	28,793	14,41	6,304	28,793	16,41
	3-4	14,88	14,88	14,88	7,641	34,38	19,52	5,841	26,28	11,424	6,304	28,793	14,41	6,304	28,793	14,41	6,304	28,793	16,41
	4-5	13,008	13,008	13,008	7,641	34,38	21,32	5,841	26,28	13,22	6,304	28,793	16,21	6,304	28,793	16,21	6,304	28,793	16,21
IV	1-2	13,008	13,008	13,008	7,641	34,38	21,32	5,841	26,28	13,22	6,163	28,073	15,71	6,163	28,073	15,71	6,163	28,073	15,71
	2-3	14,88	14,88	14,88	7,641	34,38	19,52	5,841	26,28	11,42	6,163	28,073	13,91	6,163	28,073	13,91	6,163	28,073	13,91
	3-4	14,88	14,88	14,88	7,641	34,38	19,52	5,841	26,28	11,42	6,163	28,073	13,91	6,163	28,073	13,91	6,163	28,073	15,21
	4-5	13,008	13,008	13,008	7,641	34,38	21,32	5,841	26,28	13,22	6,163	28,073	15,71	6,163	28,073	15,71	6,163	28,073	13,91
III	1-2	13,008	13,008	13,008	7,641	34,38	21,32	5,841	26,28	13,22	6,163	28,073	15,71	6,163	28,073	15,71	6,163	28,073	13,91
	2-3	14,88	14,88	14,88	7,641	34,38	19,52	5,841	26,28	11,42	6,163	28,073	13,91	6,163	28,073	13,91	6,163	28,073	13,91
	3-4	14,88	14,88	14,88	7,641	34,38	19,52	5,841	26,28	11,42	6,163	28,073	13,91	6,163	28,073	13,91	6,163	28,073	15,21
	4-5	13,008	13,008	13,008	7,641	34,38	21,32	5,841	26,28	13,22	6,163	28,073	15,71	6,163	28,073	15,71	6,163	28,073	13,91
II	1-2	13,008	13,008	13,008	7,641	34,38	21,32	5,841	26,28	13,22	6,062	27,07	14,68	6,062	27,07	14,68	6,062	27,07	12,11
	2-3	14,88	14,88	14,88	7,641	34,38	19,52	5,841	26,28	11,42	6,062	27,07	12,88	6,062	27,07	12,88	6,062	27,07	12,88
	3-4	14,88	14,88	14,88	7,641	34,38	19,52	5,841	26,28	11,42	6,062	27,07	12,88	6,062	27,07	12,88	6,062	27,07	14,68
	4-5	13,008	13,008	13,008	7,641	34,38	21,32	5,841	26,28	13,22	6,062	27,07	14,68	6,062	27,07	14,68	6,062	27,07	12,11
I	1-2	13,77	13,77	13,77	7,641	34,38	21,32	5,841	26,28	13,22	5,951	26,779	14,92	5,951	26,779	14,92	5,951	26,779	11,92
	2-3	14,88	14,88	14,88	7,641	34,38	19,52	5,841	26,28	11,42	5,951	26,779	14,92	5,951	26,779	14,92	5,951	26,779	11,92
	3-4	14,88	14,88	14,88	7,641	34,38	19,52	5,841	26,28	11,42	5,951	26,779	14,92	5,951	26,779	14,92	5,951	26,779	11,92
	4-5	13,008	13,008	13,008	7,641	34,38	21,32	5,841	26,28	13,22	5,951	26,779	14,92	5,951	26,779	14,92	5,951	26,779	13,16



# Moments dans LES Poutres:

Poutre	Voie	R+1/2 P			G+P/5+STH			G+P/5+SiH			G+P+SIV		
		MeD	M(E)	MwD	MeD	M(E)	MwD	MeD	M(E)	MwD	MeD	M(E)	MwD
I	1-2	12.68	14.70	8.43	12.69	8.64	12.21	9.64	9.68	6.62	13.96	13.83	9.69
	2-3	12.63	9.83	12.68	12.91	12.98	10.33	10.23	7.81	9.94	13.96	12	12
	3-4	12.68	9.83	12.68	13.05	12.98	10.33	9.87	7.81	9.94	9.28	13.83	12
	4-5	9.43	14.708	12.68	8.52	12.98	12.20	6.42	9.68	9.94	9.28	13.83	12
	1-2	20.7	21.32	15.68	17.62	13.36	16.21	14.02	13.22	10.64	21.54	22.69	19.9
II	2-3	20.7	19.52	20.7	17.62	17.63	14.41	14.02	11.42	14.83	21.54	20.89	21.52
	3-4	20.7	19.52	20.7	17.62	17.63	14.41	14.02	11.42	14.83	16.31	92.69	21.52
	4-5	15.68	21.32	20.7	13.36	17.63	16.21	10.64	13.22	14.83	16.31	92.69	21.52
	1-2	20.7	21.32	15.68	17.32	12.13	15.71	14.32	13.22	10.86	21.22	22.19	16.08
	2-3	20.7	19.52	20.7	17.32	17.33	13.91	14.32	11.42	14.33	21.22	20.39	21.22
III	3-4	20.7	19.52	20.7	17.32	17.33	13.91	14.32	11.42	14.33	21.22	20.39	21.22
	4-5	15.68	21.32	20.7	17.33	15.71	11.07	13.22	14.33	16.08	22.19	21.22	
	1-2	20.7	21.32	15.68	17.02	12.91	15.21	15.83	13.22	11.08	20.92	21.69	15.86
	2-3	20.7	19.52	20.7	17.02	17.08	13.41	15.83	11.42	15.28	20.92	19.89	20.92
	3-4	20.7	19.52	20.7	17.02	17.08	13.41	15.83	11.42	15.28	20.92	19.89	20.92
IV	4-5	15.68	21.32	20.7	12.91	17.08	15.21	12.0	13.22	15.28	15.86	21.69	20.92
	1-2	20.7	21.32	15.68	16.73	12.69	14.68	14.93	13.22	11.31	20.62	21.2	15.64
	2-3	20.7	19.52	20.7	16.73	16.73	12.88	14.93	11.42	14.92	20.62	19.40	20.63
	3-4	20.7	19.52	20.7	16.79	16.73	12.88	14.93	11.42	14.92	20.62	19.40	20.63
	4-5	15.68	21.32	20.7	12.68	16.73	14.68	11.30	13.22	14.42	20.41	21.2	20.63
V	1-2	20.7	21.22	15.68	16.43	12.66	14.31	15.73	13.79	11.34	20.32	20.7	15.41
	2-3	20.7	19.52	20.7	16.43	16.43	12.71	15.73	11.97	15.14	20.32	18.90	20.32
	3-4	20.7	19.52	20.7	16.43	16.43	12.71	15.23	11.97	15.14	20.32	18.90	20.32
	4-5	15.68	21.32	20.7	12.45	16.43	14.81	11.46	13.79	15.19	15.45	20.70	20.32
	1-2	20.7	20.66	17.00	16.13	13.57	13.62	15.61	13.11	13.07	19.88	19.54	16.52
VI	2-3	20.7	19.52	20.7	16.03	16.13	11.92	15.61	11.97	15.53	19.88	18.40	20.02
	3-4	20.7	19.52	20.7	16.03	16.13	11.92	15.61	11.97	15.53	19.88	18.40	20.02
	4-5	17.00	20.66	20.7	13.57	16.13	13.06	13.06	13.11	15.53	16.52	19.54	20.02



EFFORTS-TRANCHANTS DANS  
LES - Poutres.

NIVEAU	trouée	G+1,2 P		G+P/5 + SH →		G+P/5 + SH ←		G+P + SV ↓	
		Te	T <sub>w</sub> ⊕	Te	T <sub>w</sub>	Te	T <sub>w</sub>	Te	T <sub>w</sub> ⊕
7	1-2	14,042	13,32	15,09	13,64	11,54	10,44	16,21	14,67
	2-3	14,037	14,03	14,367	14,367	11,00	10,96	15,47	15,45
	3-4	14,037	14,03	14,367	14,367	11,00	10,96	15,47	15,45
	4-5	13,32	14,746	13,487	15,516	11,15	11,14	14,24	16,65
6	1-2	23,75	22,08	20,224	18,793	16,09	14,97	24,70	22,95
	2-3	22,92	22,92	19,51	19,51	15,53	15,53	23,83	23,83
	3-4	22,92	22,92	19,51	19,79	15,53	15,53	23,83	23,83
	4-5	22,08	23,76	18,79	20,081	14,97	15,22	22,94	25,08
5	1-2	23,75	22,08	19,88	18,473	16,44	15,27	24,34	22,63
	2-3	22,92	22,92	19,179	19,173	15,86	15,87	23,50	23,49
	3-4	22,92	22,92	19,179	19,173	15,86	15,87	23,50	23,49
	4-5	22,081	23,76	18,74	20,182	15,54	16,14	22,64	24,65
4	1-2	23,75	22,08	19,53	19,43	16,80	16,83	24,00	22,34
	2-3	22,92	22,92	18,84	19,17	16,18	16,53	23,16	23,16
	3-4	22,92	22,92	18,84	19,17	16,18	16,53	23,16	23,16
	4-5	22,08	23,76	18,46	20,182	15,82	16,98	22,36	24,24
3	1-2	23,75	22,08	18,19	17,84	17,13	16,04	23,66	23,20
	2-3	22,92	22,92	18,52	18,48	16,516	16,48	22,83	22,83
	3-4	22,92	22,92	18,52	18,48	16,516	16,48	22,83	22,83
	4-5	22,08	23,76	18,10	18,19	16,18	16,13	22	22,43
2	1-2	23,75	22,08	18,84	17,52	17,48	16,24	23,10	21,68
	2-3	22,92	22,96	18,18	18,18	16,86	16,86	22,50	22,50
	3-4	22,92	22,96	18,18	18,18	16,86	16,86	22,50	22,50
	4-5	22,08	23,76	17,77	18,06	16,49	17,38	21,61	23,50
1	1-2	23,9	23,14	17,33	17,20	17,65	16,52	23,86	21,24
	2-3	23,08	23,08	17,87	17,85	17,216	17,15	22,31	22,17
	3-4	23,08	23,08	17,87	17,85	16,52	17,15	22,31	22,17
	4-5	23,14	23,90	17,47	18,53	16,91	17,15	22,24	23,00







## EFFORTS NORMAUX DANS LES POTEAUX.

File	Poteau	$G + 1,2P$				$G + P + S_H$			
		$G + 1,2P$ au NIVEAU	$G + 1,2P$ CUMULÉ	$G + P + S_H$	CUMUL	$G + P + S_H$	CUMUL	$G + P + S_V$	CUMUL
A	7-6	16.147	16.147	16.87	16.87	16.87	16.87	17.70	17.70
	6-5	26.47	42.61	22.94	39.81	22.94	39.81	27.41	45.
	5-4	25.65	68.26	21.77	61.58	21.77	61.18	26.24	71.35
	4-3	26.47	94.73	22.25	83.83	22.25	83.83	26.72	98.07
	3-2	25.65	120.38	21.09	104.92	21.09	104.92	25.56	123.63
	2-1	26.46	146.85	21.4	126.32	21.4	126.32	25.91	149.44
	1-0	21.17	168.03	19.53	145.85	19.53	145.85	23.94	173.38
B	8-9	29.21	29.21	29.94	29.94	29.94	29.94	32.05	32.05
	9-10	48.24	77.98	38.31	68.25	38.31	68.25	49.5	87.55
	10-11	47.42	124.9	41.02	109.27	41.02	109.27	48.01	129.60
	11-12	48.74	173.14	38.25	147.27	38.25	147.17	47.2	177.8
	12-13	47.42	220.56	37.5	185.02	37.5	185.02	46.73	224.52
	13-14	48.24	268.8	38.41	223.43	38.41	223.43	46.99	271.41
	14-02	46.72	315.52	36.25	259.68	36.25	259.68	44.73	316.14
C	21-20	28.07	343.6	30.58	290.3	30.58	290.26	32.74	348.8
	20-19	48.56	48.56	41.52	41.52	41.52	41.52	49.44	49.44
	19-18	47.74	96.3	41.56	83.12	41.52	83.12	48.08	97.52
	18-17	48.56	144.86	40.2	123.32	40.2	123.32	48.24	145.81
	17-16	47.74	192.6	38.8	162.12	38.8	162.12	46.78	192.58
	16-15	48.56	241.16	39.04	201.16	39.04	201.16	46.9	239.5
	15-03	47.04	288.2	36.86	230.02	36.86	238.02	44.74	284.22
D	22-23	28.07	28.07	29.43	29.43	29.43	29.43	32.23	32.23
	23-24	48.50	76.63	41.02	70.45	41.02	70.45	49.5	81.73
	24-25	47.74	124.37	39.51	109.95	39.54	109.95	48.02	129.75
	25-26	48.56	172.93	39.76	140.65	39.76	149.65	48.2	177.77
	26-27	47.74	220.67	38.94	178.59	38.94	188.59	47.55	225.32
	27-28	48.56	269.23	38.33	216.88	38.33	226.88	46.73	272.05
	28-04	47.04	316.27	36.13	263.01	36.13	263.01	44.69	316.74
E	35-34	16.59	16.59	23.31	23.31	23.31	23.31	18.5	18.5
	34-33	26.47	43.06	23.30	46.6	23.30	46.60	23.37	41.87
	33-32	25.65	68.71	23.3	69.9	23.3	69.9	26.95	68.82
	32-31	26.47	95.18	23.3	93.2	23.3	93.2	27.35	96.17
	31-29	25.65	120.83	21.09	114.28	21.09	114.29	26.14	122.31
	30-29	26.43	147.30	21.25	135.54	21.25	135.54	25.73	148.04
	29-05	24.95	172.25	19.73	155.27	19.73	155.27	24.20	172.24



**FER RAILLAGE**

**DES**

**POUTRES**

## FERAILLAGE DES POUTRES:

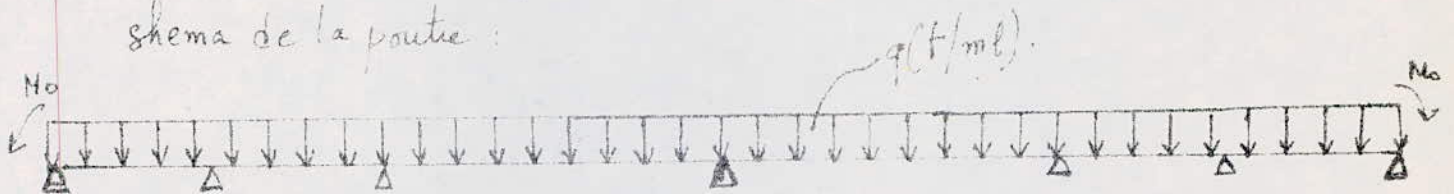
Pour la détermination des effets dans les poutres, on considère que la poutre est encastree aux Appuis ayant 2 consoles de 1,5 m des deux extrémités:

Donc on considère que la poutre est une poutre continue ayant plusieurs Appuis (encastrement). Pour résoudre le problème, pour déterminer les moments dans cette poutre il y'a plusieurs méthodes de résolutions - Méthode successive CEB, Equations de Clapeyron formule des 3 moments, on considère que toutes les méthodes sont bonnes étant donné que notre poutre a 7 Appuis (encastrement). Pour cela on utilise la méthode de Cross qui est utilisée pour la résolution des poutres.

Organigramme de la Méthode de Cross:

Pour cela il faut calculer d'abord certains coefficients

schéma de la poutre:



Méthode de Cross:

$M_0$ : Moment due à 1 console de 1,5 m de part et d'autre des Extrémités.

I) Calcul des moments et des efforts tranchants sur aux efforts tranchants verticaux sur la poutre:

Méthode de Cross: cette Méthode est expliquée sous forme d'organigramme à suivre



Ferrailage des poutres:

$M_1$ : moment sous  $S_{P_1}$  et  $A_1$  = section d'acier obtenue sous  $M_1$   
 $M_2$ : moment sous  $S_{P_2}$  et  $A_2$  = section d'acier obtenue sous  $M_2$ .

on note que si  $M_1 < M_2$ , cela ne veut pas dire que  $A_1 < A_2$  car «  $\bar{\sigma}_a$  2<sup>o</sup> genre » est plus grande que «  $\bar{\sigma}_a$  1<sup>er</sup> genre »

$$A_1 = \frac{k M_1}{\frac{2}{3} \bar{\sigma}_a} ; \quad A_2 = \frac{k M_2}{\bar{\sigma}_a}$$

$k$ : coefficient de proportionnalité:

on remarque que  $A_1 = A_2$  pour  $M_2 = \frac{3}{2} M_1$ , de ce fait si  $M_2 > \frac{3}{2} M_1$ ,  $A_2$  sera plus importante que  $A_1$  et le calcul sera fait sous  $S_{P_2}$  et si  $M_2 < \frac{3}{2} M_1$ ,  $A_1$  sera plus important que  $A_2$  et le calcul sera conduit sous  $S_{P_1}$  seulement:

sollicitations du 1<sup>er</sup> genre:  $Q+1,2P \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 137,7 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 5,39 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$

sollicitations du 2<sup>o</sup> genre:  $\max \left( Q + \frac{P}{5} + S_{IV}, Q + P + S_{IV} \right)$

Contraintes admissibles  $\begin{cases} \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b' = 206,55 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 8,88 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$

Par ailleurs, Au niveau des Appuis on a deux moments  $M_u$  et  $M_e$  le moment pris en compte dans le calcul de la section d'Appui sera le plus grand des deux et le moment résiduel sera repris par le poteau est calculé en flexion composée.

NS terminons ce court exposé en attirant l'attention sur 1 cas rare mais qui peut se présenter pour le séisme horizontal ou même vertical:





$$[1, 2, 3, 4, 5, 6] = \frac{2c \cdot \prod_i}{\prod_a \cdot \prod_b} \quad i=1, \dots, 6$$

$(7) = \frac{1 \cdot (1)}{2 \cdot (1+2)}$	$(8) = \frac{2}{2-(7)} \cdot (2)$	$(23) = \frac{(1)}{(1)+(22)}$
$(9) = \frac{1 \cdot (8)}{2 \cdot (8+3)}$	$(10) = \frac{2}{2-(9)} \cdot (3)$	$(24) = \frac{(22)}{(1)+(22)}$
$(11) = \frac{(10)}{(10)+(11)} \cdot \frac{1}{2}$	$(12) = \frac{2}{2-(11)} \cdot (4)$	$(25) = \frac{(8)}{(8)+(20)}$
$(13) = \frac{(12)}{(12)+(5)} \cdot \frac{1}{2}$	$(14) = \frac{2}{2-(13)} \cdot (5)$	$(26) = \frac{(20)}{(8)+(20)}$
$(15) = \frac{(4)}{(6)+(5)} \cdot \frac{1}{2}$	$(16) = \frac{2}{2-(15)} \cdot (5)$	$(27) = \frac{(10)}{(10)+(18)}$
$(17) = \frac{(16)}{(16)+(4)} \cdot \frac{1}{2}$	$(18) = \frac{2}{2-(17)} \cdot (4)$	$(28) = \frac{(18)}{(10)+(18)}$
$(19) = \frac{(18)}{(17)+(3)} \cdot \frac{1}{2}$	$(20) = \frac{2}{2-(19)} \cdot (3)$	$(29) = \frac{(12)}{(12)+(16)}$
$(21) = \frac{(20)}{(20)+(2)} \cdot \frac{1}{2}$	$(22) = \frac{2}{2-(21)} \cdot (2)$	$(30) = \frac{(16)}{(12)+(16)}$
		$(31) = \frac{(14)}{(14)+(6)}$
		$(32) = \frac{(6)}{(14)+(6)}$

$(33) = (23) \cdot \Delta_1$      $(35) = (25) \cdot \Delta_2$      $(37) = (27) \cdot \Delta_3$      $(39) = (29) \cdot \Delta_4$      $(41) = (31) \cdot \Delta_5$   
 $(34) = (24) \cdot \Delta_1$      $(36) = (26) \cdot \Delta_2$      $(38) = (28) \cdot \Delta_3$      $(40) = (30) \cdot \Delta_4$      $(42) = (32) \cdot \Delta_5$

$(43) = (34) \cdot (21)$      $(44) = (43)$      $(45) = [(36)+(44)] \cdot (19)$      $(46) = (45)$      $(47) = [(38)+(46)] \cdot (17)$      $(48) = -(47)$   
 $(49) = [(40)+(48)] \cdot (15)$      $(50) = (49)$      $(51) = (4) \cdot (13)$      $(52) = (51)$   
 $(53) = [(39)+(52)] \cdot (11)$      $(54) = (53)$      $(55) = [(37)+(54)] \cdot (9)$      $(56) = (55)$      $(57) = [(35)+(56)] \cdot (7)$      $(58) = (57)$

$\bar{M}_{1,0} = (33) \cdot (58)$      $\bar{M}_{1,2} = (34) \cdot (53)$      $\bar{M}_{2,1} = (43) + (35) + (56) \dots$



Résultats des moments et Des efforts tranchants qui s'appliquent sur la Poutre :

I) Poutres du Plancher courant

$M_{ix}$	10,714	-15,225	15,225	-21,332	+21,332	0	0	-21,332	+21,332	-15,225	15,225	-10,714
$T_0 = \frac{1}{2} q l_i$	-14,32	+14,32	-14,32	+14,32	-28,64	+28,64	-28,64	+28,64	-14,32	+14,32	-14,32	+14,32
$\Delta T = \frac{\Delta H_{in}}{L_i}$		-8,656		-12,18		+3,55		-3,55		+12,18		+8,656
$T = T_0 + \Delta T$	-22,97	5,66	-26,5	+2,14	-25,09	+28,19	-25,09	+22,18	-2,14	+26,5	-5,66	+22,97
$R = T_c + T_d$	-22,97		-20,84		-22,95	+7,1		-22,95		20,84		22,97
$X = \frac{A}{q_i}$	-2,4		-2,18		-2,4	0,74		-2,4		2,18		2,4
$R_0 = \frac{q X^2}{2}$	27,50		22,70		27,50	2,61		27,50		22,70		27,50

II) Poutres du Plancher terrasse :

$M_{ix}$	7,67	-11,08	+11,08	-15,42	15,42	0	0	-15,42	+15,42	-11,08	+11,08	-7,67
$T_0 = \frac{1}{2} q l_i$	-10,35	10,35	-10,35	10,35	-20,712	20,712	-20,712	+20,712	-10,35	+10,35	-10,35	+10,35
$\Delta T = \frac{\Delta H_{in}}{L_i}$		-6,28		-8,83		2,57		-2,57		+8,83		6,28
$T = T_0 + \Delta T$	-16,64	4,076	-19,18	1,52	-18,14	23,28	-23,28	18,14	-1,52	19,18	-4,076	+16,64
$R = T_c + T_d$	-16,64		-15,10		-16,42	0		16,62		15,10		16,64
$X = \frac{A}{q_i}$	-1,74		-1,58		-1,74	0		1,74		1,58		1,74
$R_0 = \frac{q X^2}{2}$	14,45		11,92		14,45	0		14,45		11,92		14,45



I) Poutre N° I  $M_{max} = 14,45 \text{ t.m.}$  En travée :

$$\eta = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = 0,0453 \Rightarrow \begin{cases} k = 40,6 \\ E = 0,9101 \end{cases} \Rightarrow A = \frac{14,45 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9101} = 6,63$$

on prend  $A = 6,78$  GT12

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 103,4 < \bar{\sigma}'_b = 206,5 \text{ kg/cm}^2.$$

À l'Appui :  $M_{max} = 17,814 \text{ t.m.} \Rightarrow$

$$\eta = 0,0559 \quad k = 35,8 \quad A = \frac{17,814}{4200 \cdot E} = 8,25 \text{ cm}^2$$

$$E = 0,9016$$

on prend  $9,23 \text{ cm}^2$  c'est du GT14.

II) Poutre II À l'Appui  $M_{max} = 41,905 \text{ t.m.}$

$$\begin{matrix} b = 35 \\ h = 60 \end{matrix} \quad \eta = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = 0,1300 \quad \begin{cases} k = 20,8 \\ E = 0,8603 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}'_a}{k} = \frac{4200}{20,8} = 201,92 \text{ kg/cm}^2 < 206,58 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}'_b$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{41,69 \cdot 10^5}{4200 \cdot (0,8603) \cdot 57} = 20,24 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 20,24 \text{ cm}^2 \neq T120 \Rightarrow 21,89 \text{ cm}^2$$

En travée :  $M_b = 21,332 \text{ t.m.}$

$$\eta = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15(21,332)}{4200(35)^2} = 0,060$$

$$\eta = 0,06 \quad \begin{cases} k = 34,2 \\ E = 0,8984 \end{cases} \quad \sigma'_b = \frac{4200}{34,2} = 122,80 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{21,332 \times 10^5}{4200 \times 0,8984 \times 57} = 9,91 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{GT12}$$

$$10,17 \text{ cm}^2.$$

Poutre 3: Entravée  $M_{max} = 27,5 \text{ t.m}$

$$\eta = \frac{15 \times 27,5 \cdot 10^5}{4200 \cdot 40 \cdot 57^2} = 0,0755 \quad \left\{ \begin{array}{l} E = 0,888 \\ K = 29,6 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{27,5 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,888 \cdot 57} = 12,93 \text{ cm}^2 \quad 9T14 = 13,85 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{4200}{29,6} = 142 < \bar{\sigma}_b$$

À l'Appui:  $M_{max} = 47,773$

$$\eta = \frac{47,773 \times 15 \cdot 10^5}{4200 \cdot 40 \cdot 57^2} = 0,1312 \quad \left\{ \begin{array}{l} E = 0,8596 \\ K = 20,6 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{47,773 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8596 \cdot 57} = 23,22 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8T20 = 25,13 \text{ cm}^2$$

Poutre 4: Entravée  $M_{max} = 27,50 \text{ t.m}$ .

$$\eta = \frac{15(27,50) \cdot 10^5}{4200 \cdot 45 \cdot 57^2} = 0,06$$

$$\eta = 0,06 \quad \left\{ \begin{array}{l} K = 34,2 \\ E = 0,8984 \end{array} \right. \quad A = \frac{27,50 \cdot 10^5}{4200(0,8984) \cdot 57} = 12,78 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{4200}{34,2} = 122 \text{ kg/cm}^2 \quad 9T14 \rightarrow 13,85 \text{ cm}^2$$

En Appui  $M_{max} = 49,323 \text{ t.m}$ .

$$\eta = \frac{15(49,323) \cdot 10^5}{4200 \cdot 45 \cdot 57^2} = 0,120 \quad \left\{ \begin{array}{l} K = 21,9 \\ E = 0,8645 \end{array} \right.$$

$$A_1 = \frac{49,323 \cdot 10^5}{4200 \times 57 \times 0,8645} \quad 8T20 \rightarrow 25,73 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{4200}{21,9} = 19 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$



## VERIFICATIONS:

a) Conditions de Non fragilité:

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \times 35 \times 57 \times \frac{8,88}{4200} = 2,91 \text{ cm}^2$$

Cette condition est vérifiée pour toutes les sections.

b) Condition de la fleche: si cette condition est vérifiée il est inutile de calculer la fleche.

Engénéral: Cependant celle qu'on va voir ci-dessous est la plus restrictive:

$$\frac{A}{b_0 h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \quad \begin{array}{l} b=35 \\ h=57 \end{array}$$

$$A \leq \frac{43}{\sigma_{en}} b_0 h \Rightarrow A \leq 20,42 \text{ cm}^2.$$

3) Valeur de la fleche: Art 61-2-CC.BA 68.

$$\text{on doit avoir } \Delta f_{ft} = f_{g_{\infty}} - f_{g_0} + f_{q_0} - f_{q_0} \leq f_a:$$

$f_{g_{\infty}}$ : fleche due à l'ensemble des charges permanentes de longue durée d'application.

$f_{g_0}$ : fleche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{q_0}$ : fleche due à l'ensemble de charges et surcharges supportées par l'élément considéré.

$f_{q_0}$ : fleche due à l'ensemble des charges permanentes de faible durée d'application.

$f_a = \frac{l}{500}$ : fleche admissible (1 portée libre de 5m au plus).

$$f_a = 9,5 + \frac{600}{1000} = 1,1 \text{ cm}$$

si la poutre est superieure à 5 mètres

$$f_{\text{so}} = \frac{M_g l^2}{10 E_V I_{p2}^2}$$

$$F_{\text{so}} = \frac{M_g l^2}{10 E_I I_{p1}^2}$$

$$F_{\text{so}} = \frac{M_g l^2}{10 E_V I_{p2}^2}$$

$$F_{\text{so}} = \frac{M_{g0} l^2}{10 E_I I_{p1}^2}$$

$E_I, E_V$  : Modules de Deformations longitudinales:

$$E_I = 21000 \sqrt{1,1 \cdot 270} = 361907 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$E_V = 7000 \sqrt{1,1 \cdot 270} = 120635 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

$$I_p = \frac{I_t}{1 + \alpha}$$

$I_t$  : moment d'inertie de la section totale rendue homogène calculé avec  $\eta = 15$

$$\alpha = \alpha_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72 \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \bar{\omega}}$$

pour les charges de faible durée d'Application:

$$\alpha = \alpha_v = \frac{\bar{\sigma}_b}{180 \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \bar{\omega}}$$

pour les charges permanentes:

$$\eta = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_b}{4 \bar{\omega} \bar{\sigma}_a + 3 \bar{\sigma}_b} \quad \text{Si } \eta > 0 \quad \text{sin Non } \eta = 0$$

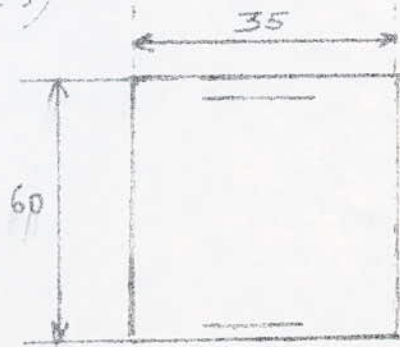
Calcul de  $I_t$ :

$$I_t = \frac{B h^3}{12} + 15 A \left( \frac{h t}{2} - d \right)^2$$

$$I_t = \frac{35 \times 60^3}{12} + 15 (25,13) \left( \frac{60}{2} - 3 \right)^2$$

$$I_t = 90,48 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 90,48 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$





calcul des moments:

on obtient pour les charges (Non pondérées) les valeurs suivantes:

$$M_g = M_j$$

$$g = 1,112 t \times 6 = 6,67 t/ml$$

$$d_g = 0,4 t \times 6 = 2,4 t/ml$$

$$q_0 = g + d_g = 9,07 t/ml \quad M_g = M_j = \frac{6,67 \cdot 6^2}{8} = 30,015 t \cdot m$$

$$M_{q_0} = \frac{9,07 \cdot 6^2}{8} = 40,82$$

$$u_{q_0} = \frac{15 \times M_g}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 30,015 \cdot 10^5}{4200 \cdot 35 \cdot 57^2} = 0,094 \quad \left\{ \begin{array}{l} E = 9,8771 \\ \kappa = 25,7 \end{array} \right.$$

$$u_{q_0} = \frac{15 \times (40,82) \cdot 10^5}{4200 \cdot 35 \cdot 57^2} = 0,128 = \left\{ \begin{array}{l} E = 0,811 \\ \kappa = 21 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma} = \frac{M}{A \cdot E \cdot h}$$

$$\text{Contraintes: } \bar{\sigma}_{q_0} = \frac{40,82 \cdot 10^5}{(25 \times 13) \times 0,811 \cdot 57} = 3309,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{d_g} = \frac{30,015 \times 10^5}{(25 \times 13) \times 0,8771 \cdot 57} = 2389 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\omega} = \frac{25 \times 13}{35 \times 57} = 0,0125$$

$$u_{1,2} = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_b}{4 \bar{\sigma}_a \omega + 3 \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{5(8,8)}{4(0,0125) \cdot 2389 + 3 \times 8,8} = 0,749$$

$$u_V = u_{i_0} = \dots u_{i_c} = 1 - \frac{5 \times 8,8}{4(0,0125)(3309,4) + 3(8,8)} = 0,770$$

$$\lambda_c = \frac{8,8}{72(2+3) \cdot 0,0125} = 1,955$$

$$\lambda_V = \frac{8,8}{180(2+3)(0,0125)} = 0,782$$

$$\frac{I_f I_1}{I_f I_V} = \frac{90,48 \cdot 10^4}{1 + 0,782 \times 0,77} = I_f I_V$$

$$I_f I_1 = I_f I_2 = \frac{90,48 \cdot 10^4}{1 + 1,955 \times 0,77} = 36,114 \cdot 10^4 = 56,47 \cdot 10^4$$

$$I_f I_3 = I_f I_3 = \frac{-90,48 \cdot 10^4}{1 + 1,955 \times 0,749} = 36,716 \cdot 10^4$$

calcul des fleches :

$$f_{g\infty} = \frac{M_g l^2}{105 \nu I_{FV}} = \frac{30,015 \cdot 10^5 \cdot 6^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 120635 \cdot 56,47 \cdot 10^4} = 1,58$$

$$f_{g0} = \frac{M_g l^2}{105 \nu I_{F2}} = \frac{30,015 \cdot 6^2 \cdot 10^4 \cdot 10^5}{10 \cdot 361907 \cdot 36,114 \cdot 10^4} \Rightarrow f_{g0} = f_{d0} = 0,82$$

$$F_{j0} = \frac{40,82 \cdot 10^5 \cdot 6^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 361907 \cdot 36,716 \cdot 10^4} = 1,1 \Rightarrow \Delta f = 1,58 - 0,82 + 1,1 - 0,82 = 1,04$$

$$f_a = 0,5 + \frac{1}{1000} = 2,1 \text{ cm} \Rightarrow \Delta f < \frac{f}{10}$$

Pourcentage d'armatures : Le pourcentage total minimum d'armatures (Aciers longitudinaux) sur toute la longueur doit être de 0,3% pour les Aciers de Haute Adhérence :

$$\bar{w}_{\text{mini}} = \frac{0,3}{100} \cdot 35 \cdot 57 = 5,98 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage max doit être de 2,5%.

$$\bar{w}_{\text{max}} = \frac{2,5}{100} \times 35 \times 57 = 49,87 \text{ cm}^2$$

Toutes ces conditions sont vérifiées :

Vérifications de contraintes : la section A des Armatures tendues ayant connue nous calculons  $\bar{w} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h}$  et nous lisons dans le tableau sur la ligne correspondante  $b \cdot h$  à  $\bar{w}$  les valeurs  $(\epsilon, \kappa)$  d'où  $\sigma_a = \frac{M}{A \epsilon h}$  et  $\sigma_b = \frac{\sigma_a}{\kappa}$  les valeurs trouvées pour  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  doivent être inférieures aux contraintes admissibles.

S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>	S <sub>5</sub>	S <sub>6</sub>	S <sub>7</sub>	S <sub>8</sub>
$\bar{w}_1$	$\bar{w}_2$	$\bar{w}_3$	$\bar{w}_4$	$\bar{w}_5$	$\bar{w}_6$	$\bar{w}_7$	$\bar{w}_8$
0,017	0,462	1,097	0,509	0,694	1,259	0,694	1,259
$\epsilon_1$	$\epsilon_2$	$\epsilon_3$	$\epsilon_4$	$\epsilon_5$	$\epsilon_6$	$\epsilon_7$	$\epsilon_8$
0,9766	0,8969	0,8559	0,8427	0,8786	0,8423	0,8786	0,8423
$\kappa_1$	$\kappa_2$	$\kappa_3$	$\kappa_4$	$\kappa_5$	$\kappa_6$	$\kappa_7$	$\kappa_8$
200	33,5	19,7	31,6	26,2	16,7	26,2	16,7
$M_1 = 14,45$	$M_2 = 17,814$	$M_3 = 11,905$	$M_4 = 21,232$	$M_5 = 27,5$	$M_6 = 47,77$	$M_7 = 24,56$	$M_8 = 49,323$
$\sigma_{a1} = 3828$	$\sigma_{a2} = 3775$	$\sigma_{a3} = 3923$	$\sigma_{a4} = 4122$	$\sigma_{a5} = 3973$	$\sigma_{a6} = 39671$	$\sigma_{a7} = 397341$	$\sigma_{a8} = 32967$
$A_1 = 6,78$	$A_2 = 9,23$	$A_3 = 21,89$	$A_4 = 10,17$	$A_5 = 13,85$	$A_6 = 31,21$	$A_7 = 13,85$	$A_8 = 31,41$
$\sigma_b = 19,14$	112,8	180,4	151,6	137,36	151	139,2	187,36



Conditions de non entraînement des barres:

la contrainte d'adhérence vis à vis de l'entraînement des armatures est  $\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b$   $\psi_d = 1,5$  (4A)

$$\bar{\sigma}_d = 8,8(2)(1,5) = 26,4 \text{ [SP}_2\text{]}$$

$$\bar{\sigma}_b = 8,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = 5,9(3)(1,5) = 17,7 \text{ [SP}_1\text{]}$$

$$\text{ou doit avoir } \sigma_d = \frac{T}{aPz}$$

T: effort tranchant max. P: Périmètre utile de l'armature:

$$T = 22,95T \quad 3T/2 \rightarrow 10,17 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \quad P = \frac{4S}{D} = \frac{4(10,17)}{12} = 3,39 \text{ mm} \cdot 10$$

$$P = 33,9$$

$$\sigma_d = \frac{22950 \cdot 15'}{3,39 \times \frac{1}{2} \times 60} = 12895 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = 12895 \text{ Kg/cm}^2 \text{ on voit que } \sigma_d = \bar{\sigma}_d$$

Conditions Aux Appuis: l'effort tranchant crée des effets de compression dans les bielles de béton inclinées à  $45^\circ = \frac{T}{V}$  pour que  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$  on doit avoir  $C \geq \frac{2T}{b \bar{\sigma}_b} = C_0$

$C_0$ : étant la largeur de la bielle nécessaire pour transmettre les efforts de la poutre au poteau

T: effort tranchant à l'Appui de vive.

$$\bar{\sigma}_b = 68,5 \text{ Kg/cm}^2 \quad C_0 = \frac{2(22950)}{35 \cdot 68,5} = 19,144$$

C: Distance de l'Appui au point où commence l'ancrage de l'armature inférieure  $C = a - (z + r)$  avec

r: barre HA  $r = 5,5 \phi$

$\phi$ : diamètre des barres inf = 12 mm.

$$C_0 = 80 - (4 + 5,5(11,2)) = 19,144$$

$$C = 80 - (4 + 5,5(11,3)) = 69,4$$

$C > C_0$  vérifié.

Conditions de Non écrasement du béton: Dans une partie courbe d'une barre tendue, le rayon de courbure  $r$  doit satisfaire à l'inégalité suivante

$$r \geq 0,10 \phi \frac{E_s}{\bar{\sigma}_b} \left(1 + \frac{\phi}{z}\right) \quad \phi = \text{diamètre de barre.}$$

$\phi$ : diamètre de barre:

$d$ : distance de centre de courbure de la barre à la paroi dont la proximité augmente le danger d'écrasement du béton.

$$r \geq 0,10 \phi \frac{\sigma_a}{\sigma_{bo}} \left[ 1 + \frac{\phi}{d} \right] \quad \Rightarrow \quad 0,10 \phi \frac{\sigma_a}{\sigma_{bo}} \left( 1 + \frac{\phi}{d} \right) \square$$

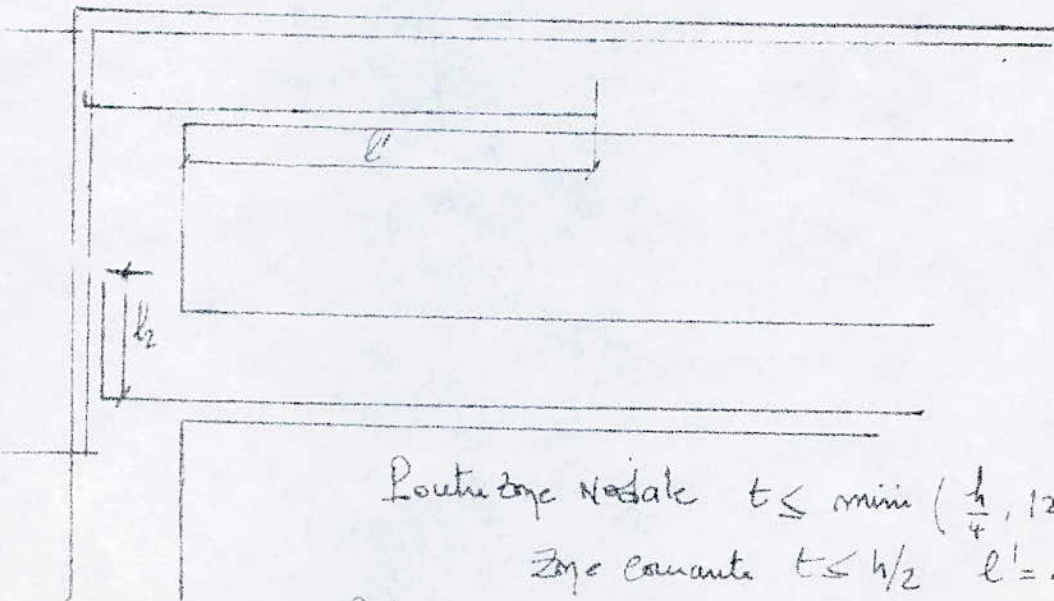
$\phi$ : diamètre de barre:

$d$ : distance de centre de courbure de la barre à la paroi dont la proximité augmente le danger d'écrasement du béton soit.  $d = 4 \text{ cm}$ .

$J = 1$  barre faisant partie d'un ensemble de barres courbées disposées en un seul lit pour  $\phi = 20 \text{ mm}$ .

$$r \geq 0,10 (2) \frac{2700}{68,8} \left( 1 + \frac{2}{4} \right) 1 = 16 \text{ cm}$$

Ancrage des Armatures:



Poutre zone nodale  $t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\phi, 30 \text{ cm} \right)$

Zone courante  $t \leq h/2 \quad l' = 2 \cdot h$

Poutreau  $\max \left( \frac{4}{6} b, 60 \text{ cm} \right)$

$l_2 \geq \max (30\phi, 50 \text{ cm}) \quad l_1 \geq 20\phi$



Vérifications à la fissuration:  $\bar{w}_f = \frac{A}{B_g} = \frac{A}{2bd} = \frac{10,17}{2(35)4} = 0,0363$

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

$$\eta = 1,6$$

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$\sigma_1 = \frac{K \eta \bar{w}_f}{\phi \cdot 1 + 10 \bar{w}_f} \Rightarrow \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta K \sigma_b}{\phi}}$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,0363}{12 \cdot 1 + 10(0,0363)} = 6990,29 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 8,7}{12}} = 3183,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = \rho_L \cdot \sigma'_{cr}$$

$$\sigma_1 = 6990,29 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 3183,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 4200 < \max(\sigma_1, \sigma_2) = 6990,29 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a$$

## ARMATURES TRANSVERSALES

Poutre  $P_{11}$  : Niveau terrasse (travée de 6m)

Contrainte de cisaillement max  $T_{max} = 23,28 t$

$$\tau_d = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{23,28 \cdot 10^3}{52,7 \times 35} = 12,62 \text{ Kg/cm}^2$$

Le B.A.68 conseille de prendre  $\tau_d$ :

$$\tau_d \leq 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 (8,8) = 30,8 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{S2}$$

$$\tau_d \leq 3,5 \bar{\sigma}_s = 3,5 (5,63) = 19,7 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{S2}$$

1 cadre + 2 étriers  $\phi 8 \rightarrow A_t = 4,71 \text{ cm}^2$

Contrainte admissible des armatures transversales:

La quantité d'armature transversale est donnée par

$$A_t = 0,003 \lambda' b_1 \quad b_1 = 35 \text{ cm.}$$

$b_1$ : largeur du poteau.  $h_y = 60 \text{ cm} \Rightarrow \frac{h_y}{2} = 30 \text{ cm.}$

$$\lambda' \leq \frac{h_y}{2} \Rightarrow \lambda' \leq 30 \text{ cm} \quad \lambda' = 25 \text{ cm.}$$

ou prend  $A_t = 0,003 \cdot 25 \cdot 35 = 2,62 \text{ cm}^2$   $\lambda' \geq 2,62 \text{ cm}^2$   
 $A_t = 4,71 \text{ cm}^2$  (cadre + 2 étriers  $\phi 10$ )  $\bar{\sigma}_{at} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_{at} = f \bar{\sigma}_a \Rightarrow f = 2/3 \quad \bar{\sigma}_{at} = 2/3 \cdot 2400 = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

Ecartement admissible  $\bar{e} = \max \left\{ \begin{array}{l} e_1 = h \left( 1 - 0,93 \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} \right) = 57 \left( 1 - 0,93 \frac{1600}{8,8} \right) \\ e_2 = 0,2h \end{array} \right.$

$$\bar{e} = \max \left\{ \begin{array}{l} e_1 = 57 \left( 1 - 0,93 \frac{1600}{8,8} \right) = 32,47 \text{ cm} \\ e_2 = 0,2(57) = 11,4 \text{ cm.} \end{array} \right. \quad \bar{e} = 32,47 \text{ cm.}$$

Ecartement des armatures transversales, travée de 6m

Le 1<sup>er</sup> Ecartement à l'appui est calculé avec  $T_{max}$ .

$$t = 17 \text{ cm} \quad t < \bar{e} \quad t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = \frac{4,71 \left( \frac{2}{3} \right) 60 \times 1600}{23,28 \cdot 10^3}$$



$$t < \bar{t} \quad \bar{t} = 32,47 \text{ cm} \text{ on prend } t = 17 \text{ cm.}$$

Pour les autres espacements on prend la règle de Caquot, on dispose le 1<sup>er</sup> cours d'armatures à 5 cm de l'appui, on aura donc pour le reste

$$5 + 3 \times 11 + 3 \times 13 + 3 \times 16 + 3 \times 20 + 3 \times 26 + 10 = l/2$$

$$\text{travée de } 3 \text{ m: } T_{\text{max}} = 19,18 \text{ t} \quad \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{19,18 \cdot 10^5 \text{ t}}{35 \cdot 7/8 \cdot 60} = 10,43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 121 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b \text{ et } \sigma_b < 2 \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma'_b = 126 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b \text{ et } \sigma_b < 2 \bar{\sigma}_b$$

le BA 68 conseille de prendre dans le cas

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\tau}_b \text{ si } \bar{\sigma}'_b < \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_b$$

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{121}{68,81}\right) 8,8 = 28,50 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t \geq 0,003 (25)(25) = 2,62 \text{ cm}^2 \quad A_t = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{ot} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{ot}}{T_{\text{max}}} = \frac{4,71 \cdot 1600 \cdot 7/8 \cdot 60}{19,18 \cdot 10^5}$$

$$t = 20,42 \text{ cm} \text{ on prend } t = 21 \text{ cm} \quad \bar{t} = 32,47 \text{ cm}$$

vérifier.

Route  $P_1, P_2$  et  $P_3$  Contrainte de cisaillement max.

$$T_{\text{max}} = 32,19 \text{ t}$$

$$T_2 \text{ max} = 32,19 \text{ t}$$

$$T_3 \text{ max} = 32,19 \text{ t}$$

$$\tau_{b3} = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot z} = \frac{32,19 \cdot 10^5}{35 \cdot 7/8 \cdot 60} = 17,5 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma'_b = 5,63 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\text{on doit vérifier } \tau_b \leq 3,5 \bar{\tau}_b \quad 3,5 (8,8) = 31 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{on voit que } \tau_b = 17,5 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\tau}_b = 31$$

on choisit que le cadre + 3 chairs de l.o  $\rightarrow 4,71 \text{ cm}^2$

$\sigma_{ot} = 1600 \text{ kg/cm}^2$  et l'espacement  $\bar{t} = 32,47 \text{ cm}$ ,  
Écartement des armatures transversales.

$$t_3 = \frac{At_3 \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = \frac{4171 (2600) \frac{7}{8} \cdot 60}{32,19 \cdot 10^3} \quad t_3 = 19,97 \text{ cm} < \bar{t}$$

$t_3 = 19,97 \text{ cm} < \bar{t}$  (esp admise) on prend  $t_3 = 20 \text{ cm}$  pour toutes les poutres.

Contraintes de cisaillement max (travé de 8m)

$$T_{max} = 32,19 \text{ t.m} \quad \tau_{b_3} = 17,5 \text{ Kg/cm}^2 = \frac{T_{max}}{b \cdot z}$$

$$\sigma_b^1 = 126 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_{b_0}^1 \text{ et } < 2 \bar{\sigma}_{b_0}^1$$

$$\tau_b \leq \left( 415 - \frac{\sigma_b^1}{\bar{\sigma}_b^1} \right) \bar{\sigma}_b = 23,50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t_3 = 20 \text{ cm} = \frac{At \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = \frac{4171 (2600) \frac{7}{8} \cdot 60}{32,19 \cdot 10^3}$$

on choisit  $t_3 = 20 \text{ cm}$  pour les 3 poutres et on les fait de la même façon. Le 1<sup>er</sup> cours étant à 40 cm de l'appui on aura pour le reste

$$6 + 3 \times 12 + 2 \times 13 + 2 \times 12 + 2 \times 20 + 2 \times 15 + 35 = \frac{l}{2} = 115 \text{ cm}$$



**FERRAILLAGE**

**DES**

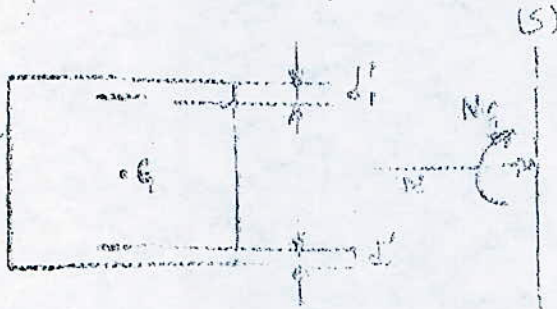
**1° ( ) TEX X**

## FERAILLAGE DES PÔLEAUX.

Les poteaux seront calculés en flexion composée, chaque poteau est soumis à un effet Normal  $N$  et à des moments fléchissant en tête et à des moments fléchissant en pied et à la base, dans le sens longitudinale et dans le sens transversal.  
 Le calcul se fera pour la sollicitation de 1<sup>er</sup> genre ( $G+1,2P$ ) et pour la plus défavorable des sollicitations de 2<sup>e</sup> genre et les seront ferrillés symétriquement. Le cas peut se présenter.

Exposé de la méthode:

a) section rectangulaire entièrement comprimée  $A_1' = A_2'$

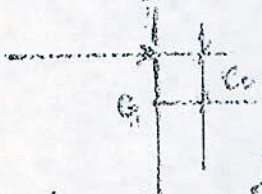


$M_0$ : moment fléchissant / c. d. g. du béton seul.

$N$ : effet Normal

$e_0$ : Excentricité de la charge

La section est entièrement comprimée si  $e_0 \leq \frac{M_0}{N} < \frac{h}{6} = e_s$



dans ce cas, la section sera armée symétriquement

$$A_1' = A_2' = A'$$

La détermination des armatures se fera avec les formules suivantes

$$\beta' = \frac{x'}{d} = \frac{d'}{d}$$

$$\rho = \frac{\beta' - \beta}{N} \quad \beta = \frac{6 M_0}{N h^2}$$

$$C = 0,2 (1 - 2\beta')^2$$

$$D = 0,30 (\rho - \beta) - 0,30 (1 - \rho) (1 - 2\beta')^2$$

$$E = (1 + \beta - \rho)$$

$$\bar{\omega}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C}$$

$$A_1' = A_2' = A' = \frac{\bar{\omega}' b h^2}{100}$$

section rectangulaire partiellement comprimée, une section est partiellement comprimée partiellement tendue si

$$e_0 = \frac{M_0}{N} > \frac{h}{6} = e_s$$



Cas où les armatures comprimées ne sont pas nécessaires on déterminera les armatures  $A_1$  de la section rectangulaire de même dimensions, soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$ :

$$M_f = M_g + N \left( \frac{ht}{2} - d \right) \quad \eta = \frac{15 \cdot M_f}{\bar{\sigma}_a b h^2} \quad \begin{array}{l} \text{tableau} \\ \text{P. charm} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} < \bar{\sigma}'_b \\ A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} \end{array} \right.$$

la section d'armature à adopter:

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$$

Cas où les armatures comprimées sont nécessaires

$$M_f = M_g + N \left( \frac{ht}{2} - d \right) \quad \eta = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} \rightarrow (\kappa, \epsilon) \rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} > \bar{\sigma}'_b$$

ou calcul  $\kappa_1, \kappa_2 = \frac{15 \bar{\sigma}_a}{\eta \sigma'_b}, \kappa_2 = \frac{15 (h-d)}{\frac{\bar{\sigma}_a}{\sigma'_a} h + d}$

si  $\kappa_1 > \kappa_2$  on prend  $\kappa_1 \rightarrow (\alpha, u', \epsilon, \bar{\omega}) \quad \sigma'_b = \bar{\sigma}'_b$  et  $\sigma'_a$

$$\sigma'_a = \frac{\eta (y_1 - d)}{y_1} \bar{\sigma}'_b \quad \text{avec } y_1 = \alpha h$$

si  $\kappa_1 < \kappa_2$ , on prend  $\kappa_2 \rightarrow (\alpha, u', \epsilon, \bar{\omega}) \quad \sigma'_a = \bar{\sigma}'_a \quad \sigma'_b = \frac{15 \bar{\sigma}_a}{\eta \kappa_2}$

$\kappa$  étant choisi  $\xrightarrow[\text{P. charm}]{\text{tableau}} (\alpha, u', \epsilon, \bar{\omega}) \quad \sigma'_a = \bar{\sigma}'_a$

$M_1 = u' \sigma'_b b h^2 \quad \Delta M = M_f - M_1$  section d'acier comprimée

$$A' = \frac{\Delta M}{(h-d) \sigma'_a}$$

section d'acier tendue.  $A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} + \frac{\Delta M}{(h-d) \bar{\sigma}_a} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$

Pourcentage minimal d'acier en zone III (C.T.C).

$$\bar{\omega} = \begin{cases} 0,8\% & \text{Pot eau intérieur} \\ 0,9\% & \text{Pot eau derive} \\ 1,0\% & \text{Pot eau d'Angle.} \end{cases}$$

Contrainte Admissible  $\bar{\sigma}'_b$  en flexion composée.

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma'_{bc} \quad \text{avec } \delta = \min \left[ 0,6, 0,3 \left( 1 + \frac{e_0}{2e_1} \right) \right]$$



File	Potereaux	$G + 1, 2 D$			$G + P + 1, 2 E \rightarrow$			$G + P + 1, 2 E \leftarrow$		
		N	M		N	M		N	M	
I	1-2	-64.99	2.43	0.056	-44.66	-9.49	-13.70	-88.95	8.8	13.05
	2-3	-55.83	4.605	-1.75	-38.40	-39.34	-38.5	-73.75	86.5	35
	3-4	-52.6	-4.60	-3.67	-38.08	-15.7	-15.9	-67.12	6.5	8.6
	4-5	-38.83	-1.26	-1.04	-27.22	-35.9	-34.8	-50.45	33.3	32.3
	5-6	-30.91	-2.72	-3.28	-27.24	-11.31	-13.16	-39.67	5.8	5.6
	6-7	-14.32	-1.83	-1.31	-8.51	-23.4	-29.8	-20.13	23.7	27.2
	7-8	-16.64	-3.86	-3.07	-13.74	-11.2	-4.31	-19.55	3.5	0.17
		11	1		11	1		11	1	1
II	16-15	17.04	0.141	-0.36	49.29	-12.86	-15.45	-16.02	13.15	14.73
	15-14	8.37	1.82	1.31	50.7	1.31, 80	42.8	-19.56	41.4	45.4
	14-13	20.01	0.97	-2.46	36.42	-21.16	-15.75	-2.0	23.12	10.8
	13-12	14.04	1.49	0.81	42.45	-34.37	-37.65	-2.43	37.3	39.2
	12-11	14.32	1.034	2.73	16.04	-16.76	-7.88	-37.66	18.8	12.6
	11-10	-15.10	2.13	1	25.54	-29.08	-33.94	+3.1	28.1	23.53
	10-9	-57.89	1.51	2.42	-9.50	-12.62	-1.23	-19.17	13.6	6.2
III	17-18	-57.89	-9.7	-4.68	-21.06	-22.36	-14.22	-94.72	3.2	4.85
	18-19	-48.75	-7.18	-5.56	-21.15	-15.65	-16.19	-76.35	1.8	5.06
	19-20	-35	-6.47	-7.62	-16.64	-4.21	-15.67	-53.36	1.27	0.23
	20-21	-16.20	-12.41	-8.87	-6.97	-17.90	-11.60	-25.43	-9.11	-6.08
IV	26-25	48.48	-4.92	-2.3	48.88	-3.44	-18.38	-48.88	-3.41	14.19
	25-24	27.97	-3.43	-2.75	27.97	-8.52	-6.61	27.97	1.66	1.11
	24-23	11.65	-4.36	-4.22	19.65	-7.03	-4.74	11.67	-1.69	-3.59
	23-22	0	-1.91	-3.20	0	-2.87	-2.26	0	-0.95	-2.33
V	27-28	113.5	13.86	9.09	76.14	11.97	-2.47	149.96	15.74	16.63
	28-29	76.29	9.54	7.35	48.60	4.45	11.21	103.97	14.63	11.21
	29-30	44.14	9.701	10.96	25.68	1.96	2.91	62.59	17.4	18.6
	30-31	16.62	13.75	11.20	7.39	10.45	8.46	25.85	17.0	13.9
VI	39-38	79.78	0.18	0.25	41.38	-12.82	-14.85	119.05	13.19	16.85
	38-37	45.13	-2.49	1.81	11.47	-27.14	-46.9	78.78	37.1	42.3
	37-36	48.36	-1.44	-3.47	20.32	-23.6	-16.7	76.40	20.6	9.8
	36-35	18.32	-2.66	1.08	-4.12	-38.5	-39.5	40.76	33.2	37.3
	35-34	26.19	-1.21	-3.55	9.36	-19	-13.4	43.02	14.5	6.3
	34-33	-14.32	-3.09	-1.41	-25.54	-29.0	-23.9	-3.1	22.9	31.12
	33-32	15.50	-1.42	-2.85	9.88	13.5	-6.63	21.10	10.7	0.90
VII	40-41	123.74	11.32	0.83	100.14	-7.7	-12.3	144.17	10.38	13.9
	41-42	90.43	1.94	2.32	65.40	-3.6	+34.4	116.45	39.8	39.04
	42-43	65.52	3.91	4.39	45.6	7.19	7.93	85.43	15.01	16.7
	43-44	79.29	7.705	1.44	62.25	-32.9	-31.9	95.31	26.3	34.8
	44-45	58.5	3.76	4.56	27.09	-4.8	-4.3	69.91	12.35	13.5
	45-46	14.32	2.64	1.86	5.81	-22.94	-26.71	22.82	28.2	30.4
	46-47	16.64	4.52	4.21	13.73	-2.8	+0.97	19.53	11.9	7.45



ferrailage sous SP <sub>1</sub> G + 1, 2 P							ferrailage sous SP <sub>2</sub>				
Pile	Pot	M max	N comp.	e <sub>0</sub>	e <sub>1</sub>	Sect	N min	M comp	e <sub>0</sub>	e <sub>1</sub>	Sect
I	1-2	0.43	64.99	0.66	13.33	SEC	44.66	13.20	29.55	13.33	SPC
	2-3	1.75	55.83	3.13	11.66	"	38.40	39.34	109.1	11.66	"
	3-4	4.6	52.60	8.74	11.66	"	38.08	15.97	42.01	11.66	"
	4-5	1.26	38.83	3.2	10.83	"	27.22	35.90	133.3	10.83	"
	5-6	3.28	30.96	10.61	10.83	"	22.45	12.15	54.9	10.83	"
	6-7	1.83	14.32	12.77	10.80	SPC	8.51	29.88	350.8	10	"
	7-8	3.86	16.64	23.20	10.00	SPC	13.74	11.24	88.85	10	"
	II	16-15	0.36	10.01	3.60	13.33	SEC	29.26	14.73	50.5	13.33
15-14		0.82	17.04	10.68	11.66	SPC	16.02	45.45	283.1	11.66	"
14-13		2.46	8.37	29.4	10.83	SPC	19.56	23.11	186.2	11.66	"
13-12		1.49	20.01	7.44	10.83	SEC	2.43	39.27	163.9	10.83	"
12-11		2.73	16.04	17.10	10.	SPC	16.04	16.76	104.5	10.83	"
11-10		2.13	14.32	14.87	10.	SPC	3.1	33.53	1009.76	10	"
10-9		2.42	15.10	16.02	13.33	SPC	9.5	10.62	11.85	10	"
17-18		9.7	57.89	16.75	11.66	SPC	21.06	22.36	106.3	13.33	"
III	18-19	7.18	48.75	14.72	10.83	SPC	21.15	16.19	76.33	11.66	"
	19-20	7.62	35	21.77	10	SPC	16.64	41.21	248.1	10.83	"
	20-21	12.41	16.20	76.6	13.33	SPC	6.97	17.90	657.	10	"
	26-25	4.92	48.88	10.06	11.66	SEC	48.88	18.78	38.4	13.33	"
IV	25-24	3.43	27.97	12.26	10.83	SPC	27.27	8.52	30.5	11.66	"
	24-23	4.36	14.65	37.42	10	"	11.67	7.03	60.2	10.83	"
	23-22	3.20	0	0	13.33	"	0, 0	2.87	00	10	"
	27-28	113.05	13.86	15.7	13.66	"	76.14	11.97	15.7	13.33	"
V	28-29	76.29	9.54	23.06	10.83	"	48.60	71.21	23.06	11.66	"
	29-30	44.14	10.76	11.33	10	"	25.68	2.91	11.33	10.83	"
	30-31	16.62	13.75	63.75	13.33	"	16.39	10.46	63.75	10	"
	39-38	79.78	0.25	35.88	11.66	"	41.38	14.85	35.88	13.33	"
	38-37	45.13	2.49	410	11.66	"	14.45	42.95	410	11.66	"
VI	37-36	48.36	3.47	116.2	10.83	"	20.32	23.62	116.2	11.66	"
	36-35	18.32	2.66	95.27	10.83	"	4.12	39.54	95.27	10.83	"
	35-34	26.19	3.55	202.9	10.	"	9.36	19.0	902.9	10.83	"
	34-33	14.32	3.09	1003.8	10.	"	3.1	31.12	1003.8	10	"
	33-32	15.50	2.85	137.1	13.33	SPC	9.88	13.55	137.1	10	"
	40-41	127.74	1.32	12.24	11.66	SEC	100.14	12.31	12.24	13.33	"
	41-42	90.93	2.32	58.04	11.66	SPC	65.40	36.0	58.04	11.66	"
	42-43	65.52	4.39	17.39	10.83	SPC	45.5	7.93	17.39	11.66	"
VII	43-44	79.29	1.705	52.86	10.83	SEC	62.27	32.92	52.86	10.83	"
	44-45	58.5	3.76	10.25	10.	SEC	47.09	4.83	10.25	10.83	"
	45-46	14.32	2.64	115.5	10.	SPC	5.81	6.71	115.5	10	"
	46-47	16.64	11.52	20.83	11.66	SPC	13.73	2.86	20.83	10	"



file	0,8G		E		0,8G + E		0,8G - E		M <sup>max</sup>	N <sup>Group</sup>	M <sup>min</sup>	M <sup>Count</sup>	
	Pole <sup>2</sup>	M	N	M	N	M	N	M					N
I	1-2	0.215	32.49	-10.95	16.14	-10.73	49.43	11.16	15.56	11.16	15.56	11.16	
	2-3	0.875	24.91	-21.62	14.52	-30.74	42.43	32.49	13.39	32.49	13.39	32.49	
	3-4	2.3	26.3	-10.27	12.1	-7.92	38.4	10.57	14.2	12.57	14.2	12.57	
	4-5	0.63	19.41	-28.8	9.65	-28.73	29.09	29.49	9.73	29.49	9.73	29.09	
	5-6	1.64	15.48	-7.4	7.26	-5.76	22.74	9.04	8.22	9.04	8.92	8.22	9.04
	6-7	0.91	7.16	-23.8	4.84	-22.89	12.	24.73	2.32	24.73	2.32	24.73	
	7-8	1.93	8.32	-6.15	2.42	-4.22	10.74	8.08	5.90	8.02	5.90	8.02	
II	16.15	0.18	5.0	-12.8	32.33	-12.0	37.73	12.36	-27.73	12.36	-27.73	12.36	
	15.14	0.91	8.52	-33.7	28.05	-32.87	36.57	34.69	-19.53	34.69	-19.53	34.69	
	14-13	1.23	4.18	-18.44	23.38	-27.21	27.56	19.67	19.20	19.67	-19.20	19.67	
	13-12	0.745	16.0	-32.05	18.70	-31.30	28.7	32.90	-8.70	32.80	-8.70	32.80	
	12-11	1.36	8.02	-14.83	14.02	-23.47	22.04	16.19	-6.0	16.19	-6.0	16.19	
	11-10	1.06	7.16	-27.11	9.35	-26.04	16.51	29.18	-2.19	28.18	-2.19	28.18	
III	10-9	1.21	7.55	-10.11	4.68	-8.9	12.30	11.32	-2.88	11.32	2.88	11.32	
	17-18	4.85	28.95	-7.95	30.49	-3.1	54.64	12.80	-1.74	12.80	-1.74	12.8	
	18-19	3.59	24.37	8.85	23.	-5.26	47.37	12.44	1.37	12.44	1.37	12.44	
	19-20	3.81	17.50	-6.54	15.3	-2.73	32.8	10.35	2.0	10.35	2.0	10.35	
IV	20-21	6.20	8.1	-2.75	7.69	+3.45	15.79	8.95	0.41	8.95	0.41	8.95	
	26-25	2.46	24.4	-13.74	0	-11.78	24.44	16.2	24.4	16.2	24.44	16.2	
	25-24	1.715	13.98	-4.24	0	-2.53	13.98	5.86	13.98	5.96	13.98	5.96	
	24-23	2.18	5.83	-2.22	0	-0.04	5.83	4.4	5.83	4.4	5.83	4.4	
V	23-22	1.6	0	-0.812	0	0.79	0	2.41	0.0	2.41	0.0	2.41	
	27-28	55.58	6.93	-7.95	-30.76	49.58	-23.83	64.48	37.69	64.48	37.69	64.48	
	28-29	38.14	4.77	-4.24	-23.07	33.9	-18.3	42.37	27.84	42.37	27.84	33.9	
	29-30	22.93	5.38	-6.54	-15.38	15.53	-10.0	28.81	20.76	28.81	20.76	15.53	
VI	30-31	8.31	6.87	-2.75	-7.69	5.56	0.82	11.06	17.56	11.06	14.56	0.82	5.56
	39-38	37.37	0.127	-7.178	-32.72	24.81	-32.60	49.91	32.85	49.91	32.85	-32.6	24.81
	38-37	22.52	1.24	-36.78	-22.04	-14.22	-26.80	59.34	29.28	59.34	29.28	-26.8	-14.22
	37-36	21.18	1.74	-28.44	-23.37	5.74	-21.63	42.62	25.11	42.62	25.11	-21.63	5.74
	36-35	9.16	1.33	-32.05	-18.70	-22.8	-17.37	41.3	20.03	41.3	20.03	17.37	-22.8
	35-34	16.09	1.37	-14.83	-14.02	-1.74	-13.06	27.90	15.80	27.92	15.80	13.06	-1.74
	34-33	7.16	1.54	-27.11	-9.35	-19.95	-7.81	34.23	10.89	34.23	10.89	-7.81	19.95
VII	33-32	7.35	1.43	-10.11	-4.68	-2.26	-3.24	17.76	6.10	17.86	6.10	-3.24	2.26
	40-41	63.17	0.66	-10.95	-23.69	52.92	-23.03	74.82	24.35	74.82	24.35	-23.03	52.92
	41-42	45.46	1.16	-31.62	-21.27	13.84	-20.11	77.8	22.43	77.80	22.43	20.11	13.84
	42-43	32.26	2.19	-10.27	-16.6	22.49	-16.41	43.03	18.79	43.03	18.79	-16.41	22.49
	43-44	35.04	0.85	-28.86	-14.17	10.78	-13.24	68.50	15.03	68.5	15.03	-13.24	10.78
	44-45	19.55	1.88	-7.40	-9.51	21.77	-7.43	36.65	11.35	36.65	11.35	-7.43	21.77
	45-46	7.16	1.34	-23.8	-7.09	-16.65	-5.75	30.97	8.43	30.97	8.43	-5.75	16.65
46-47	8.34	2.26	-6.15	-2.42	2.19	0.16	14.49	4.68	14.49	4.68	0.16	2.19	



Ferraillage des sections entièrement comprimées sous  $\Sigma P_1$ .

Poteau.	Niveaux	M	N	$\bar{\sigma}_b$	$\rho$	$\delta'$	c	D	E	$\bar{w}'$	$A'_1 = A'_2$
I	1-2	0,43	64,99	69,63	3,2	0,049	2,49	2,58	2,151	-0,512	[0]
I	2-3	1,75	56,83	74,62	3,24	0,26	4,38	4,373	2,01	-0,497	[0]
I	3-4	4,6	52,6	85,61	3,98	0,74	-2,05	-23,87	2,24	-0,953	[0]
I	4-5	1,26	38,83	88,74	4,45	0,29	2,24	1,785	3,16	-0,446	[0]
I	5-6	3,28	16,64	90,86	10,64	0,018	29,46	11,248	9,682	0,19	[0]
II	16-15	0,86	10,01	74,66	23,86	0,26	73,78	11,82	22,6	-0,08	[0]
II	13-12	1,49	20,01	84,18	8,20	0,68	-6,53	7,992	6,52	-0,98	[0]
II	26-25	4,92	46,88	85,73	5,61	0,75	-11,24	2,485	3,86	-0,7	[0]
II	40-41	27,74	1,32	89,55	217	157,61	<del>399,248</del>	0,61098	58,4	0,0009	[0]
II	44-45	8,5	2,76	90,11	46,73	103,61	<del>132,248</del>	2,37136,75	-97,88	0,0002	[0]

Formules donnant les coefficients :

$$\rho = \frac{\bar{\sigma}_b b \cdot h t}{N} \quad \beta = \frac{c M B}{N h t} \quad e = 0,27 (1 - 2\delta')^2 \rho$$

$$D = 0,30 (\rho - \beta) - 0,90 (1 - \rho) (1 - 2\delta')^2$$

$$E = -(1 + \beta - \rho)$$

$$\bar{w}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C}$$

$$A'_1 = A'_2 = A' = \frac{\bar{w}' b h t}{100}$$



## Ferraillage des sections Radialement comprimées sous S.P.

N°	Dot	M <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	M <sub>u</sub>	E	K	σ <sub>b</sub>	σ <sub>c</sub>	K <sub>1</sub>	K <sub>2</sub>	u'	E	α	σ <sub>b</sub>	σ <sub>c</sub>	M <sub>u</sub>	DN	A'	A <sub>min</sub>
6-7	I	1,83	14,22	0,02	5,16	0,8320	65,5	64,12	97,65	65,5									[0]	[0]
7-8	I	3,86	16,64	0,03	8,35	0,8240	57,0	82,35	121,47	57,0									[0]	[0]
15-14	II	1,82	17,04	0,02	7,24	0,8373	65,5	64,12	99,41	65,5									[0]	[0]
14-13	II	2,46	20,37	0,01	5,158	0,8310	31	135,48	126,97	31	1376	0,4483	0,2913	0,2007	22,60	124,02	2111	26,002	[0]	1,2
13-12	II	1,49	20,01	0,02	2,312	0,8310	65,5	64,12	82,18	65,5									[0]	[0]
12-11	II	2,73	16,04	0,02	7,146	0,8320	65,5	64,12	104,51	65,5									[0]	[0]
11-10	II	2,13	14,22	0,02	5,204	0,8320	65,5	64,12	102,85	65,5									[0]	[0]
10-9	II	2,12	15,10	0,02	6,148	0,8373	65,5	64,12	105,08	65,5									[0]	[0]
9-8	III	9,7	57,89	0,04	31,119	0,9100	43,8	95,81	93,19	43,8									4,82	[0]
8-7	III	7,18	48,75	0,05	23,78	0,9000	36,2	109,91	92,52	36,2	4,85	0,1282	0,2000	0,2420	32,52	125,79	2639	3,89	1,67	2,73
7-6	III	7,62	35,0	0,05	19,19	0,9000	36,2	109,91	114,4	36,2									[0]	[0]
6-5	III	12,47	16,20	0,06	16,789	0,8800	34,3	122,44	137	34,3									3,61	[0]
5-4	IV	4,82	46,88	0,03	28,05	0,9200	51,0	82,35	86,77	51,0									[0]	[0]
4-3	IV	3,43	40,97	0,03	13,276	0,9200	61,0	82,35	92,5	61,0									[0]	[0]
3-2	IV	4,26	11,65	0,02	4,75	0,9300	65,5	64,12	137	65,5									1,02	[0]
2-1	IV	3,20	0	0,01	3,20	0,9300	34,5	43,52	130	34,5									1,32	[0]
13-12	II	18,05	13,82	0,16	18,11	0,8111	12,0	228,30	95,9	12,0	13,31	0,1508	0,2100	0,2000	35,4	132,20	4752	71,07	4,6	25,68
12-11	V	76,29	9,54	0,17	79,94	0,8050	17,3	242,7	113,9	17,3	13,76	0,1500	0,2000	0,2100	113,89	157,0	2436	42,98	4,13	26,28
11-10	V	44,44	10,76	0,13	47,31	0,8000	28,1	201,92	92,4	28,1	13,67	0,1500	0,2000	0,2100	92,4	116,25	1402	24,71	3,9	17,04
10-9	V	16,62	13,78	0,07	20,33	0,8000	31	135,6	137	31	13,5	0,1453	0,1900	0,2000	137	170,44	21,19	1,6	5,85	[0]
9-8	V	19,78	0,25	0,11	19,57	0,8000	33,1	181,03	129,5	33,1	13,91	0,1700	0,2000	0,2100	129,5	170,44	51,75	23,12	17,83	20,59
8-7	VI	4,573	2,49	0,09	4,572	0,8735	36,5	138,5	137	36,5	13,76	0,1500	0,2000	0,2100	137	181,3	37,00	8,58	7,05	16,78
7-6	VI	4,82	3,47	0,11	4,817	0,8711	34,7	174,04	137	34,7	13,76	0,1457	0,1900	0,2000	137	182,7	35,73	10,65	8,75	18,06
6-5	VI	18,32	2,66	0,05	18,19	0,8000	36,2	109,91	137	36,2									7,22	[0]
5-4	VI	26,19	3,55	0,07	26,05	0,8173	31,0	135,5	137	31,0									19,35	[0]
4-3	VI	14,32	3,09	0,05	15,45	0,9000	36,2	109,91	137	36,2									5,9	[0]
3-2	VI	15,50	2,85	0,05	16,28	0,9000	36,2	109,91	137	36,2									6,45	[0]
2-1	VII	40,13	3,39	0,19	41,67	0,8373	16,0	262,5	137	17,3	13,76	0,2025	0,2000	0,2100	137	187,14	47,7	4,4	35,05	24,41
1-0	VII	65,52	4,39	0,13	66,9	0,8000	19,0	209,2	102,5	16,0	13,76	0,1507	0,2000	0,2100	102,5	200,5	22,20	3,4	29,32	23,48
42-41	VII	72,24	1,705	0,22	73,8	0,8200	14,1	291,6	137	20,9	13,64	0,2104	0,2100	0,2200	137	187,85	35,5	1,2	34,6	21,06
41-40	VII	16,28	2,64	0,04	15,83	0,8100	43,9	95,9	130,1	14,4									5,8	[0]
40-39	VII	16,64	4,52	0,05	17,36	0,8000	36,2	109,91	136,3	36,2									6,74	[0]



# Ferraillage des sections Partiellement comprimée sous SP<sub>2</sub>

File	Poteaux	N	M	e <sub>0</sub>	e <sub>1</sub>	section	M <sub>f</sub>	μ	K	E	σ <sub>b</sub> '	σ <sub>b</sub> '	A <sub>1</sub>	A	k <sub>1</sub>	k <sub>2</sub>
I	1-2	15,54	11,16	71,8	13,33	SPC	23,13	0,0348	47,6	0,9201	88,23	137	7,77	4,07		
	2-3	13,39	32,49	242,6	11,6	"	36,78	0,0136	27,8	0,8832	151	137			27,8	13,7
	3-4	14,2	12,57	88,5	11,6	"	17,12	0,0389	44,6	0,9161	94,17	"	6,63	3,25		
	4-5	9,73	29,09	299	10,8	"	31,96	0,0479	25	0,877	168	"			25	13
	5-6	8,22	9,04	101	10,8	"	11,46	0,0354	47	0,9194	89,36	"	4,78	2,82		
	6-7	2,32	24,73	634,9	10	"	25,35	0,0428	26	0,8780	161,5	"			26	12,8
	7-8	5,90	8,02	136	10	"	9,61	0,0352	47,2	0,9196	89,98	"	4,26	2,96		
	16-15	-27,7	12,36	44,6	13,3	"	-8,99	0,0135	81,3	0,9448	51,66	"	2,93	0,0		
II	15-14	-14,5	34,69	177,6	11,6	"	28,44	0,0646	32,7	0,8972	128,4	"	11,28	6,63		
	14-13	-19,2	19,67	103	11,6	"	13,52	0,0307	51	0,9242	82,3	"	5,19	0,62		
	13-12	-8,7	32,8	377	10,8	"	30,24	0,0436	25,8	0,8774	162,8	"			25,8	13,0
	12-11	-6	16,19	270	10,8	"	14,42	0,0446	41	0,9108	103,4	"	6,07	4,64		
	11-10	-2,19	28,18	1286	10	"	27,6	0,101	23,2	0,8691	181	"			23,2	12,85
	10-9	2,88	11,32	393	10	"	12,1	0,0443	41,2	0,9111	102	"	5,54	4,86		
	17-18	-1,74	12,8	735,6	13,3	"	11,46	0,017	71	0,9419	59,15	"	3,76	3,35		
	18-19	1,37	12,44	908	11,6	"	12,87	0,029	52,5	0,9249	80	"	4,93	4,60		
III	19-20	2	10,35	517,5	10,8	"	10,94	0,0338	48,4	0,9211	86,77	"	4,56	4,08		
	20-21	0,41	8,35	2182	10	"	9,06	0,0332	48,9	0,9258	85,88	"	4,10	4,00		
	26-25	24,4	16,2	66,3	13,3	"	22,8	0,0343	47,8	0,920	87,96	"	7,65	0,0		
	25-24	13,98	5,96	42,6	11,6	"	10,43	0,0233	59,5	0,9329	70,5	"	4,02	0,69		
IV	24-23	5,83	4,4	49,8	10,8	"	6,12	0,0189	68	0,9398	61,7	"	2,50	1,11		
	23-22	0,0	2,41	∞	10	"	2,41	0,0088	81,8	0,9581	51,3	"	1,05	1,05		
	27-28	37,69	64,48	171	13,3	"	93,4	0,140	14,7	0,8559	213	"			19,7	13,37
	28-29	18,3	33,9	185	11,6	"	33,32	0,075	29,7	0,8881	141	"			29,7	13,7
V	29-30	-10	13,53	155,3	10,8	"	12,58	0,0389	44,6	0,9161	94,12	"	5,24	2,9		
	30-31	-0,82	5,56	678	10	"	5,34	0,0189	64,5	0,9387	64	"	2,37	2,18		
	39-38	-32,6	21,81	66,9	13,3	"	-3,30	0,0049	14,9	0,9682	30	"	1,05	0,0		
	38-37	-26,8	-14,22	53	11,6	"	5,444	0,0128	84	0,9495	50	"	2,12	0,0		
VI	37-36	-21,63	5,74	26,5	11,6	"	-1,19	0,0024	196	0,9763	22	"	0,43	0,0		
	36-35	17,37	-22,89	131	10,8	"	-17,37	0,0471	39,6	0,9084	106	"	7,51	3,3		
	35-34	13,06	-17,4	133	10,8	"	-13,55	0,0419	42,6	0,9132	48,6	"	6,19	3,1		
	34-33	-7,81	19,95	255	10	"	-22,05	0,080	28,4	0,8848	147,8	"			28,4	12,85
	33-32	-7,24	2,36	728	10	"	1,49	0,0050	133	0,9662	32	"	0,65	0,0		
	40-41	-23,03	52,42	229	13,3	"	35,18	0,0579	37	0,9038	113	"	12,03	6,54		
VII	41-42	20,11	13,84	68,8	11,6	"	20,28	0,0460	40,2	0,9094	104,15	"	7,92	3,13		
	42-43	14,41	22,49	156	11,6	"	17,88	0,0406	43,4	0,9144	97	"	6,95	3,52		
	43-44	-13,34	10,79	80	10,8	"	6,85	0,0212	63,5	0,9336	66,2	"	2,81	0,0		
	44-45	-7,63	21,77	285	10,8	"	19,52	0,060	34,1	0,8982	123,2	"	8,35	6,54		
	45-46	-5,75	-16,65	294,5	10	"	-18,20	0,066	32,1	0,8938	130,8	"	8,50	7,13		
	46-47	0,16	2,19	1368	10	"	2,23	0,0081	108	0,9593	39	"	0,97	0,93		



Ferraillage des sections Partiellement comprimées sous S.P.2.

Poteau	$d$	$\alpha$	$\mu$	$E$	$\bar{\omega}'$	$\eta = \alpha h$	$\sigma_a'$	$M_1$	$\Delta M$	$A'$	$A$
2-3.	27,81	0,3505	0,1548	0,8832	0,630	23,48	1792	33,32	3,46	3	11,45
4-5	25	0,3750	0,1641	0,8750	0,750	23,25	1790	24,46	7,5	7,11	10,38
6-7	26	0,3659	0,1606	0,8780	0,704	20,86	1760	21,45	3,9	4,10	11,38
13-12	25,79	0,3677	0,1613	0,8774	0,713	22,80	1785	25,48	4,76	4,52	15,15
11-10	23,20	0,3927	0,1706	0,8691	0,846	22,39	1780	22,78	4,81	5,00	13,59
27-28	19,71	0,4323	0,1850	0,8559	1,097	33,28	1869	60,11	33,29	24,06	23,45
28-29	29,78	0,3348	0,1487	0,8884	0,562	22,43	1780	32	1,32	1,16	17,65
34-33	28,41	0,3456	0,1529	0,8848	0,608	19,70	1742	20,5	-11,55	-1,64	7,096





**FONDAZIONI**



## FONDACTIONS

charges totale transmise au sol par les différents poteaux de la structure

Combinaison du 1<sup>er</sup> genre:  $G+1,2P = 127,74t$  par 1 seul poteau.  
charge maximale transmise par tous les poteaux.

$$N = G+1,2P = 127,74 \times 1287 = 16730,16t$$

Détermination du type de fondations: le taux de travail du sol étant faible 0,8 bars (sol mauvais) en conséquence on a opté pour une fondation de type radier général. Surface de l'emprise de la construction.

$$S_0 = 54 \times 27 = 1458 m^2$$

Surface totale mini d'assise des fondations:  $S = \frac{N}{\sigma_s} = \frac{16730,16}{0,8 \cdot 10^4} = 1341,27 m^2$

→ la solution de semelle filante est possible.

Dispositions à prendre: il faut que les travaux soient effectués rapidement afin d'éviter au sol de se décompresser par suite de son déchargement (chassement) et afin d'éviter la saison des intempéries qui sont susceptibles de modifier les caractéristiques du sol; nous effectuons une fouille de 1,5 m de profondeur: nous y étalons une couche de gravier de 30 cm d'épaisseur afin d'empêcher l'humidité d'atteindre par capillarité le béton de fondation. Le radier sera coulé sur une couche de béton de propreté de 10 cm d'épaisseur, le béton de propreté et du radier sera dosé au ciment anti sulfate ciment HTS.

Calcul du Radier: 1) Prédimensionnement: l'épaisseur du radier qui peut reprendre les effets de cisaillement sera déterminé en fonction de la contrainte de cisaillement:  $\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,5 \bar{\sigma}_b$

la pression sous le radier, le poids de ce dernier n'est pas pris en compte est  $p = \frac{N}{S_b} \Rightarrow S_r = \text{surface du radier} = S_0 + S_2 = 1458 + (5,4 + 10,8) \cdot 2 = 1490,4 m^2$

$$p = \frac{16730,16}{1490,4} = 11,2 t/m^2 \quad \sigma_s = 0,8 kg/cm^2 = 0,8 \cdot 10^3 t/10^4 m^2 = 8 t/m^2$$

$$\bar{\sigma}_s = 8 t/m^2 \text{ ou } p = 11,2 t/m^2 \Rightarrow p < \bar{\sigma}_s$$

$$\text{effet tranchant } T_{max} = p \cdot \frac{l_{max}}{2} = 11,2 \times \frac{6}{2} = 33,6 t \times 3 = 100,8 t$$

$$\text{et nous aurons } z \geq \frac{T_{max}}{b(\bar{\tau}_b)} = \frac{100,8 \cdot 10^3}{100(5,9) \cdot 115} = 31,832 \Rightarrow z \geq 31,832 \text{ cm}$$

$$\text{on prend } z = 45 \text{ cm} \quad z = \frac{h}{7} \Rightarrow h = \frac{7}{8} \cdot 45 = 39,375 \text{ cm} \Rightarrow h_t = h + d$$

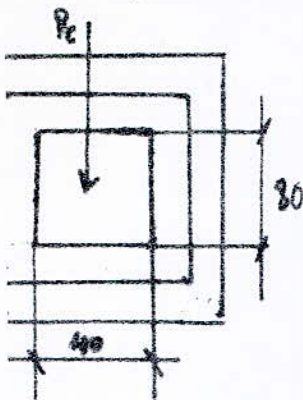
on prend  $h_t = 56,5 \text{ cm}$  on prend  $h_t = 60 \text{ cm}$ .

les tassements sont pris en compte dans l'évaluation du coeff. de duct.  $\lambda = 20$ , nous en avons tenu compte en majorant l'épaisseur du radier de sorte qu'il puisse être considérée comme dalle infiniment rigide.



Verification au poinçonnement: La verification se fera par le poteau le plus sollicité.  $N = G + 1,4P = 127,74 t$ .

La contrainte de non poinçonnement est donnée par  $\frac{1,5N}{P_c h_t} \leq \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$   
 $h_t = 60 \text{ cm}$ .



$$P_c = \frac{(40+60) \cdot 2 + (80+60) \cdot 2}{200 + 280} = 480 \text{ cm} \Rightarrow \frac{1,5(127,74) \cdot 10^3}{480 \times 60} = 6,653 \text{ kg/cm}^2$$

$$1,15(6,65) = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,72 \text{ kg/cm}^2$$

ou voit que la condition est vérifiée.

Verification de la contrainte du sol:

Surface =  $S_{\text{radier}} = 1700 \text{ m}^2$   
 Poids du radier  $1700^2 \times 0,6 \times 2,5 = 2550 \text{ m}^2$   
 Poids transmis par les poteaux  $10730,16$   
 Poids total:  $N = 13280,16 t$   $\sigma_s = \frac{N}{S} = 7,8110^1$   
 $\sigma_s = 0,781 \text{ kg/cm}^2$   $\bar{\sigma}_s = 0,8 \text{ kg/cm}^2$

La condition est vérifiée  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ .

Stabilité du radier: Sous les sollicitations du 2<sup>e</sup> genre: elle se fera en calculant les contraintes du radier sous l'effet du moment  $M$  de renversement  $\eta$  et l'effet Normal  $N$  qui sollicite le radier à sa base:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{W} \leq 1,5 \bar{\sigma}_s \quad \text{1<sup>e</sup> Verification à faire: } \sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \leq 1,33 \bar{\sigma}_s$$

1<sup>e</sup> Contrainte max  $\sigma_1 \leq 1,5 \bar{\sigma}_s$

$S = 1700 \text{ m}^2$   $N = G + 1,4P$  (effet Normal transmis par les poteaux)  
 $N = 12965,46 t$

Poids du radier  $N' = 1700 \times 0,6 \times 2,5 = 2550 t$   $N_{\text{total}} \Rightarrow 13280,16 t$

Verification dans le sens longitudinal: Bloc A Moment max =  $7,573 t \cdot m$   
 pour tous les poteaux  $H_p = 112,69 \text{ h.m}$ .

Bloc B:  $M_p = 353,98 t \times 7 = 2477,86 t \cdot m$

$$M_{\text{tot}} = (2477,86) \cdot 2 + 112,69 = 5068,41 t \cdot m$$

$$I_{xx} = \frac{27 \cdot 57^3}{12} = 354294 \text{ mm}^4$$

$$I_{yy} = \frac{54 \cdot 27^3}{12} = 88573,5 \text{ mm}^4$$

$$W_x = \frac{I_{xx}}{v_x} = 13122 \text{ m}^3 \quad v_x = 0,7$$

$$W_y = \frac{I_{yy}}{v_y} = 6561 \text{ m}^3 \quad v_y = \frac{27}{2}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{W_x} = \frac{13280,16 t}{1700} + \frac{5068,41}{13122}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{W_x} = \frac{13280,16}{1700} - \frac{5068,41}{13122}$$

$$\sigma_1 = 8,19 t/m^2 \rightarrow 0,819 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 7,43 t/m^2 \rightarrow 0,743 \text{ kg/cm}^2$$

Verification:  $\sigma_1 = 0,819$   
 $1,5 \bar{\sigma}_s = 1,5(0,8) = 1,2 \text{ kg/cm}^2$  Dmcc  $\sigma_1 < 1,5 \bar{\sigma}_s$  vérifiée.

Contrainte moyenne:

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{3(0,819) + 0,743}{4} = 0,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$1,33 \bar{\sigma}_s = 1,33(0,8) = 1,064 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_m < 1,33 \bar{\sigma}_s \text{ vérifiée}$$



Sens transversal:  $N = 13280,16t$   $S = 1700m^2$   $\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{My}{Wy} = 0,858 kg/cm^2$

Verifications:  $1,5\bar{\sigma}_s = 1,2 kg/cm^2$   $\sigma_1 < 1,5\bar{\sigma}_s$  car  $0,858 < 1,2$   $\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{My}{Wy} = 7,04 kg/cm^2$

Contrainte moyenne  $\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,819$   
 $1,33\bar{\sigma}_s = 1,064$

les 2 conditions sont verifiées.

charges à considerer dans le calcul du radier: on determine la reaction du sol sans prendre en compte le poids du radier:

$q_i = \sigma_i - \frac{\text{Poids du radier}}{\text{surface du radier}} = \sigma_i - \sigma_{rad}$   $\sigma_{rad} = \frac{2500t}{1700} = 0,15 kg/cm^2$

Sollicitations du 2<sup>o</sup> genre:  $q_1 = \sigma_1 - \sigma_{rad} = 0,858 - 0,15 = 0,708 kg/cm^2$   
 $q_2 = \sigma_2 - \sigma_{rad} = 7,04 - 0,15 = 0,639 kg/cm^2$

on prendra  $q_{II} = \max(q_1, q_2) = 0,708 kg/cm^2$

Sollicitations du 1<sup>er</sup> genre:  $q_I = \frac{NI}{S} = \frac{12.965,76}{1700} = 0,762 kg/cm^2$

$q_{II} = 0,762 kg/cm^2$  sous SP<sub>1</sub>  $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\sigma_{em} = 2800 kg/cm^2$   
 sous SP<sub>2</sub>  $\bar{\sigma}_a = \sigma_{em} = 4200 kg/cm^2$

$\frac{\bar{\sigma}_a (SP_1)}{\bar{\sigma}_a (SP_2)} = \frac{3}{2} = 1,5 > \frac{q_{II}}{q_I} = \frac{0,708}{0,762} = 0,9$  Donc selon le CEB A la contrainte du 1<sup>er</sup> genre est plus defavorable que celle du 2<sup>o</sup> genre. en resumé pour notre radier: on utilise les valeurs suivantes:

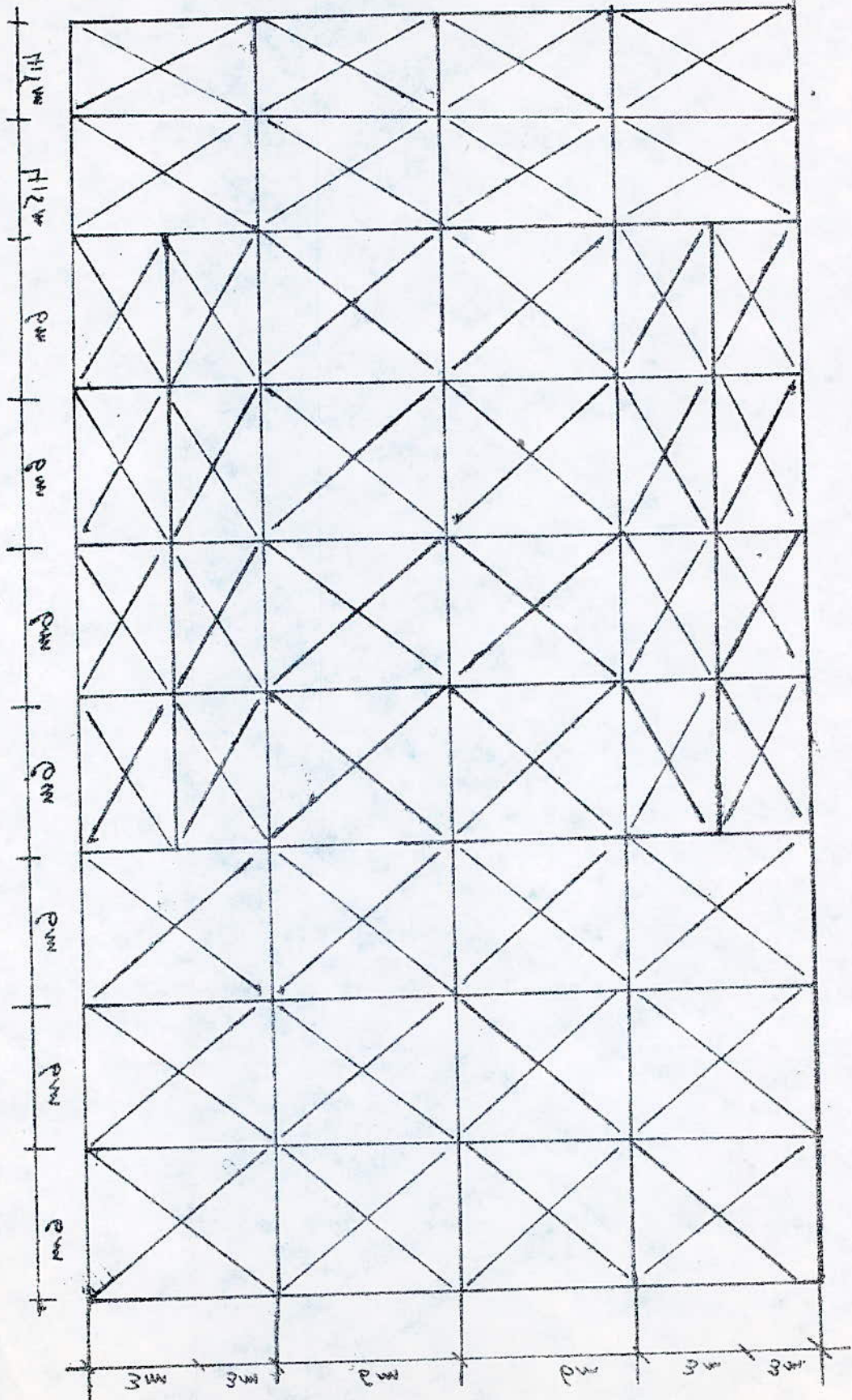
$$\begin{cases} q = q_I = 0,762 kg/cm^2 \\ \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\sigma_{em} = 2800 kg/cm^2 \\ ht = 60cm \text{ et } h = 55cm. \end{cases}$$

Etude DES Panneaux DE Dalles: les panneaux sont uniformement chargés sur toute leur surface, d'intensité  $q (t/m^2)$ , en outre ils reposent sur quatre cotes, mais les calculerons par la methode la plus simple. Exposee dans l'annexe A<sub>2</sub> des CEB A 68. soit une dalle reposant sur 4 cotes de dimensions entre N les Appuis  $l_x$  et  $l_y$  ( $l_x < l_y$ ) et tel que  $0,40 \leq l_x/l_y \leq 4$  considerons au milieu de chaque patte une bande de  $2,1m$  de largeur les moments developpes au centre du panneau dans la direction des 6 bandes ont pour expression: Dans le sens de la petite portee  $l_x$   $M_x = \alpha_x q l_x^2$  Dans le sens de la grande portee  $l_y$   $M_y = \alpha_y q l_y^2$

les valeurs de  $\alpha_x$  et de  $\alpha_y$  sont donnees en fonction de  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ : on procedera en fait en 2 etapes, on etudiera d'abord la dalle sup simplement appuyee sur ses cotes, en suite en estimant la part du  $M_0$  à placer sur les Appuis continus, et le reliquat à placer en travée. on prendra finalement  $M_{ax} = 0,75 M_x$  et  $M_{oy} = 0,75 M_y$  en travée  $M_{tx} = 0,85 M_x$  et  $M_{ty} = 0,85 M_y$

dont en respectant l'inegalite'  $M_t + \frac{M_{ur} + M_{e}}{2} \geq 1,25 M_0$







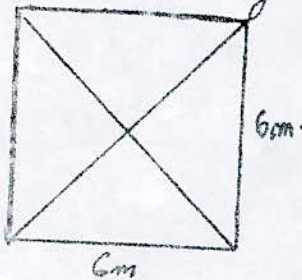
Exemple de calcul : 2 Panneaux Différents :

Calcul du 1<sup>er</sup> Panneau :

$$f = \frac{l_x}{l_y} = 1 \Rightarrow u_x = 0,0423 \quad u_y = 1 \Rightarrow M_x = u_x q l_x^2 = 0,0423 \cdot 6^2 \cdot 10^4 \cdot 0,762$$

$$M_x = 11603,73 \text{ Kg. m.}$$

$$M_y = u_y M_x = 0,0423 \cdot 6^2 \cdot 10^4 \cdot 0,762 = 11603,73 \text{ Kg. m.}$$



sur Appui :  $M_{ax} = 0,75 M_x = 0,75 (11603,73)$   
 en travée :  $M_{ay} = 0,75 M_y = 0,75 (11603,73)$

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 0,85 (11603,73) = 9863,17 \text{ Kg. m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 0,85 (11603,73) = 9863,17 \text{ Kg. m.}$$

Vérification de l'inégalité :  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_0$

$$9863,17 + \frac{8702,80}{2} \times 2 = 18565,97$$

$$1,25 M_0 = 14504,66 \text{ } \checkmark \text{ Donc vérifiée.}$$

Appui : 8702,80 Kg. cm.

en travée : 9863,17 Kg. cm.

Ferraillage du Panneau DE Dalles :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_l = 20 \text{ cm} \\ \sigma_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ b = 100 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$M_0 = 8702,80 \text{ Kg. cm} \quad \mu = \frac{M M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15.8702,80}{2800 \cdot 100^2}$$

$$\nu = 0,000749 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9873 \\ \kappa = 380 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \kappa h} = \frac{8702,80}{2800(0,9873)25} = 0,1259 \text{ cm}^2$$

on prendra 4/5  $\rightarrow 0,78 \text{ cm}^2$

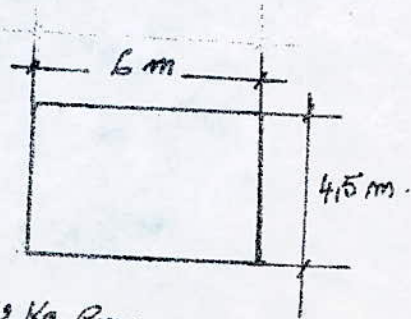
Calcul du 2<sup>o</sup> Panneau :

$$f = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,15}{6} = 0,75 \quad u_x = 0,067 \quad u_y = 0,612$$

$$M_x = u_x q l_x^2 = 0,067 \cdot 0,762 \cdot 4,15^2 \cdot 10^4$$

$$= 10338,435 \text{ Kg. cm}$$

$$M_y = 0,612 M_x = 0,612 \cdot 10338,435 = 6327,12 \text{ Kg. cm.}$$



$$\left. \begin{array}{l} M_{tx} = 0,85 (10338,43) = 8787,66 \text{ Kg. cm.} \\ M_{ty} = 0,85 (6327,12) = 5378,1 \text{ Kg. cm.} \end{array} \right\} \text{ en travée.}$$

$$\text{Max} = 7753,82 \text{ Kg. cm}$$

$$M_{ay} = 4745,34 \text{ Kg. cm.}$$

Vérification de l'inégalité :  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,2 M_0$

Suivant 2x 16541485 12000 21

Ferraillage du 2-1 Panneau:

Suivant xx: A l'Appui  $M_{ax} = 7753,826 \text{ Kg.cm.}$   
 en travée  $M_{tx} = 8787,66 \text{ Kg.cm.}$

Suivant yy: A l'Appui  $M_{ay} = 4745,34 \text{ Kg.cm.}$   
 en travée  $M_{ty} = 5378,052 \text{ Kg.cm.}$

Ferraillage à l'Appui:  $\eta = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15(7753,826)}{2800(100)25^2}$

Suivant xx:

$$\eta = 0,0006646 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9890 \\ k = 440. \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{7753,826}{2800 \cdot 0,9890 \cdot 25} = 0,112 \text{ cm}^2$$

ST5  $\rightarrow 0,78 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

Ferraillage en travée:  $\eta = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15(8787,66)}{2800(100)25^2}$

$$\eta = 0,00075 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9880 \\ k = 400. \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{8787,66}{2800 \cdot 0,9880 \cdot 25}$$

$A = 0,127 \text{ cm}^2$  ST5  $\rightarrow 0,78 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

Suivant yy:  $\eta = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15(4745,34)}{2800(100)25^2} = 0,000406$

A l'Appui:

$$\eta = 0,000406 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9910 \\ k = 540 \end{array} \right. \Rightarrow A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = 0,066 \text{ cm}^2$$

ST5  $\rightarrow 0,78 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

- en travée:  $\eta = \frac{(5378) \cdot 15}{2800 \cdot (100) 25^2} = 0,00046 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9910 \\ k = 540 \end{array} \right.$

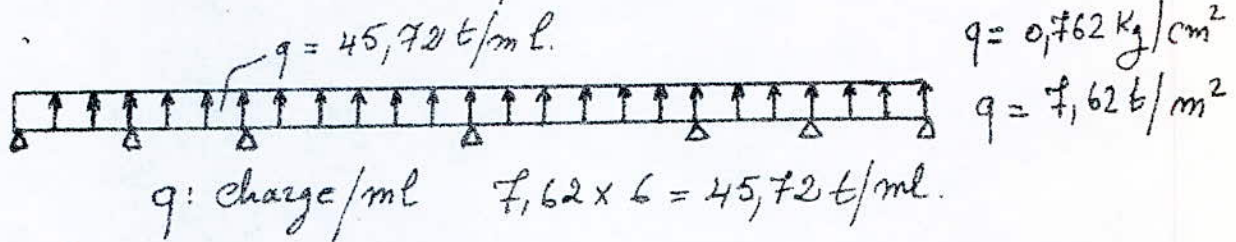
$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{5378}{2800(0,9910) \cdot 25} = 0,077 \text{ cm}^2$$

ST5  $\rightarrow 0,78 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

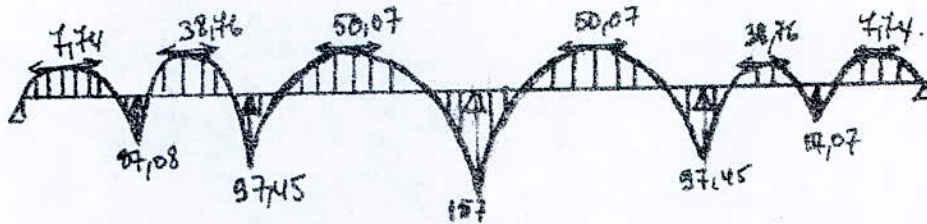


Poutre transversale du radier :

schéma de la poutre :



en utilisant la méthode de Cross on obtient le diagramme des moments sur la poutre :



Moment maximum en travée =  $50,07 \text{ t.m.}$   
 Moment maximum en Appuis =  $157 \text{ t.m.}$

Méthode utilisée pour le ferrailage (Paire charn).

Aux Appuis :

$$\gamma = \frac{NM}{\sigma_a b h^2} = \frac{15(157) \cdot 10^5}{2800(60) \cdot 115^2} = 0,11 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,8741 \\ k = 24,7 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{157 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8741 \cdot 115} = 55,78 \text{ cm}^2$$

$5T32 \rightarrow 56,29 \text{ cm}^2$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{24,7} = 113,36 < \bar{\sigma}'_b = 137,74 \text{ kg/cm}^2$$

Pas d'armatures comprimées.

en travée :

$$\gamma = \frac{NM}{\sigma_a b h^2} = \frac{15(50,07) \cdot 10^5}{2800(100) \cdot 115^2} = 0,103 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9254 \\ k = 52 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \epsilon h} = \frac{50,07 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9254 \cdot 115} = 16,8 \text{ cm}^2$$

$GT20 \rightarrow 18,8 \text{ cm}^2$

Tous les vérifications ont été faits.

Poutre longitudinale du radier :

Moments maximaux trouvés par la Méthode de Cross :

Aux Appuis Moment max = 123,92 t.m.  
 en travée Moment max = 99,81 t.m.

Ferraillage de cette poutre longitudinale :

Aux Appuis :

$$\begin{aligned} h_t &= 120 \text{ cm} \\ h &= 115 \text{ cm} \\ b &= 60 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$M_b = 123,92 \text{ t.m.}$$

$$u = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 (123,92) \cdot 10^5}{2800 (60) \cdot 115^2} = 0,083$$

$$u = 0,083 \left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,8834 \\ k = 27,9 \end{array} \right. \Rightarrow A = \frac{M}{\sigma_a \rho E h} = \frac{123,92 \cdot 10^5}{2800 (0,8834) \cdot 115} = 43,55 \text{ cm}^2$$

$$A = 43,55 \text{ cm}^2 \quad 9T25 \rightarrow 44,17 \text{ cm}^2$$

en travée :  $M_b = 99,81 \text{ t.m.}$

$$u = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 (99,81) \cdot 10^5}{2800 \cdot 60 \cdot 115^2} = 0,0673$$

$$u = 0,067 \left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,8934 \\ k = 31,9 \end{array} \right. \Rightarrow A = \frac{M}{\sigma_a \rho E h} = \frac{99,81 \cdot 10^5}{2800 (0,8934) \cdot 115}$$

$$A = 34,69 \text{ cm}^2 \rightarrow 8T25 (39,26 \text{ cm}^2)$$

Vérifications :  $\sigma'_{b1} = \frac{\sigma_a}{k_1} = \frac{2800}{27,9} = 100 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma'_{b2} = \frac{\sigma_a}{k_2} = \frac{2800}{31,9} = 88 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

toutes les autres vérifications ont été faites.



---

---

## BIBLIOGRAPHIE

- 1- P. Charon : " Calcul et vérification des ouvrages en B.A.
  - 2- Règles C.C. B.A. 68.
  - 3- Règles R.P.A 81.
  - 4- Aide mémoire de Béton Armé (Dunod).
  - 5) Aide mémoire de résistance de matériaux (Dunod).
  - 6) Cours de Béton Armé tome 2. M. Belazougui
  - 7) Calcul des ossatures en B.A. A. Cain.
- 
-





